

ISSN 1000 - 4548  
CODEN YGXUEB

# 岩 土 工 程 学 报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第 43 卷      第 4 期 (总 363 期)  
Vol. 43      No. 4 (Total 363)

4

2021

主 办

中国水利学会  
中国力学学会  
中国水力发电工程学会

中国土木工程学会  
中国建筑学会  
中国振动工程学会

ISSN 1000-4548



04>

9 771000 454216

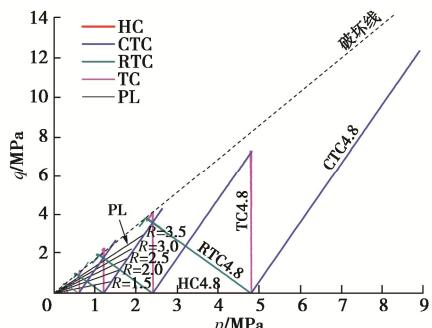


图 2  $p$ - $q$  平面内的应力路径

Fig. 2 Stress paths in  $p$ - $q$  lane

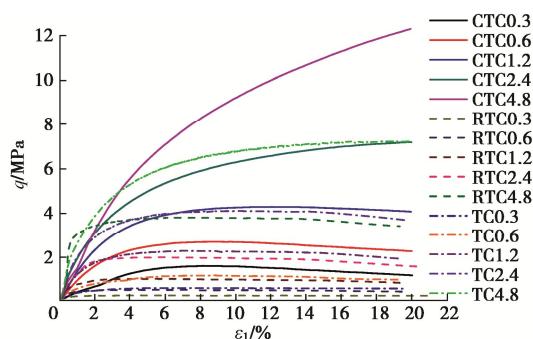


图 3 偏应力与轴向应变的关系曲线

Fig. 3 Curves of deviator stress versus axial strain

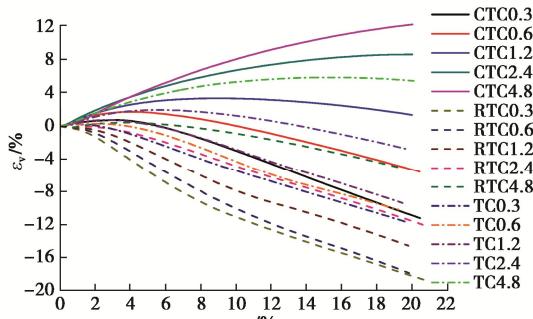


图 4 体应变与轴向应变的关系曲线

Fig. 4 Curves of volumetric strain versus axial strain

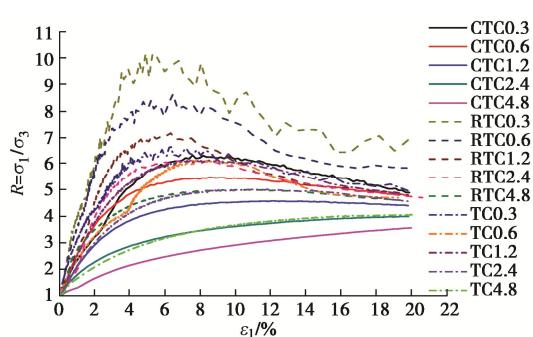


图 5 主应力比与轴向应变的关系曲线

Fig. 5 Curves of principal stress ratio versus axial strain

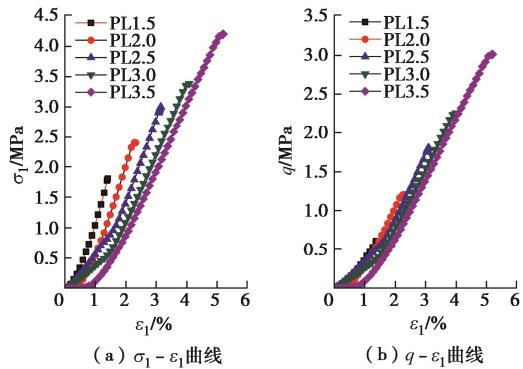


图 6 轴向应力和偏应力与轴向应变的关系曲线

Fig. 6 Curves of axial stress and deviator stress versus axial strain

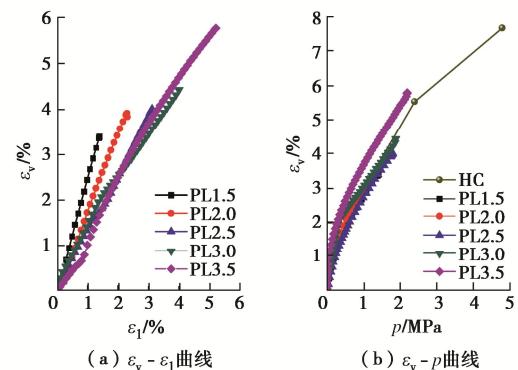


图 7 体应变与轴向应变和平均主应力的关系曲线

Fig. 7 Curves of volumetric strain versus axial strain and average principal stress

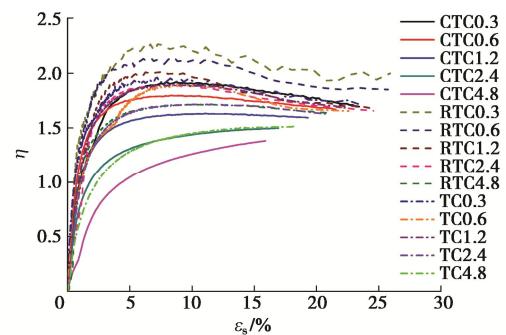


图 8 应力比与剪应变的关系曲线

Fig. 8 Curves of stress ratio versus shear strain

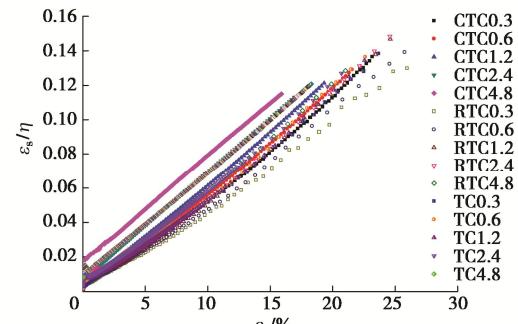


图 9  $\varepsilon_s/\eta$  与剪应变的关系曲线

Fig. 9 Curves of  $\varepsilon_s/\eta$  versus shear strain

# 《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	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 43 卷第 4 期(总 363) 2021 年 4 月出版

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 43, No. 4 (Total No. 363) Published in Apr. 2021

主 管 中国科学技术协会  
主 办 中国水利学会 中国土木工程学会  
中 国 力 学 学 会 中国建筑学会  
中国水力发电工程学会 中国振动工程学会

承 办 南京水利科学研究院  
编 辑 出 版 《岩土工程学报》编辑部  
地址:南京虎踞关 34 号, 210024  
电话: (025) 85829534, 85829556 传真: (025) 85829555  
电子信箱: ge@nhri.cn

主 编 蔡正银  
印 刷 江苏河海印务有限公司  
发 行 范 围 公 开 发 行  
订 阅 全国各地邮局(南京邮局总发行)  
国 内 邮 发 代 号 28-62  
国 外 总 发 行 中国国际图书贸易总公司(北京 399 信箱)  
国 外 发 行 代 号 MO 0520

网 址 www.cgejournal.com

广 告 登 记 江苏省工商行政管理局登记编号:广登 32000000054

### Competent Authority:

China Association for Science and Technology

### Sponsors:

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

### Published under the Auspices of

Nanjing Hydraulic Research Institute

### Edited and Published by

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

### Editor-in-Chief:

CAI Zheng-yin

### Printed by Jiangsu Hohai Printing Limited Company

### Overseas Distributor:

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

### Web Site: www.cgejournal.com

# 《岩土工程学报》征稿简则

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

- 不同应力路径下钙质砂力学特性的排水三轴试验研究 ..... 张季如, 罗明星, 彭伟珂, 张弼文 (593)  
全局等效线性化土层地震反应分析方法 ..... 孙 锐, 袁晓铭 (603)  
拉哇水电站上游围堰渗流与应力变形动态耦合仿真分析 ..... 吴梦喜, 宋世雄, 吴文洪 (613)  
分体柱在地下车站结构中的减震效果研究 ..... 许成顺, 汪洋筱珊, 杜修力, 许紫刚, 张梓鸿 (624)  
水-岩作用下断续节理砂岩力学特性劣化机理 ..... 邓华锋, 齐 豫, 李建林, 姜 桥, Eleyas Assefa, 李新哲 (634)  
邻近地层损失对地下挡土结构土压力与地表沉降影响试验研究 ..... 芮 瑞, 翟玉新, 徐杨青, 何 清 (644)  
地震下大断面盾构隧道接缝力学及防水性能研究 ..... 张稳军, 曹文振 (653)  
不同含水率冻融后红砂岩剪切蠕变特性 ..... 陈国庆, 简大华, 陈宇航, 万 亿, 林之恒 (661)  
纤维加筋土坯的蒸发过程及抗拉强度特性 ..... 荣德政, 唐朝生, 曾 浩, 程 青, 李昊达, 施 斌 (670)  
基于钻进过程指数定量评价岩体完整性原位试验研究 ..... 曹瑞琅, 王玉杰, 赵宇飞, 汪小刚, 和孙文, 彭林军 (679)  
金沙江结合带高位远程滑坡失稳机理及减灾对策研究——以金沙江色拉滑坡为例 .....  
..... 朱赛楠, 殷跃平, 王 猛, 朱 茂, 王晨辉, 王文沛, 李俊峰, 赵 慧 (688)  
浅埋地下结构耐震时程分析法最优持时研究 ..... 钟紫蓝, 颉立斌, 陈 群, 赵 密, 杜修力 (698)  
赤泥渗透液对改性 GCL 防渗性能的影响 ..... 傅贤雷, 杜延军, 尤星源, 杨玉玲, 姜哲元 (706)  
排水管堵塞引起的高铁隧道结构变形与渗流场特征模拟试验研究 ..... 李林毅, 阳军生, 高 超, 王树英, 王子建, 相懋龙 (715)  
基于平行黏结水弱化模型的页岩吸水软化离散元模拟 ..... 胡训健, 卞 康, 刘 建, 谢正勇, 陈 明, 李冰洋, 岑 越, 刘振平 (725)  
非饱和土中圆柱孔扩张问题不排水解答及吸力影响效应分析 ..... 张亚国, 翟张辉, 梁发云, 李同录 (734)  
基于红外热成像技术的土体水分蒸发过程研究 ..... 林宗泽, 唐朝生, 曾 浩, 程 青, 田本刚, 施 斌 (743)

### 短 文

- 分舱板对海上风电复合筒型基础承载特性的影响研究 ..... 蔡正银, 王清山, 关云飞, 韩 迅, 李文轩 (751)  
土工格室条带拉伸力学特性试验研究 ..... 杨广庆, 左 政, 刘 英, 王志杰, 王 贺, 于 凡 (760)  
上覆海水层对自由场基本周期影响的离心模型试验研究 ..... 兰景岩, 宋锡俊, 王 婷 (768)  
黏土片与球状颗粒间范德华作用的简便计算方法 ..... 申志福, 高 峰, 蒋明镜, 王志华, 刘 璐, 高洪梅 (776)  
盐溶液饱和高岭土膨胀土的强度特性 ..... 郑新江, 徐永福 (783)

### 简 讯

- 《岩土工程学报》入围世界土木工程类期刊 Q1 区 ..... (633)  
第三届全国软土工程学术会议第一号通知(征文) ..... (669)  
彩色插图索引 ..... (687)  
《岩土工程学报》征订启事 ..... (705)  
《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

Drained triaxial tests on mechanical properties of calcareous sand under various stress paths .....	ZHANG Ji-ru, LUO Ming-xing, PENG Wei-ke, ZHANG Bi-wen (593)
Holistic equivalent linearization approach for seismic response analysis of soil layers .....	SUN Rui, YUAN Xiao-ming (603)
Dynamic coupled simulation analysis of seepage and stress deformation of upstream cofferdam of Lava Hydropower Station .....	WU Meng-xi, SONG Shi-xiong, WU Wen-hong (613)
Seismic mitigation effects of split columns in underground station structures .....	XU Cheng-shun, WANG Yang-xiaoshan, DU Xiu-li, XU Zi-gang, ZHANG Zi-hong (624)
Degradation mechanism of intermittent jointed sandstone under water-rock interaction .....	DENG Hua-feng, QI Yu, LI Jian-lin, JIANG Qiao, ELEYAS Assefa, LI Xin-zhe (634)
Experimental investigations on influences of ground loss on earth pressure and settlement of adjacent underground retaining structures .....	RUI Rui, ZHAI Yu-xin, XU Yang-qin, HE Qing (644)
Mechanical and waterproof performances of joints of shield tunnels with large cross-section under earthquakes .....	ZHANG Wen-jun, CAO Wen-zhen (653)
Shear creep characteristics of red sandstone after freeze-thaw with different water contents .....	CHEN Guo-qing, JIAN Da-hua, CHEN Yu-hang, WAN Yi, LIN Zhi-heng (661)
Evaporation process and tensile behavior of fiber-reinforced rammed earth .....	RONG De-zheng, TANG Chao-sheng, ZENG Hao, CHENG Qing, LI Hao-da, SHI Bin (670)
In-situ tests on quantitative evaluation of rock mass integrity based on drilling process index .....	CAO Rui-lang, WANG Yu-jie, ZHAO Yu-fei, WANG Xiao-gang, HE Sun-wen, PENG Lin-jun (679)
Instability mechanism and disaster mitigation measures of long-distance landslide at high location in Jinsha River junction zone: case study of Sela landslide in Jinsha River, Tibet .....	ZHU Sai-nan, YIN Yue-ping, WANG Meng, ZHU Mao, WANG Chen-hui, WANG Wen-pei, LI Jun-feng, ZHAO Hui (688)
Optimal duration of endurance time acceleration functions for shallow buried underground structures .....	ZHONG Zi-lan, ZHEN Li-bin, CHEN Qun, ZHAO Mi, DU Xiu-li (698)
Influences of red mud leachates on hydraulic performance of a modified geosynthetic clay liner .....	FU Xian-lei, DU Yan-jun, YOU Xing-yuan, YANG Yu-ling, JIANG Zhe-yuan (706)
Simulation tests on structural deformation and seepage field of high-speed railway tunnels under drainage clogging .....	LI Lin-yi, YANG Jun-sheng, GAO Chao, WANG Shu-ying, WANG Zi-jian, XIANG Mao-long (715)
Discrete element simulation of shale softening based on parallel-bonded water-weakening model .....	HU Xun-jian, BIAN Kang, LIU Jian, XIE Zheng-yong, CHEN Ming, LI Bing-yang, CEN Yue, LIU Zhen-ping (725)
Critical cylindrical cavity expansion in unsaturated soil under undrained conditions incorporating suction effects .....	ZHANG Ya-guo, ZHAI Zhang-hui, LIANG Fa-yun, LI Tong-lu (734)
Soil evaporation based on infrared thermal imaging technology .....	LIN Zong-ze, TANG Chao-sheng, ZENG Hao, CHENG Qing, TIAN Ben-gang, SHI Bin (743)
<b>NOTES</b>	
Influences of bulkheads on bearing characteristics of composite bucket foundation of offshore wind turbines .....	CAI Zheng-yin, WANG Qing-shan, GUAN Yun-fei, HAN Xun, LI Wen-xuan (751)
Experimental investigations on tensile mechanical properties of geocell strips .....	YANG Guang-qing, ZUO Zheng, LIU Ying, WANG Zhi-jie, WANG He, YU Fan (760)
Centrifugal model tests on influences of overlying sea layer on basic period of free field .....	LAN Jing-yan, SONG Xi-jun, WANG Ting (768)
An easy method to calculate van der Waals interaction between clay plate and spherical particle .....	SHEN Zhi-fu, GAO Feng, JIANG Ming-jing, WANG Zhi-hua, LIU Lu, GAO Hong-mei (776)
Strength characteristics of GMZ bentonite saturated with salt solutions .....	ZHENG Xin-jiang, XU Yong-fu (783)
<b>NEWS</b> ..... (633, 669, 687, 705)	
Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering .....	(head page I)
Invitation for original papers .....	(head page II)

DOI: 10.11779/CJGE202104001

# 不同应力路径下钙质砂力学特性的排水三轴试验研究

张季如, 罗明星, 彭伟珂, 张弼文

(武汉理工大学土木工程与建筑学院, 湖北 武汉 430070)

**摘要:** 钙质砂的力学性质既有强度低、易破碎的特点, 又有应力路径依附性的特性。为了研究不同应力路径对钙质砂的颗粒破碎和力学性质的影响, 对不同固结压力的钙质砂进行了 5 种应力路径下的排水三轴压缩试验。结果表明: 不同应力路径对钙质砂的应力 - 应变关系、抗剪强度和颗粒破碎特性有较大的影响。相同固结压力下, 等轴向应力试验的剪胀现象最为明显, 颗粒破碎率最小, 峰值内摩擦角最大; 等围压试验的剪胀现象最不明显, 颗粒破碎率最大, 峰值内摩擦角最小; 等平均主应力试验的这些性质介于上述两种试验之间。等主应力比和等向固结试验在加载过程中主要表现为试样的体积压缩, 因此与另外 3 种应力路径试验差别很大。不同应力路径对钙质砂应力 - 应变关系和强度的影响, 除了砂土具有应力路径依附性的特性外, 主要来自于应力路径和固结压力的不同产生的颗粒破碎程度不一致造成的影响, 使得在不同的应力路径试验中钙质砂的力学性质表现出更大的差异。

**关键词:** 钙质砂; 力学特性; 排水三轴试验; 应力路径; 颗粒破碎

中图分类号: TU431 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)04-0593-10

作者简介: 张季如(1964—), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程方面的教学和科研。E-mail: zhangjr@whut.edu.cn。

## Drained triaxial tests on mechanical properties of calcareous sand under various stress paths

ZHANG Ji-ru, LUO Ming-xing, PENG Wei-ke, ZHANG Bi-wen

(School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, China)

**Abstract:** The mechanical properties of calcareous sand are low in strength and easy to crush and have the characteristics of stress path dependence. In order to study the effects of different stress paths on the particle crushing and mechanical properties of calcareous sand, a series of drained triaxial compression tests under five stress paths are carried out on calcareous sand with different consolidation pressures. The results show that the stress path has a great influence on the stress-strain relationship, shear strength and particle breakage of the calcareous sand. Under the same consolidation pressure, the dilation phenomenon is obvious in the constant axial stress tests where the particle breakage index is the smallest, and the peak internal friction angle is the largest. The dilation phenomenon is less noticeable in the constant confining pressure tests with the largest particle breakage index and the smallest peak internal friction angle. These properties of the constant average principal stress tests are in between the above tests. The isotropic principal stress ratio tests and the isotropic stress consolidation tests mainly show the volume compression of samples during loading, so they are very different from the other three stress path tests. The influence factors of different stress paths on the stress-strain relationship and strength of calcareous sands, in addition to the characteristics of sands with stress path dependence, mainly come from the effects of inconsistent particle breakage caused by different stress paths and consolidation pressures. This is why the mechanical properties of the calcareous sand show great differences in the tests with different stress paths.

**Key words:** calcareous sand; mechanical property; drained triaxial test; stress path; particle breakage

## 0 引言

钙质砂是一种以碳酸钙为主要成分的特殊砂土, 具有粒内富含孔隙、形状不规则、颗粒易破碎的特点, 在常应力状态下就能产生颗粒破碎, 从而影响钙质砂的力学特性。另一方面, 砂土的力学性质具有很强的应力路径依附性, 不同应力路径对应力 - 应变关系和

强度有很大的影响<sup>[1-2]</sup>。因此, 对这种既有砂土特性, 同时又容易颗粒破碎的钙质砂, 需要探索在不同应力路径和颗粒破碎双重因素作用下的力学特性。

自 20 世纪 80 年代开始, 许多研究者将应力路径

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (41272334)

收稿日期: 2020-06-28

视为一条主线来分析各类岩土工程问题。一些学者研究了不同应力路径对砂土的应力-应变关系和抗剪强度的影响<sup>[2-5]</sup>。砂土的本构方程研究也逐步考虑到了应力路径的依附性，目的是建立一种能适合于各种复杂应力路径条件的本构方程<sup>[6-9]</sup>。这些研究的对象通常是标准的石英砂，颗粒质地坚硬、形状比较规则，在常应力范围的应力路径作用下，很少考虑颗粒破碎对其力学性质和本构关系的影响。

同为粒状材料的堆石料也具有应力路径依附性的特性。与颗粒坚硬的石英砂相比，堆石料的强度偏低，具有易破碎的特点。近年来随着土石坝的筑坝高度不断增加，堆石料的颗粒破碎特性受到广泛重视，一些学者利用大型三轴试验设备研究了应力路径对堆石料颗粒破碎和力学性质的影响<sup>[10-13]</sup>。然而针对复杂应力路径下堆石料颗粒破碎的研究，目前的成果仍比较少。此外，堆石料与砂土的矿物成分、颗粒大小相差悬殊，二者的力学性质存在明显差异。

近年来随着海洋开发和岛礁建设的不断发展，钙质砂的工程性质受到重视。钙质砂的颗粒破碎与力学性质的关系，已经成为土力学研究的热点之一<sup>[14]</sup>。许多学者利用三轴试验研究颗粒破碎对钙质砂力学性质的影响<sup>[15-17]</sup>，并将颗粒破碎指标纳入到钙质砂的临界状态和本构模型的研究<sup>[18-20]</sup>。这些研究主要采取的是单一的、常规的三轴应力路径，而复杂应力路径条件下钙质砂的三轴试验研究，迄今为止尚不多见，目前对不同应力路径下的三轴压缩和剪切过程中钙质砂的颗粒破碎特性，以及颗粒破碎对应力-应变关系和抗剪强度影响规律的认识仍十分有限。鉴于此，本文采用高压三轴试验系统，对不同固结条件的钙质砂进行5种不同应力路径下的排水三轴压缩试验，研究不同应力路径对钙质砂的应力-应变关系、抗剪强度和颗粒破碎特性的影响规律，旨在深入认识不同应力路径下钙质砂的力学特性，为建立复杂应力路径下考虑颗粒破碎的钙质砂本构模型提供依据。

## 1 土样与试验方法

### 1.1 土样

原始土样取自中国南海岛礁的钙质砂。经测试，钙质砂的  $\text{CaCO}_3$  含量为 96.39%，土粒相对质量密度为 2.76，粒径分布曲线见图 1。考虑到在相同的应力水平下，均匀分布的钙质砂比非均匀分布时的颗粒破碎程度更高，为便于研究不同应力路径试验对颗粒破碎的影响，采用筛分法制备粒径范围为 1~0.5 mm 的单一粒组的试样，该粒组的颗粒占原始级配钙质砂的

质量百分比超过 50%。

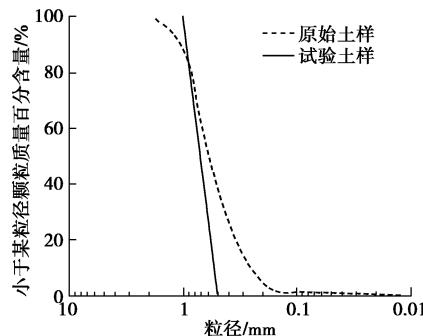


图 1 钙质砂的粒径分布曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curves of calcareous sand

### 1.2 试验方法

试验采用英国 GDS 公司生产的高压三轴试验系统 (HTPAS)。试验过程采用伺服电机控制，围压和反压均由电机控制的压力体积控制器施加，围压可达 16 MPa，反压可达 4 MPa。位移传感器量程 ±25 mm，荷重传感器量程 100 kN。试样为圆柱形，直径 50 mm，高 100 mm。在圆柱形底座上包裹一个 1 mm 厚橡皮膜，膜内采用砂雨法撒干砂制备试样。制成试样的干密度  $\rho_d=1.45 \text{ g/cm}^3$ ，孔隙比  $e=0.9$ ，相对密度  $D_r=0.72$ 。为抑制试样的边缘效应，试样帽、底座与试样之间各采用一个 6 mm 厚的抛光金属透水板相连。试验中的压力室和进、排水管道均为钢制，围压采用液压油加载，避免了仪器的压力变形。试样在三轴试验系统中反压饱和后，即可进行不同应力路径下的三轴试验。

本文采用的三轴试验应力条件下应力和应变的符号意义如下：固结压力  $\sigma_c$ ，轴向应力  $\sigma_1$ ，围压  $\sigma_3$ ，轴向应变  $\varepsilon_1$ ，体应变  $\varepsilon_v$ ，平均主应力  $p=(\sigma_1+2\sigma_3)/3$ ，偏应力  $q=\sigma_1-\sigma_3$ ，与  $q$  相适应的剪应变  $\varepsilon_s=\varepsilon_1-\varepsilon_v/3$ ，主应力比  $R=\sigma_1/\sigma_3$ ，应力比  $\eta=q/p=3(R-1)/(R+2)$ 。各试验在  $p-q$  平面内的应力路径见图 2，进行了固结压力  $\sigma_c=0.3, 0.6, 1.2, 2.4, 4.8 \text{ MPa}$  的等向压缩试验

(HC)，以及在上述 5 种固结压力的等向固结条件下，进行了等  $\sigma_3$  而增大  $\sigma_1$  (CTC)、等  $\sigma_1$  而减小  $\sigma_3$  (RTC) 和等  $p$  (TC) 的排水三轴压缩试验。此外还进行了不固结条件下等主应力比的排水三轴压缩试验 (PL)，选取了 5 个主应力增量比  $\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_3=1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5$ ，对应的应力增量比  $\Delta q/\Delta p=0.43, 0.75, 1, 1.2, 1.36$ 。应力路径试验方案见表 1，共进行了 5 种应力路径下的 25 组试验，其中，HC 试验将试样的体积变化率小于  $5 \text{ mm}^3/\text{min}$  作为试验终止标准，PL 试验将  $\sigma_3$  增至  $1.2 \text{ MPa}$  设为试验终止条件，CTC, RTC 和 TC 试验将控制轴向应变  $\varepsilon_1=20\%$  作为试验终止标准，旨在尽量增大钙质砂的颗粒破碎量。

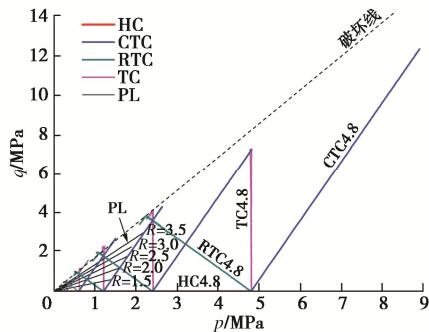
图 2  $p$ - $q$  平面内的应力路径Fig. 2 Stress paths in  $p$ - $q$  plane

表 1 应力路径试验方案

Table 1 Schemes of stress path tests

试验 编号	应力增量比 $\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_3}$	固结 压力 $\Delta q$	应 力 $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_c$	控 制 方 式	剪 切 速 率
HC0.3			0.3		
HC0.6			0.6		
HC1.2	1	0	1.2	$\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_c$	应力 不变
HC2.4			2.4		控制
HC4.8			4.8		
CTC0.3			0.3		
CTC0.6			0.6	$\sigma_1$ 增大	应变
CTC1.2	$\infty$	3	1.2	$\sigma_3 = \sigma_c$	$\Delta\epsilon_1 = 0.05$
CTC2.4			2.4	不变	mm/min
CTC4.8			4.8		
RTC0.3			0.3		
RTC0.6			0.6	$\sigma_1 = \sigma_c$ 不变	$\Delta\sigma_3 = 5$
RTC1.2	0	-3/2	1.2	$\sigma_3$ 减小	应力 kPa/min
RTC2.4			2.4		
RTC4.8			4.8	$p = \sigma_c$ 不变	
TC0.3			0.3	$\sigma_1$ 增大	$\Delta\sigma_1 = 5$
TC0.6			0.6		
TC1.2	-2	$\infty$	1.2	$\sigma_3$ 减小	应力 kPa/min
TC2.4			2.4		
TC4.8			4.8		
PL1.5	1.5	0.43			
PL2.0	2.0	0.75		$\sigma_1$ 增大	$\Delta\sigma_3 = 5$
PL2.5	2.5	1.00	无	$\sigma_3$ 增大	应力 kPa/min
PL3.0	3.0	1.20			
PL3.5	3.5	1.36			

各组试验完毕后, 小心取出试样, 利用筛析法进行粒度分析, 以获取试样的粒径分布曲线来量化颗粒破碎程度。本文采用 Hardin<sup>[21]</sup>提出的相对破碎率  $B_r$  来量化钙质砂的颗粒破碎, 即分别将试验前和试验后的粒径分布曲线与 0.075 mm 粒径截断线所围成的面积, 定义为试验前和试验后的破碎势。将试验前和试验后的破碎势之差定义为破碎量, 则相对破碎率为破碎量与试验前破碎势的比值。

## 2 结果与分析

### 2.1 应力 - 应变特性

图 3 为 CTC, RTC 和 TC 试验中的偏应力与轴向应变的关系曲线。从图中可以看见, 3 种应力路径的应力 - 应变曲线形状基本相似, 大致呈非线性的双曲

线型。相同应力路径下, 应力 - 应变曲线的起始坡度随固结压力增大而变陡。不同应力路径下, 应力 - 应变曲线的起始坡度也不同, CTC 试验的较缓, TC 试验的变陡, RTC 试验的最陡, 偏应力到达峰值的轴向应变很小。除了高固结压力的 CTC4.8 试验外, 其它试验的应力 - 应变曲线均表现为应变软化现象, 固结压力越小, 应变软化特征越明显, 峰值偏应力随着固结压力增大而增大。

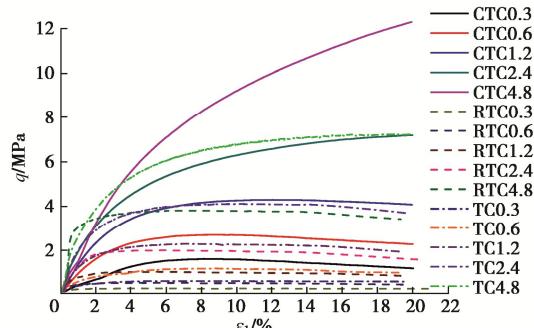


图 3 偏应力与轴向应变的关系曲线

Fig. 3 Curves of deviator stress versus axial strain

图 4 为 CTC, RTC 和 TC 试验中的体应变与轴向应变的关系曲线, 其中体应变是从试验的总体应变中, 扣除了等向固结条件下由固结压力  $\sigma_c$  产生的体应变, 为试验在剪切阶段产生的体应变。从图 4 可以看见, 除了高固结压力的 CTC4.8 试验外, 其它试验随着轴向应变的增加, 体应变先缩小, 后膨胀。固结压力越小, 剪胀现象越显著, 随着固结压力的增大, 剪胀倾向减少。不同应力路径对钙质砂剪胀的影响较为明显, 剪胀的大小、体应变为零时对应的轴向应变、体应变终值的大小等都有很大区别。

从图 4 还可以看见, RTC 试验开始就表现为剪胀现象, 试验过程中体应变基本上为负值; TC 试验总体表现为剪胀, 在低固结压力时的剪胀现象更加明显, 在较小的轴向应变时, 体应变由正转负值; CTC 试验只在低固结压力时的剪胀现象较为明显, 轴向应变增加到一定量时, 体应变转为负值, 但随着固结压力的增大, 剪胀倾向减少。高固结压力的 CTC4.8 试验的体应变始终为剪缩, 需要相当大的轴向应变, 才会趋于不胀不缩。

图 5 为 CTC, RTC 和 TC 试验中的主应力比与轴向应变的关系曲线。从图中可以看见, 主应力比随轴向应变的增加而增加, 达到峰值后又逐渐降低, 降低幅度与剪胀变化趋势相一致。相同应力路径下, 固结压力越低, 剪胀效应越显著, 曲线上主应力比出现峰值的现象越明显。不同应力路径下, 由于 RTC 试验的剪胀效应显著, 曲线上具有明显的峰值主应力比, 应

变软化现象十分明显; CTC 试验只是在低围压时曲线具有较为明显的峰值主应力比, 在高围压下, 随着轴向应变的增加, 主应力比不出现峰值; TC 试验的曲线特点介于 RTC 和 CTC 试验之间, 低围压时曲线具有明显的峰值主应力比, 高围压时的曲线无明显峰值主应力比。

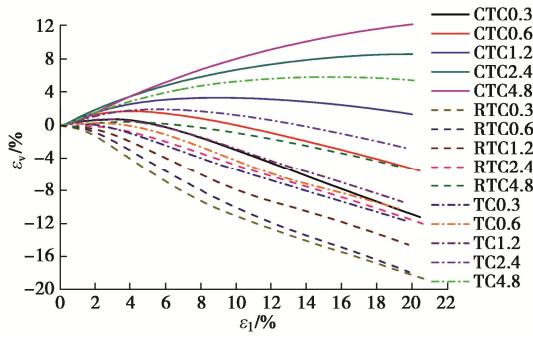


图 4 体应变与轴向应变的关系曲线

Fig. 4 Curves of volumetric strain versus axial strain

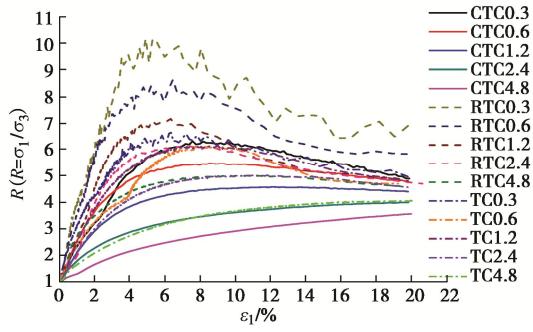


图 5 主应力比与轴向应变的关系曲线

Fig. 5 Curves of principal stress ratio versus axial strain

图 6 为 PL 试验中的轴向应力和偏应力分别与轴向应变的关系曲线, 从图中可以看出, 两种应力 - 应变曲线大致呈幂函数型。随着主应力比值的增大, 轴向应力与轴向应变关系曲线的后段逐渐变缓, 见图 6 (a)。这一特征在偏应力与轴向应变关系曲线上表现的不明显, 随主应力比值的增大, 曲线后段的差别很小, 见图 6 (b)。

图 7 为 PL 试验中的体应变分别与轴向应变和平均主应力的关系曲线, HC 试验作为  $R=1$  的 PL 试验, 试验结果也绘在图 7 (b) 中。图 7 (a) 显示, 体应变与轴向应变关系曲线近似呈直线关系, 说明在 PL 试验的加载过程中, 试样均表现为体积压缩。随着主应力比值的增大, 直线的斜率变缓, 并出现相互交叉的现象。这一特点在体应变与平均主应力的关系曲线上也有所体现, 图 7 (b) 显示, 曲线近似呈双曲线型, 各种不同主应力比值的曲线相互交织在一起。孙岳崧等<sup>[3]</sup>对承德中密砂进行了类似的研究, 在不同主应力

比的 PL 试验中也观察到体应变曲线相互交叉的现象, 这说明体应变同时受到平均主应力和偏应力的影响。

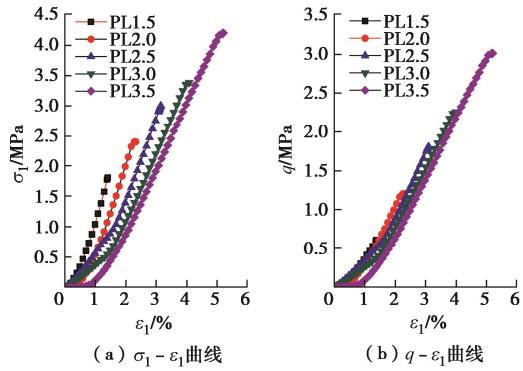


图 6 轴向应力和偏应力与轴向应变的关系曲线

Fig. 6 Curves of axial stress and deviator stress versus axial strain

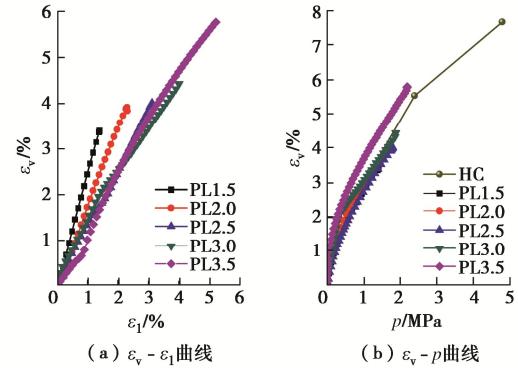


图 7 体应变与轴向应变和平均主应力的关系曲线

Fig. 7 Curves of volumetric strain versus axial strain and average principal stress

各种应力路径试验成果的比较见表 2, 从中可以发现, 应力 - 应变曲线为双曲线型的 CTC, RTC 和 TC 试验, 曲线的初始斜率随着固结压力的增加而增加, 即应力 - 应变曲线的起始坡度随固结压力增大而变陡(图 3)。峰值主应力差和峰值平均主应力随着固结压力的增加而增加, 而峰值主应力比和峰值应力比则随着固结压力的增加而减小; 相同固结压力下的峰值主应力差和峰值平均主应力, CTC 试验的最大, TC 试验的其次, RTC 试验的最小。而峰值主应力比和峰值应力比却正好相反, CTC 试验的最小, TC 试验的居中, RTC 试验的最大; TC, CTC 试验中, 体变为零时的轴向应变值随固结压力的增大而增大。

## 2.2 应力路径的归一化分析

孙岳崧等<sup>[3]</sup>对承德中密砂进行了 6 种不同应力路径的三轴试验研究, 其中与本文相同的有 HC, CTC, TC, PL 等 4 种试验。本文借鉴其对应力路径归一化的处理方法, 旨在能够将钙质砂的试验结果与承德砂进行比较。该方法是将各种应力路径的偏应力  $q$  除以相对应的平均主应力  $p$ , 得到应力比  $\eta$ , 即对各种应力

表 2 各种应力路径试验成果的比较

Table 2 Comparison of test results of various stress paths

试验 编号	固结 类型	固结 压力 $\sigma_c$ /MPa	应 力 增 量 比 $\Delta q / \Delta p$	应 力 应 变 曲 线 线 型	曲 线 初 始 斜 率 /MPa	峰 值 主 应 力 $q_{\max}$ /MPa	峰 值 平 均 主 应 力 $p_{\max}$ /MPa	峰 值 主 应 力 比 $R_{\max}$	峰 值 应 力 比 $\eta_{\max}$	峰 值 向 应 变 比 /%	体 变 零 时 的 轴 向 应 变 比 /%	最 终 体 变 率 $\varepsilon_{v\max}$ /%	最 终 碎 率 $B_r$ /%	峰 值 内 摩 擦 角 $\phi_p$ /(°)	最 终 内 摩 擦 角 $\phi_f$ /(°)
HC0.3	等向 固结	0.3	0	幂函 数型	—	0	0.30	1.00	0	—	—	1.28	0.59	—	—
HC0.6		0.6			—	0	0.60	1.00	0	—	—	2.23	0.89	—	—
HC1.2		1.2			—	0	1.20	1.00	0	—	—	3.33	1.09	—	—
HC2.4		2.4			—	0	2.40	1.00	0	—	—	5.52	1.64	—	—
HC4.8		4.8			—	0	4.80	1.00	0	—	—	7.66	2.11	—	—
CTC0.3	等向 固结	0.3	3	双曲 线型	28.18	1.60	0.84	6.33	1.92	5.60	-11.20	2.38	46.65	41.36	
CTC0.6		0.6			75.14	2.69	1.50	5.48	1.80	10.20	-5.68	4.69	43.75	40.76	
CTC1.2		1.2			112.02	4.29	2.64	4.58	1.63	—	1.06	8.97	39.91	39.03	
CTC2.4		2.4			123.34	7.20	4.81	4.00	1.47	—	8.56	14.93	36.86	36.86	
CTC4.8		4.8			139.20	12.32	8.91	3.57	1.30	—	12.15	22.00	34.20	34.20	
RTC0.3	等向 固结	0.3	-3/2	双曲 线型	90.15	0.27	0.29	10.20	2.21	0.16	-18.79	0.83	55.23	48.54	
RTC0.6		0.6			150.52	0.52	0.61	8.64	2.12	—	-17.82	0.82	52.42	45.03	
RTC1.2		1.2			170.26	1.02	1.20	7.17	1.94	—	-14.51	1.31	49.05	40.94	
RTC2.4		2.4			192.46	1.99	2.40	6.13	1.88	—	-11.99	3.09	46.02	40.48	
RTC4.8		4.8			253.23	3.82	4.80	5.00	1.70	—	-5.08	8.16	41.82	40.01	
TC0.3	等向 固结	0.3	$\infty$	双曲 线型	66.50	0.60	0.34	6.66	1.92	2.15	-11.73	1.78	47.63	41.68	
TC0.6		0.6			89.05	1.17	0.64	6.14	1.89	3.83	-10.19	2.57	46.04	40.48	
TC1.2		1.2			93.20	2.28	1.23	6.15	1.89	5.46	-9.36	4.70	46.07	40.99	
TC2.4		2.4			217.46	4.12	2.42	5.02	1.71	13.94	-2.83	9.53	41.88	39.86	
TC4.8		4.8			266.15	7.26	4.82	4.06	1.51	—	5.39	18.43	37.20	37.20	
PL1.5	不 固 结	—	0.43	幂函 数型	—	—	1.41	1.50	0.43	—	3.40	1.30	—	—	
PL2.0		—	0.75		—	—	1.60	2.00	0.75	—	3.84	1.46	—	—	
PL2.5		—	1.00		—	—	1.80	2.50	1.00	—	4.02	1.87	—	—	
PL3.0		—	1.20		—	—	1.89	3.00	1.20	—	4.44	2.01	—	—	
PL3.5		—	1.36		—	—	2.20	3.50	1.36	—	5.79	2.67	—	—	

路径都用平均主应力进行归一化处理, 再将应力比  $\eta$  与剪应变  $\varepsilon_s$  整理成  $\eta - \varepsilon_s$  曲线和  $\varepsilon_s/\eta - \varepsilon_s$  曲线来分析应力路径的影响。

图 8 为 CTC, RTC 和 TC 试验的  $\eta - \varepsilon_s$  关系曲线, 从中可以发现, 钙质砂在 3 种应力路径下的应力 - 应变曲线, 归一化结果相差较远。而承德砂在 CTC 和 TC 试验中的应力 - 应变曲线, 归一化结果比较接近<sup>[3]</sup>, 可见应力路径对钙质砂的影响较为明显。

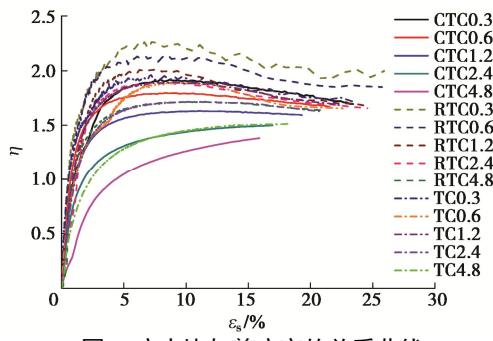


图 8 应力比与剪应变的关系曲线

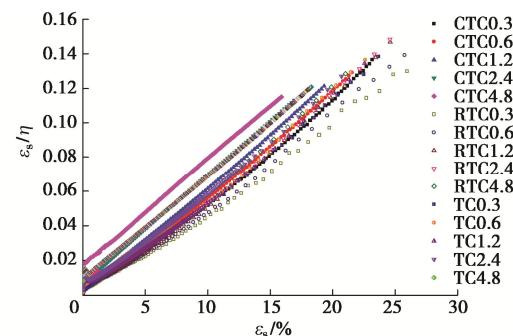
Fig. 8 Curves of stress ratio versus shear strain

将 CTC, RTC 和 TC 试验数据整理成  $\varepsilon_s/\eta - \varepsilon_s$  关系, 并绘于图 9, 从中可以发现, 各应力路径下的  $\varepsilon_s/\eta - \varepsilon_s$  关系近似呈直线关系, 其中 CTC 和 TC 试验的直线关系较好, RTC 试验的稍差。故  $\varepsilon_s/\eta$  与  $\varepsilon_s$  的关系可写成

$$\varepsilon_s/\eta = a + b\varepsilon_s \quad (1)$$

式中,  $a$ ,  $b$  分别为直线在纵坐标轴上的截距和斜率。

孙岳崧等<sup>[3]</sup>在含 CTC, TC 在内的 4 种应力路径试验中, 发现承德砂在不同固结压力下的  $\varepsilon_s/\eta - \varepsilon_s$  关系, 可以用一条直线来描述, 即无论应力路径是怎样的, 也不管固结压力是多少, 式(1)中的参数  $a$  是恒定不变的, 显然该结论与钙质砂的试验结果有较大差别。从图 9 可以发现, 各试验的  $\varepsilon_s/\eta - \varepsilon_s$  关系近似为一组相互平行的直线, 表明直线斜率基本相等, 但纵轴上的截距  $a$  各不相同。相同应力路径下, 固结压力越大,  $a$  值越大; 不同应力路径下, 同一固结压力下的  $a$  值, CTC 试验的最大, TC 试验的其次, RTC 试验的最小, 说明  $a$  值大小与试验的固结条件和应力路径有关。

图 9  $\varepsilon_s/\eta$  与剪应变的关系曲线Fig. 9 Curves of  $\varepsilon_s/\eta$  versus shear strain

Muir 等<sup>[22]</sup>依据砂土应力 - 应变关系中利用峰值

应力比表示的应变软化曲线特征，提出了一种采用应力比与剪应变表征的双曲线模型，即

$$\eta/\eta_{\max} = \varepsilon_s/(B + \varepsilon_s) , \quad (2)$$

式中， $B$  为试验常数。

比较式(1), (2) 可得  $a = B/\eta_{\max}$ ，表明参数  $a$  的大小与峰值应力比成反比。从图 8 和表 2 中的峰值应力比变化规律，也可看出  $a$  值并非恒定值，而且不同应力路径和固结条件下的各个  $a$  值之间的大小关系，与图 9 显示的结果完全一致，即相同应力路径下，参数  $a$  随固结压力增大而增大。同一固结压力对应的  $a$  值大小依次是，CTC 试验的最大，TC 试验的其次，RTC 试验的最小。

PL 试验的归一化处理是从 5 个主应力比值的试验中，采集当平均主应力分别到达 0.3, 0.6, 1.2 MPa 时的有关数据进行归一化，为的是在相同的应力条件下进行比较。图 10 为 PL 试验的  $\eta - \varepsilon_s$  及  $\varepsilon_s/\eta - \varepsilon_s$  曲线，从中可发现，不同主应力比的 PL 试验的应力 - 应变曲线不能归一化到一起，见图 10 (a)， $\varepsilon_s/\eta - \varepsilon_s$  曲线也不是一条直线，见图 10 (b)，其特点与承德砂的试验结果基本类似，说明钙质砂不能忽视应力路径的影响。

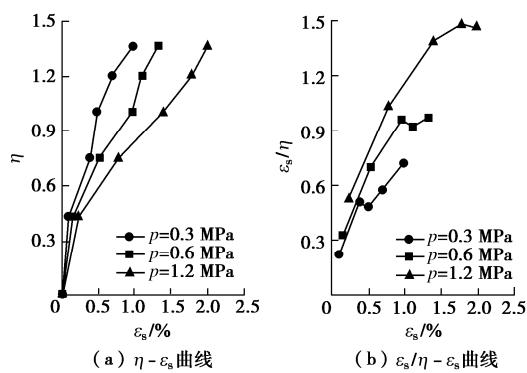


图 10 应力比和  $\varepsilon_s/\eta$  与剪应变的关系曲线

Fig. 10 Curves of stress ratio and  $\varepsilon_s/\eta$  versus shear strain

### 2.3 颗粒破碎特性

表 2 所示的 CTC, RTC 和 TC 试验中各试样的颗粒最终破碎率，是从试验完毕后获得的总破碎率中，扣除了等向固结条件下由相应固结压力  $\sigma_c$  产生的颗粒破碎率，整理出试验在剪切阶段产生的颗粒破碎率。图 11 为颗粒破碎率与固结压力和主应力比的关系曲线。对有等向固结的各试验，给出了颗粒破碎率与固结压力的关系，见图 11 (a)；对无固结阶段的 PL 试验，则给出了颗粒破碎率与主应力比的关系，见图 11 (b)，由于 HC1.2 也是  $R=1$  的 PL 试验，故将其结果也绘于其中。

图 11 (a) 显示，各试验中钙质砂的颗粒破碎率随固结压力增大而增大。在 HC 试验中只有压缩而无剪切过程，因此即便在较高的固结压力下，钙质砂的颗粒破碎量也较小。其余 3 种试验中，相同固结压力下钙质砂的颗粒破碎率，CTC 试验的最大，TC 试验的其次，

RTC 试验的最小。PL 试验中钙质砂的颗粒破碎率随主应力比值的增大而增大，因在加载过程中主要表现为体积压缩，故颗粒破碎量也较小，见图 11 (b)。

图 11 (a) 还显示，应力路径和固结条件对钙质砂的颗粒破碎率和参数  $a$  的影响规律完全一致，即在相同应力路径下，固结压力越大，颗粒破碎率越大， $a$  值也越大；固结压力相同而应力路径不同时，颗粒破碎率的大小依次为，CTC 试验的最大，TC 试验的其次，RTC 试验的最小，而对应的  $a$  值的大小具有与之完全相同的次序。考虑到钙质砂与承德砂的主要差别在于其显著的颗粒破碎特性，这表明钙质砂与承德砂在  $a$  值上的差异，也即二者的应力 - 应变关系在归一化结果上出现的差别，主要是由试验过程中钙质砂的颗粒破碎引起的，说明固结压力和应力路径对钙质砂应力 - 应变关系的影响，除了源自于砂土具有应力路径依附性的特性外，还来自于因应力路径和固结条件的不同，造成的颗粒破碎程度不一致带来的影响。

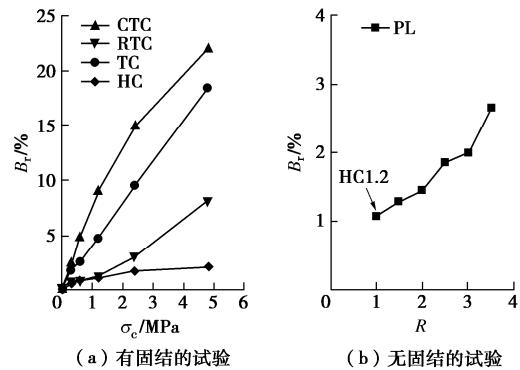


图 11 颗粒破碎率与固结压力和主应力比的关系曲线

Fig. 11 Curves of breakage index versus consolidation pressure and principal stress ratio

图 12 为 4 种应力路径试验中的偏应力峰值与颗粒破碎率的关系。从图中可看见，CTC, RTC 和 TC 试验的偏应力峰值与颗粒破碎率的关系近似呈相同的直线关系。峰值偏应力越大，颗粒破碎率越高，直线关系基本上不受应力路径的影响。PL 试验的峰值偏应力与颗粒破碎率也呈现类似的直线关系，但比 CTC, RTC 和 TC 3 种试验的直线平缓。

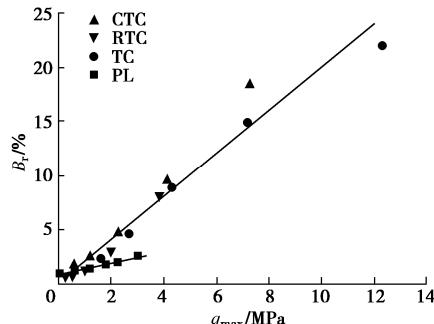


图 12 颗粒破碎率与最大偏应力的关系

Fig. 12 Relationship between breakage index and maximum deviator stress

图13给出了5种应力路径试验中的最大体应变与颗粒破碎率的关系。从图中可发现, CTC, RTC 和 TC 试验中的体应变, 无论是剪胀、剪缩, 还是先缩后胀, 各试验中的最大体应变与颗粒破碎率的关系也具有相同的变化规律, 同样不受应力路径的影响。HC 和 PL 试验在加载过程主要表现为压缩, 颗粒破碎率随体应变增长而增大, 变化规律与 CTC, RTC 和 TC 3 种试验差别较大。

图14给出了5种应力路径试验中的最大平均主应力与颗粒破碎率的关系。图中显示, 相同应力路径下, 各试验中的最大平均主应力与颗粒破碎率近似呈直线关系, 最大平均主应力越大, 颗粒破碎率越大。不同应力路径下, 最大平均主应力与颗粒破碎率的直线关系各不相同, 其中, TC 试验的直线最陡, 其后依次为 CTC, RTC 和 PL 试验, HC 试验的直线最为平缓, 说明最大平均主应力随颗粒破碎率的变化规律受到了应力路径的影响。

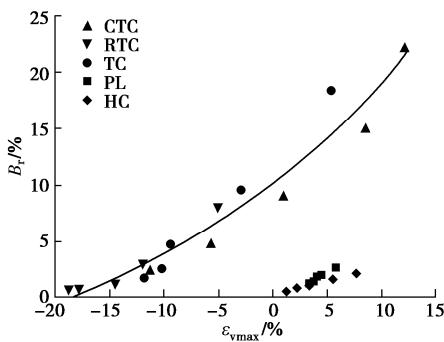


图13 颗粒破碎率与最大体应变的关系

Fig. 13 Relationship between breakage index and maximum volumetric strain

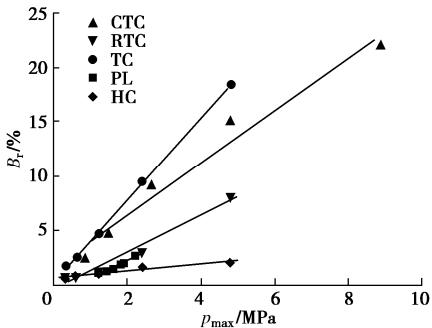


图14 颗粒破碎率与最大平均主应力的关系

Fig. 14 Relationship between breakage index and maximum average principal stress

图15给出了4种应力路径试验中的峰值主应力比  $R_{\max}$  和峰值应力比  $\eta_{\max}$  与颗粒破碎率的关系。图中可见, CTC, RTC 和 TC 试验中的峰值主应力比随着颗粒破碎率的增加而降低, 各试验的  $R_{\max} - B_r$  关系基本相同, 不受应力路径的影响。RTC 试验在低破碎率阶

段对应的峰值主应力比偏高, 与对应的低固结压力下钙质砂应变软化现象和剪胀效应十分显著的特性有关。图15还显示, 峰值应力比与颗粒破碎率也有类似的关系, 峰值应力比随颗粒破碎率增大而减低, 变化趋势近似直线变化。PL 试验中的峰值主应力比和峰值应力比均随颗粒破碎率增加而增加, 但与 CTC, RTC 和 TC 试验存在很大差别。

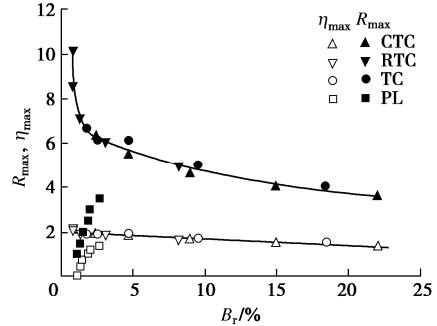


图15 峰值主应力比和峰值应力比与颗粒破碎率的关系

Fig. 15 Relationship between maximum principal stress ratio or maximum stress ratio and breakage index

## 2.4 抗剪强度特性

按照莫尔-库仑强度理论, 无黏性土在三轴排水剪切中的内摩擦角  $\varphi$  与主应力比  $\sigma_1/\sigma_3$  的关系为

$$\varphi = \sin^{-1} \frac{\sigma_1/\sigma_3 - 1}{\sigma_1/\sigma_3 + 1} \quad (3)$$

基于式(3), 分别利用峰值主应力比  $R_{\max} = (\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$  和试验终止时 ( $\varepsilon_1=20\%$ ) 的主应力比  $R_f = (\sigma_1/\sigma_3)_f$ , 计算出对应的峰值内摩擦角  $\varphi_p$  和最终内摩擦角  $\varphi_f$ , 计算结果见表2。图16给出了 CTC, RTC 和 TC 试验中钙质砂的  $\varphi_p$  和  $\varphi_f$  与固结压力的关系, 图16(a)显示, 相同应力路径下,  $\varphi_p$  随固结压力的增大而减小; 不同应力路径下, 相同固结压力时  $\varphi_p$  差别较大, 其中 RTC 试验的最大, TC 试验的其次, CTC 试验的最小, 三者  $\varphi_p$  的差幅为  $1^\circ \sim 9^\circ$ 。钙质砂的  $\varphi_f$  也有类似的规律, 但差幅减小, 约为  $1^\circ \sim 7^\circ$ 。

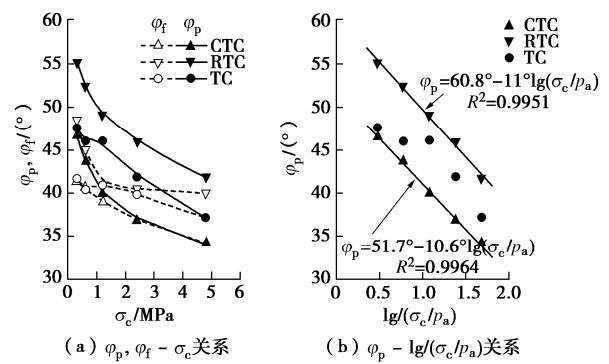


图16  $\varphi_p$ ,  $\varphi_f$  与固结压力的关系

Fig. 16 Relationship among  $\varphi_p$ ,  $\varphi_f$  and consolidation pressure

本文采用 Duncan 等<sup>[23]</sup>提出的非线性强度准则来

分析不同应力路径下钙质砂的峰值内摩擦角与固结压力的关系, 即

$$\varphi_p = \varphi_0 - \Delta\varphi \lg(\sigma_c / p_a) , \quad (4)$$

式中,  $\varphi_0$  为一个大气压下的内摩擦角,  $\Delta\varphi$  为随  $\sigma_c$  增加内摩擦角的减小值,  $p_a$  为标准大气压。

按照式(4)对不同应力路径下的试验结果进行拟合分析, 结果如图 16(b)所示, CTC 试验的  $\varphi_0=51.7^\circ$ ,  $\Delta\varphi=10.6^\circ$ , 拟合度  $R^2=0.9964$ ; RTC 试验的  $\varphi_0=60.8^\circ$ ,  $\Delta\varphi=11^\circ$ , 拟合度  $R^2=0.9951$ , 二者的直线斜率基本一致, 但截距不同, 说明应力路径对峰值内摩擦角有影响, 式(4)对 CTC 和 RTC 试验具有良好的适用性。但 TC 试验数据的离散性较大, 不能用式(4)的直线规律来描述, 见图 16(b)。秦尚林等<sup>[11]</sup>对粗粒料也进行了类似的研究, 得到了同样的结论。

图 17 给出了 CTC, RTC 和 TC 试验中钙质砂的  $\varphi_p$  及  $\varphi_f$  与颗粒破碎率的关系, 从中可以看见, 钙质砂的峰值内摩擦角随颗粒破碎率的增大而降低, 不同应力路径下的变化规律基本相同, 没有受到应力路径的影响。孙岳崧等<sup>[3]</sup>对不同固结条件的承德砂进行了 5 种应力路径的三轴试验结果显示, 内摩擦角仅相差  $1^\circ$  左右, 因而得出了不同固结条件和应力路径对砂土抗剪强度指标影响不大的结论, 显然这与钙质砂有很大区别。无论是图 16 中的试验结果, 还是式(4)代表的变化规律, 都表明钙质砂的峰值内摩擦角受到了固结条件和应力路径的影响。但是从图 17 给出的钙质砂峰值内摩擦角随颗粒破碎率的变化规律来看, 这一差别还是由于试验过程中颗粒破碎引起的, 说明不同应力路径及固结条件对钙质砂强度的影响, 主要还是来自不同应力路径和固结压力产生的颗粒破碎程度不同而造成的影响。

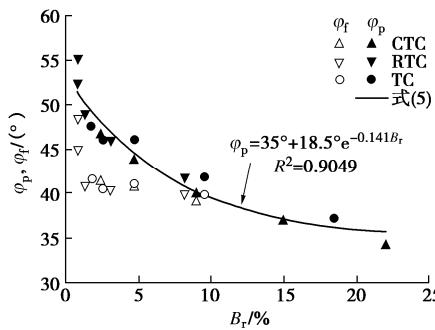


图 17  $\varphi_p$ ,  $\varphi_f$  与颗粒破碎率的关系

Fig. 17 Relationship among  $\varphi_p$ ,  $\varphi_f$  and breakage index

图 17 显示, RTC 试验在破碎率很小时具有很高的峰值内摩擦角, 该现象与颗粒的咬合作用有关。在低固结压力下的 RTC 试验, 钙质砂的剪胀作用十分突出, 极大地增大了颗粒的咬合摩擦, 因此需要更多的能量来克服, 因而就具有了较高的峰值内摩擦角。但

随着颗粒破碎率的增大, 颗粒破碎抵消了剪胀作用, 剪胀性逐渐消失, 咬合作用消除, 峰值内摩擦角逐渐降低。

钙质砂在常规三轴固结排水剪试验中的峰值内摩擦角与颗粒破碎率关系的关系, 可以采用指数函数来描述<sup>[24]</sup>, 即

$$\varphi_p = \varphi_1 + \varphi_2 e^{-AB_r} , \quad (5)$$

式中,  $\varphi_1$ ,  $\varphi_2$ ,  $A$  为试验常数。

本文利用式(5)对 CTC, RTC 和 TC 试验中的峰值内摩擦角与颗粒破碎率的试验数据进行拟合分析, 结果显示拟合度  $R^2=0.9049$ , 其中的参数  $\varphi_1=35^\circ$ ,  $\varphi_2=18.5^\circ$ ,  $A=0.141$ , 见图 17, 说明式(5)也适用于描述不同应力路径下钙质砂的峰值内摩擦角随颗粒破碎率的非线性变化规律。

图 17 还显示, 最终内摩擦角的试验数据较为离散, 规律不明显, 但可以大致看出最终内摩擦角随着颗粒破碎率的增加而呈现降低的趋势, 但是与峰值内摩擦角相比, 降幅较小, 说明即便在试验终止时的大应变下, 试样的胀缩已经很小, 但仍存在一些咬合作用, 不能完全消除咬合摩擦。与峰值内摩擦角相比, 最终内摩擦角较为稳定, 意味着颗粒破碎对消除咬合摩擦的作用已经不大了。

### 3 结 论

本文对钙质砂进行了不同固结压力下 5 种应力路径的排水三轴压缩试验, 研究应力路径对钙质砂应力-应变关系、抗剪强度及颗粒破碎特性的影响, 主要结论如下:

(1) 应力路径对钙质砂的应力-应变关系有较大的影响。RTC 试验的剪胀效应显著, TC 试验的剪胀现象比较明显, CTC 试验的剪胀性最弱。随着固结压力的增加, 剪胀倾向减小。PL 和 HC 试验在加载过程中主要表现为体积压缩, 因此与 CTC, RTC 和 TC 试验的应力-应变关系差别很大。

(2) 应力路径和固结条件对颗粒破碎的影响规律是, 颗粒破碎率随固结压力的增大而增大。相同固结压力的钙质砂在不同应力路径下的颗粒破碎率不同, 颗粒破碎率 CTC 试验的最大, TC 试验的其次, RTC 试验的最小。PL 试验的颗粒破碎率随主应力比值的增大而增大。峰值应力与应变与颗粒破碎率的关系受应力路径的影响较小。

(3) 应力路径和固结条件对强度的影响规律是, 内摩擦角随固结压力的增大而减小。相同固结压力时钙质砂在不同应力路径下的峰值内摩擦角不同, 峰值内摩擦角 RTC 试验的最大, TC 试验的其次, CTC 试

验的最小。最终内摩擦角与峰值内摩擦角也有类似的变化规律。

(4) 颗粒破碎对抗剪强度的影响规律是, 内摩擦角随颗粒破碎率增大而减小, 变化规律不受应力路径的影响。不同应力路径下钙质砂的峰值内摩擦角与颗粒破碎率的关系, 可以用相同的指数函数来描述。

(5) 固结条件和应力路径对钙质砂应力-应变关系的影响, 除了源于砂土具有应力路径依附性的特性外, 还来自应力路径和固结压力的不同, 所造成的颗粒破碎不一致带来的影响。而不同应力路径及固结条件对钙质砂强度的影响, 也是因不同应力路径和固结压力产生的颗粒破碎不同而造成的, 使得钙质砂在不同的应力路径试验中的抗剪强度有所差异。

## 参考文献:

- [1] LADE P V, DUNCAN J M. Stress-path dependent behavior of cohesionless soil[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1976, **102**(GT1): 42 - 48.
- [2] FEDA J. Stress-path dependent shear strength of sand[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1994, **120**(6): 958 - 974.
- [3] 孙岳崧, 潘家骝, 李广信. 不同应力路径对砂土应力-应变关系影响[J]. 岩土工程学报, 1987, **9**(6): 78 - 88. (SUN Yue-song, PU Jia-liu, LI Guang-xin. The effects of different stress paths on stress-strain behavior of sand [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1987, **9**(6): 78 - 88. (in Chinese))
- [4] 丘金营. 应力路径对砂土应力应变关系的影响[J]. 岩土工程学报, 1995, **17**(2): 75 - 82. (QIU Jin-ying. Effects of stress path on stress-strain behavior of sand [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1995, **17**(2): 75 - 82. (in Chinese))
- [5] 许成顺, 文利明, 杜修力, 等. 不同应力路径条件下的砂土剪切特性试验研究[J]. 水利学报, 2010, **41**(1): 108 - 112. (XU Cheng-shun, WEN Li-ming, DU Xiu-li, et al. Experimental study on shear behaviors of sand under different stress path[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2010, **41**(1): 108 - 112. (in Chinese))
- [6] 路德春, 罗汀, 姚仰平. 砂土应力路径本构模型的试验验证[J]. 岩土力学, 2005, **26**(5): 717 - 722. (LU De-chun, LUO Ting, YAO Yang-ping. Test validating of constitutive model of sand considering complex stress path[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(5): 717 - 722. (in Chinese))
- [7] 赖勇, 施建勇, 雷国辉. 砂土在小应变下考虑应力路径影响的本构模型的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(6): 745 - 749. (LAI Yong, SHI Jian-yong, LEI Guo-hui. Experimental study on constitutive model of sandy soil with consideration of stress path at small strain[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(6): 745 - 749. (in Chinese))
- [8] 曹培, 蔡正银. 砂土应力路径试验的数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(1): 133 - 137. (CAO Pei, CAI Zheng-yin. Numerical simulation of stress path tests on sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(1): 133 - 137. (in Chinese))
- [9] 侯世伟, 路德春, 程星磊, 等. 基于数字图像测量技术的砂土应力路径试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(增刊1): 403 - 408. (HOU Shi-wei, LU De-chun, CHENG Xing-lei, et al. Experimental study on stress path of sand based on digital image processing technique[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(S1): 403 - 408. (in Chinese))
- [10] 杨光, 张丙印, 于玉贞, 等. 不同应力路径下粗粒料的颗粒破碎试验研究[J]. 水力学报, 2010, **41**(3): 338 - 342. (YANG Guang, ZHANG Bing-yin, YU Yu-zhen, et al. An experimental study on particle breakage of coarse-grained materials under various stress paths[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2010, **41**(3): 338 - 342. (in Chinese))
- [11] 秦尚林, 杨兰强, 高惠, 等. 不同应力路径下绢云母片岩粗粒料力学特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(9): 1932 - 1938. (QIN Shang-lin, YANG Lan-qiang, GAO Hui, et al. Experimental study on mechanical properties of coarse aggregates of sericite schist under different stress paths[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(9): 1932 - 1938. (in Chinese))
- [12] 王远, 张胜, 敖大华, 等. 复杂应力路径下堆石料的颗粒破碎特性研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(4): 698 - 706. (WANG Yuan, ZHANG Sheng, AO Da-hua, et al. Particle breakage characteristics of rockfills under complex stress paths[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(4): 698 - 706. (in Chinese))
- [13] 孔宪京, 宁凡伟, 刘京茂, 等. 应力路径和干湿状态对堆石料颗粒破碎的影响研究[J]. 岩土力学, 2019, **40**(6): 2059 - 2065. (KONG Xian-jing, NING Fan-wei, LIU Jing-mao, et al. Influences of stress paths and saturation on particle breakage of rockfill materials[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(6): 2059 - 2065. (in Chinese))
- [14] 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))
- [15] 张家铭, 张凌, 蒋国盛, 等. 剪切作用下钙质砂颗粒破碎试验研究[J]. 岩土力学, 2008, **29**(10): 2789 - 2793. (ZHANG Jia-ming, ZHANG Ling, JIANG Guo-sheng, et al. Research on particle crushing of calcareous sands under triaxial shear[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(10): 2789 - 2793. (in Chinese))
- [16] 王刚, 叶沁果, 查京京. 珊瑚礁砂砾料力学行为与颗粒破碎的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(5): 802 - 810. (WANG Gang, YE Qin-guo, ZHA Jing-jing. Experimental study on mechanical behavior and particle crushing of coral sand-gravel fill[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(5): 802 - 810. (in Chinese))
- [17] 王刚, 查京京, 魏星. 循环三轴应力路径下钙质砂颗粒破碎演化规律[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(4): 755 - 760. (WANG Gang, ZHA Jing-jing, WEI Xing. Evolution of particle crushing of carbonate sands under cyclic triaxial stress path[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(4): 755 - 760. (in Chinese))
- [18] 蔡正银, 侯贺营, 张晋勋, 等. 考虑颗粒破碎影响的珊瑚砂临界状态与本构模型研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(6): 989 - 995. (CAI Zheng-yin, HOU He-ying, ZHANG Jin-xun, et al. Critical state and constitutive model for coral sand considering particle breakage[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(6): 989 - 995. (in Chinese))
- [19] ZHANG J R, LUO M X. Dilatancy and critical state of calcareous sand incorporating particle breakage[J]. International Journal of Geomechanics, 2020, **20**(4): 04020030.
- [20] LUO M X, ZHANG J R, LIU X X, et al. Critical state elastoplastic constitutive model of angular-shaped and fragile granular materials[J]. Marine Georesources & Geotechnology, 2020, 1785065.
- [21] HARDIN B O. Crushing of soil particles[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, **111**(10): 1177 - 1192.
- [22] MUIR WOOD D, BELKHEIR K, LIU D F. Strain softening and state parameter for sand modelling[J]. Géotechnique, 1994, **44**(2): 335 - 339.
- [23] DUNCAN J M, CHANG C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1970, **96**(SM5): 1629 - 1653.
- [24] 张季如, 华晨, 罗明星, 等. 三轴排水剪切下钙质砂的颗粒破碎特性[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(9): 1593 - 1602. (ZHANG Ji-ru, HUA Chen, LUO Ming-xing, et al. Behavior of particle breakage in calcareous sands during drained triaxial shearing[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(9): 1593 - 1602. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202104002

# 全局等效线性化土层地震反应分析方法

孙 锐, 袁晓铭\*

(中国地震局工程力学研究所, 中国地震局地震工程与工程振动重点实验室, 黑龙江 哈尔滨 150080)

**摘要:** 强非线性下土层地震反应数值模拟方法是国际难题, 等效线性化是该类问题最佳求解方式之一。提出了全局等效剪应变的概念和算法, 编制了新的等效线性化土层地震反应计算程序。研究表明, 以 0.65 倍最大剪应变为等效剪应变的传统方法不适于土层强非线性应变模拟, 采用全局优化, 以可参与性和完整性为原则构建全局等效剪应变。可参与性由有效剪应变门槛值确定, 以峰值超过门槛值的所有剪应变波共同参与计算来实现剪应变信息的完整性, 并采用零交法保证等效剪应变与剪应变时程之间有唯一对应关系。以 KiK-net 井下台阵 46 个场地、地表 PGA 为  $0.04g \sim 1.21g$  的 1963 组实测记录为样本, 对该方法和现有其它方法进行了对比检验, 结果表明所提出的概念和公式正确合理, 可很好地解决模拟强非线性下场地地震放大作用的问题。

**关键词:** 等效线性化; 土层地震反应分析; 强非线性; 全局等效剪应变; 有效剪应变门槛值; SITERESPONSE

中图分类号: TU435 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)04-0603-10

作者简介: 孙 锐(1972—), 女, 博士, 研究员, 主要从事土动力学与岩土地震工程等方面的研究。E-mail: iemsr@163.com。

## Holistic equivalent linearization approach for seismic response analysis of soil layers

SUN Rui, YUAN Xiao-ming

(Institute of Engineering Mechanics, Key Laboratory of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, China Earthquake Administration, Harbin 150080, China)

**Abstract:** The limitations of the traditional equivalent linearization approaches are investigated. The concept and algorithm of the holistic equivalent shear strain are proposed, and a new program for calculating seismic response of the equivalent linearized soil is compiled. The research indicates that the traditional approaches for the equivalent shear strain with 0.65 times the maximum shear strain are not suitable for simulating the shear stain of soil layers in strong nonlinear cases. Based on the holistic optimization, the participation and completeness of the holistic equivalent shear strain are constructed. The participation is determined by the effective shear strain threshold. All shear strain waves whose peak values exceed the threshold value are used to participate in the calculation to ensure the integrity of shear strain information, and the zero-crossing method is used to ensure that there is a unique relationship between the effective equivalent shear strain and the shear strain time history. By taking 1963 sets of records in the four types of sites with surface PGA from  $0.04g$  to  $1.21g$  in KiK-net underground arrays as samples to compare the new method with the other existing methods, the results show that the proposed concepts and formulas are correct and reasonable, and they can solve the problem of simulating strong nonlinear seismic amplification.

**Key words:** equivalent linearization; seismic response analysis; strongly nonlinear case; holistic equivalent shear strain; effective shear strain threshold; SITERESPONSE

## 0 引言

大量震害调查表明, 土层放大效应对各类工程地震破坏有十分重要的影响, 因此在工程场地地震安全性评价、重大工程抗震设计和地震区划工作中, 土层地震动计算都是必不可少的环节<sup>[1-4]</sup>, 分析方法的可靠性和合理性不仅决定着工程的地震安全, 也极大地影响着工程造价。其中, 深厚软土场地地震动数值模拟是岩土地震工程亟待解决的问题, 也一直是土动力学

研究中的一个国际难题<sup>[5-6]</sup>。

一维土层地震反应分析方法是土层地震动计算中最主要最基本的方法。等效线性化是进行非线性问题近似计算的常用方法, 具有物理意义清晰、模型简单、

基金项目: 中国地震局工程力学研究所基本科研业务费专项项目  
(2020B03); 黑龙江省自然科学基金项目 (LH2020E019)

收稿日期: 2019-12-13

\*通信作者 (E-mail: yxmiem@163.com)

参数易得、计算效率高及收敛性好的显著优势，在工程实践当中颇受青睐，至今仍是不可替代的主流方法。目前国际上使用最广泛的一维土层等效线性化地震反应分析方法和程序为加州大学伯克利分校研发的 SHAKE 系列<sup>[7-8]</sup>，一直是目前各类动力计算软件可靠性的对比标准。该程序采用最大剪应变的 0.65 倍作为等效剪应变来确定土层剪切模量，国内广泛使用的 LSSRLI-1 原理与此相同。

另一种土层反应分析方法是时域弹塑性方法。虽然时域弹塑性计算方法理论上更符合实际情况，但由于时域动力反应计算涉及到土体的动应力 - 应变本构关系以及计算效率的问题，远没有达到成熟阶段。从工程实用角度，目前一维土层地震反应分析时域非线性弹塑性计算程序典型代表是 DEEPSOIL，为利诺伊大学厄巴纳-香槟分校研发。但是，从目前使用看，实际上并未能取得很好应有效果，强震下软土地带 DEEPSOIL 计算结果反而没有 SHAKE2000 好<sup>[9-11]</sup>。

SHAKE2000 和 DEEPSOIL 最大的问题，是在计算软土地带特别是深厚软土地带时，计算出的反应谱的“矮粗胖”，其中“矮”指的是计算出的地表加速度峰值很低，远低于实测记录，有时甚至比输入加速度峰值还小，实际工程中无法接受<sup>[12-14]</sup>。国外学者<sup>[15-18]</sup>采用大量井下台阵实测记录的对比研究表明，目前实际工程中最需要解决的是所有方法都不能很好地预测高强度输入运动下场地地震动的高频特性的问题，计算出的剪应变过大而地表 PGA 平均意义上比实际小 50%~75%。

针对该问题，中国学者近期研发了 SOILQUAKE 软件<sup>[19]</sup>。它以线性黏弹性波动理论和傅里叶频变换为求解基础。采用频率一致计算方法，解决了软土地带地表加速度峰值计算严重偏小的问题，但经使用发现高频部分反应计算结果偏大。更重要的是，频率一致只是一种数学方法，计算中不含物理意义，难以控制，同时因为是频域方法，目前还难以扩展到二维和三维问题。

近期一些学者针对频域等效线性化计算方法也进行了一些改进尝试<sup>[20-22]</sup>，其改进方式称为 FDM (frequency-dependent method)，即考虑频率相关性的等效剪应变计算方法，但研究表明，这种 FDM 方式，是以土体剪应变与震动速度之间成定值比例关系为基本出发点，这一关系仅在无界域波传播情况存在，对于水平成层场地不成立。即该改进方式存在定性错误，无论效果如何，理论上都不成立<sup>[19]</sup>。

等效线性化土层地震反应计算方法中最核心的问题是等效剪应变的计算方法。本文通过实例分析，研究传统等效剪应变计算方法的不当之处，寻找改进线索，以新的思想确定等效剪应变计算原则，兼顾土层

自身非线性特性和输入荷载两方面因素，以实际样本构造出新的等效剪应变计算公式，最后用实际井下记录初步检验概念和方法的可靠性，同时与现有其它方法进行对比。

## 1 传统方法的问题

在现有一维土层等效线性化分析方法中，采用迭代方法来考虑土的非线性，通常以前一次计算得到的最大剪应变  $\gamma_{\max}$  的 0.65 倍（简称为传统方法，下同）作为等效剪应变来确定下一次计算时土层剪切模量。需注意的是，传统方法 0.65 倍数，源于不规则地震加速度波形转化为 20 次等幅波的经验折减系数，并非源于土体剪应变的对等关系。

传统计算方法，在强非线性下往往过于高估等效剪应变，导致下一次计算中所使用的土层剪切模量被低估，从而造成场地过于软化的假象，无法真实反映场地的地震动放大效应。为说明此问题，现构造一个如图 1 所示的简化计算模型，20 m 范围等效剪切波速为 115 m/s，属于 III 类场地。土性参数如表 1 所示。输入波如图 2，为迁安波和 EL Centro 波，基底输入地震动峰值分别为 0.2g 和 0.25g。

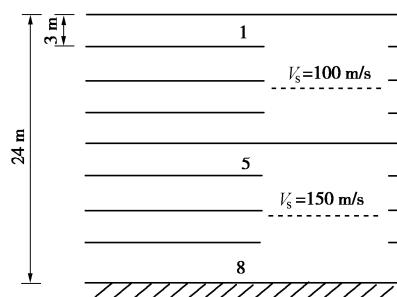


图 1 简化计算模型

Fig. 1 Simplified model

采用 SHAKE2000 计算该场地的地震反应，对两个输入波，计算所得地表加速度峰值分别为 0.25g 和 0.19g，分别为基底输入加速度峰值的 1.12 倍和 0.77 倍，体现不出软土地带放大效应。计算结果明显与实际记录和现有认识不符，这也是软土地带现有计算方法普遍存在的问题。两种波输入下得到的场地第 5 层的剪应变时程示于图 3。迁安波和 EL Centro 输入下，第 5 层的最大剪应变分别为  $1.52 \times 10^{-3}$  和  $1.77 \times 10^{-3}$ ，按传统方法得到的等效剪应变为  $0.98 \times 10^{-3}$  和  $1.15 \times 10^{-3}$ 。由图 3 可知，以传统方法得到的等效剪应变，大于整个剪应变时程中绝大多数的剪应变峰值，显然会高估实际剪应变，不能等效于土体的真实剪应变，以此求解得到的地表加速度响应也表明这种方式已失去了有效性。

表1 简化模型中土层非线性动剪切模量比和阻尼比

Table 1 Nonlinear dynamic shear modulus ratios and damping ratios used in simplified model

剪应变	$5 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-5}$	$5 \times 10^{-5}$	$1 \times 10^{-4}$	$5 \times 10^{-4}$	$1 \times 10^{-3}$	$5 \times 10^{-3}$	$1 \times 10^{-2}$
剪切模量比	0.994	0.985	0.927	0.867	0.586	0.427	0.195	0.077
阻尼比	0.026	0.032	0.052	0.087	0.139	0.159	0.195	0.203

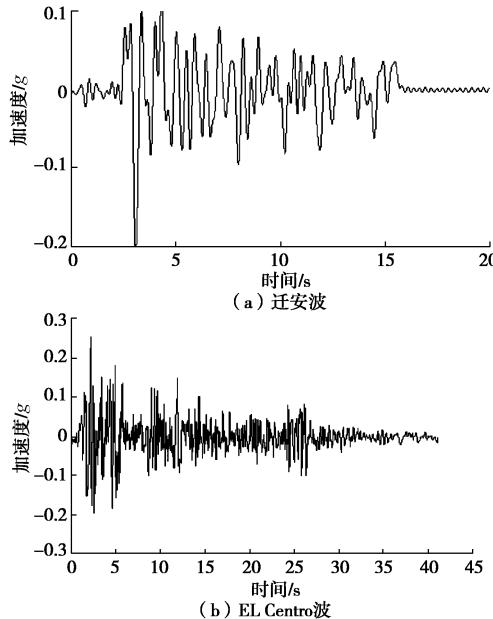


图2 简化计算模型中输入的加速度时程

Fig. 2 Time histories of acceleration in simplified model

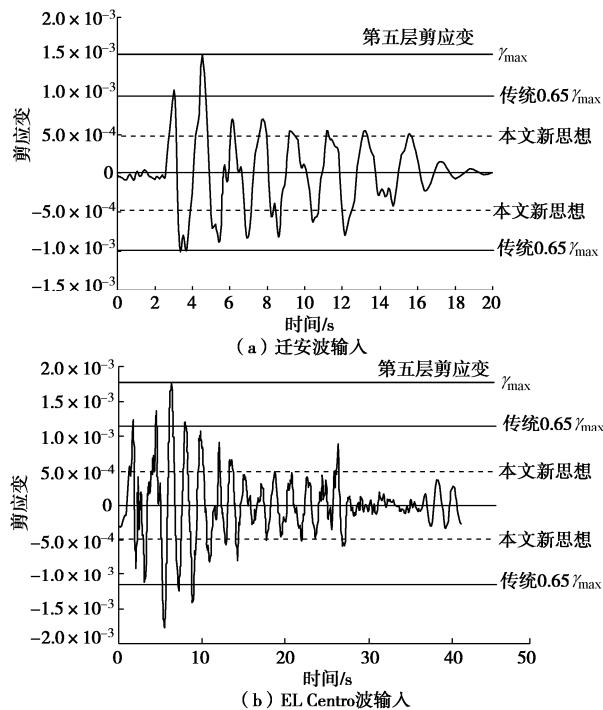


图3 传统方法和本文新思想下等效剪应变的对比

Fig. 3 Comparison of equivalent shear strains between traditional and new thoughts

## 2 全局等效剪应变的概念和计算方法

### 2.1 新思想的线索

鉴于传统方法的问题, 寻找更好的等效剪应变算法就成为关键。针对简化模型1, 先采用一个简单方式说明本文等效剪应变新算法的基本思想。

按现有认识, 实际不规则地震波(包括加速度、应变)中的小峰值波对土层地震动的响应作用不大, 真正起到有效作用的是那些较大幅值波, 因此所谓等效, 应是包括所有这些较大波的等效。鉴于此, 针对模型1, 本文先简单地以剪应变为 $10^{-5}$ 作为门槛值, 将剪应变时程中所有大于门槛值的穿零剪应变峰值的平均值取为新的等效剪应变, 以此得到新的等效剪应变示于图3中。如图所示, 迁安波和EL Centro波输入下, 按本文新思想得到的中间层等效剪应变分别为 $4.18 \times 10^{-4}$ 和 $4.86 \times 10^{-4}$ 。剪应变门槛值的设置, 一方面体现了较大波形对土层地震反应的作用, 另一方面也避免在数量上居多的小幅值波所带来的干扰。按现有研究成果<sup>[20]</sup>, 小应变下线性解不适于地表PGA大于 $0.1g$ 以及地震加速度频率成分大于3 Hz的情况, 即无法给出强地面动下高频运动(含地表峰值加速度)的合理估计。

仍采用等效线性化方式, 以本文新思想, 对于两个输入波, 计算出的地表加速度峰值分别为 $0.4g$ 和 $0.36g$ , 为输入峰值的2.0倍和1.44倍, 明显好于传统方法, 表明了新思想的可行性。

### 2.2 全局等效剪应变的概念和基本内涵

通过以上分析可知, 以0.65传统折减方法计算的等效剪应变往往大于整个剪应变时程中绝大多数波的峰值, 特别是对于冲击型荷载。即使是振动型荷载, 这种折减方法也不能反映出土体的真实的地震动过程, 给土层地震反应分析带来较大误差。

为得到合理可靠的结果, 本文提出了全局等效剪应变(HESS, holistic equivalent shear strain)的概念。这一概念的基本思想为, 采用等效线性化迭代技术在最终结果上逼近一个非线性地震动响应时, 其中等效剪应变的计算要进行全局优化, 做到有效而完备。具体含义包括两部分: 一是可参与性原则, 即通过设定一个对非线性反应有贡献的有效剪应变门槛值(ESST, effective shear strain threshold), 峰值大于该门槛值的剪应变波参加计算, 而峰值小于该门槛值的剪应变波不参与计算; 二是完整性原则, 即对峰值超过剪应变门槛值所有剪应变波都要进入计算, 计算出的等效剪应变不是仅由最大剪应变确定, 而是由峰值

超过剪应变门槛值的所有剪应变波共同决定。

对于全局等效剪应变，笔者认为需要考虑土层自身动力学非线性特性以及输入荷载两个方面的因素。具体需要考虑 3 点：①考虑各土层非线性特征，即对于具有强非线性的土层，需要设定较低的剪应变门槛值，以使更多的剪应变波形参与到等效剪应变的计算中，反之亦然；②考虑输入地震动大小，即对于基岩输入大的地震动，整个土层的剪应变会整体偏大，此时需要设定较低的剪应变门槛值，以纳入更多的剪应变波参与等效剪应变的计算，反之亦然；③考虑地震波形的全部信息。传统 0.65 剪应变计算方法，只与地震波的最大峰值有关，这会导致两个相同峰值而波形差异显著的地震波得到的等效剪应变完全一样，这显然与事实不符。本文的完整性原则要求峰值超过剪应变门槛值的所有剪应变波都应参与等效剪应变的计算，并且力求剪应变波形与等效剪应变之间具有唯一对应关系。

### 2.3 基本模型

针对上述全局等效剪应变计算方法中应考虑的 3 点问题，本文采用如下解决方案：

(1) 采用土层非线性曲线中的参考剪应变作为有效剪应变门槛值的控制指标之一。土体动剪切模量随剪应变幅值衰减归一化关系，是土层地震反应分析中反映土非线性强弱最重要的指标，本文参考剪应变按土动力学中常规做法，取为动剪切模量比衰减为 0.5 时的剪应变。

(2) 以基岩输入加速度峰值作为有效剪应变门槛值的控制指标之二，这一指标是输入地震动强度的标志性指标，能够在宏观上把控整个土层剪应变的大小。

综合以上考虑，土层中有效剪应变门槛值可以表达为

$$\gamma_{\text{th}} = C_{\text{th}} \cdot \gamma_{\text{max}} \quad , \quad (1)$$

式中

$$C_{\text{th}} = C_{\text{th}}(\gamma_r, \alpha_{\text{max}, b}) \quad . \quad (2)$$

式中  $\gamma_{\text{th}}$  为有效剪应变门槛值； $C_{\text{th}}$  为门槛系数； $\gamma_r$  为参考剪应变，即剪切模量比为 0.5 时所对应的剪应变； $a_{\text{max}, b}$  为基岩输入加速度时程的峰值，单位 g； $\gamma_{\text{max}}$  为剪应变程中的最大剪应变。

由于土层参考剪应变与基岩输入加速度峰值相互独立，式(2)可以进一步写为

$$C_{\text{th}}(\gamma_r, \alpha_{\text{max}}) = \alpha(\gamma_r) \cdot \beta(\alpha_{\text{max}, b}) \quad , \quad (3)$$

这样，问题的关键转化成  $\alpha$  和  $\beta$  的求解。

(3) 对于全局等效剪应变的完整性，本文取土层剪应变时程中所有大于门槛值的穿零剪应变峰值的平均值，以此作为全局等效剪应变。比较其它一些方法，零交法非常简便，工程易于接受和操作，且没有人为

因素。在给定剪应变门槛值后，峰值超过剪应变门槛值的所有剪应变波都将参与等效剪应变的计算，并且在指定门槛值下，最终得到的等效剪应变与剪应变时程之间存在唯一对应关系。

### 2.4 有效剪应变门槛值计算公式

发展强非线性下土层地震反应分析方法的技术基础是具有地表和地下土层或基岩观测点的井下台阵记录，目前国际上井下台阵强震记录最丰富和最完整的为日本国家地球科学与防灾研究所建立的 KiK-net 强震动观测网<sup>[23]</sup>。本文从 KiK-net 井下台阵中随机选取不同类别的 6 个水平场地 28 组记录作为样本，对其进行试算。不断改变剪应变门槛值，当计算地表加速度与记录平均相对误差大致在 30% 以内，则认为计算的地表加速度与记录基本相符，完成  $\alpha$  和  $\beta$  的求解。本文方法是一种半经验半理论的简化方法，样本主要是用来控制土动力学特性和地震动强度影响的大致趋势并建立一种经验公式，而最重要的工作是与大量实际场地实测记录进行对比，验证所提出的思想和经验公式。

已有研究结果表明，土的参考剪应变基本在  $1.0 \times 10^{-4} \sim 1.0 \times 10^{-2}$  之间。因此，本文在对样本进行计算时，将土的非线性特性以参考剪应变  $10^{-4}$ ,  $10^{-3}$  和  $10^{-2}$  为指标分为强、中、弱 3 种。同时，在实际拟合中发现，当输入加速度峰值小于  $0.04g$  或大于  $0.1g$  时，剪应变门槛值基本为一常数，基岩地震波输入大小影响较小。这主要是由于输入小于  $0.04g$  时，无论土体的非线性特性如何，剪应变均较小，门槛系数变化不大。输入大于  $0.1g$  时，土体基本均进入大应变阶段，剪应变门槛系数变化也不大。而在  $0.04g \sim 0.1g$  区间内，土体则是处于一个过渡阶段，剪应变大致范围在  $10^{-5} \sim 10^{-3}$ ，非线性曲线变化较大，相应的门槛值也剧烈变化。结合样本的实际输入，将输入地震动强度按加速度峰值分为四级，分别以输入加速度峰值  $0.04g$ ,  $0.05g$ ,  $0.1g$  为分界值，每一级内取相同的门槛系数，再乘以最大剪应变后得到剪应变门槛值。

通过计算，得到了门槛系数与基岩加速度峰值和 3 种土层参考剪应变的关系曲线，如图 4 所示。对于相同基岩加速度峰值的门槛系数进行拟合，可以得到土层任意参考剪应变下  $\alpha$  的拟合曲线，如图 5 所示。

由图 4, 5，有

$$\alpha(\gamma_r) = 0.58 \cdot \lg \gamma_r + 3.3 \quad , \quad (4)$$

$$\beta(\alpha_{\text{max}, b}) = 0.045 + \frac{0.245}{1 + e^{(50\alpha_{\text{max}, b} - 2)}} \quad , \quad (5)$$

式(4), (5)代入式(1)，则有效剪应变门槛值计算公式为

$$\gamma_{\text{th}} = (0.58 \cdot \lg \gamma_r + 3.3) \cdot (0.045 + 0.245 / (1 + e^{(50\alpha_{\text{max}, b} - 2)})) \cdot \gamma_{\text{max}} \quad . \quad (6)$$

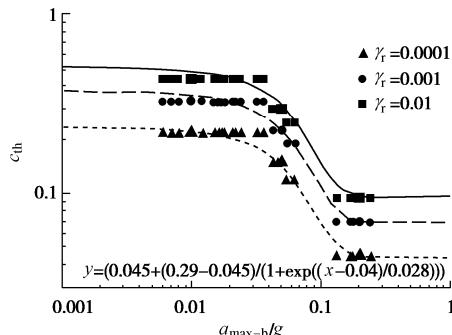


图 4 门槛系数与基岩加速度峰值和土的参考剪应变关系  
Fig. 4 Relationship among threshold coefficient, peak acceleration of bedrock, and three reference shear strains of soil

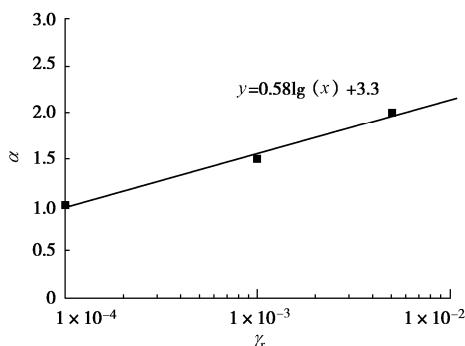


图 5 系数  $\alpha$  与土的参考剪应变关系曲线  
Fig. 5 Relationship between coefficient  $\alpha$  and reference shear strains of soil

采用本文全局等效剪应变代替传统 0.65 折减方法, 以此作为一维等效线性化土层反应分析中的等效剪应变, 形成计算软件 SITERESPONSE。

### 3 巨厚场地上验证

本文将满足《建筑抗震设计规范 GB50011—2010》IV类场地界定条件且覆盖土层厚度超过 140 m 的称为巨厚场地<sup>[24]</sup>。对土层地震动数值模拟方法考验最大的就是巨厚场地, 因而本文首先针对这类场地进行方法对比验证。

日本 KiK-net 强震井下台阵中, 符合水平场地条件的巨厚场地有 3 个, 分别为 NMRH04、AOMH13、和 IBRH10。为方便与已有研究成果对比, 同时保证各种方法在相同已知条件下进行计算, 本文采用 Darendeli 的研究成果<sup>[25]</sup>, 按照文献[11]所给出的土的非线性曲线数据库和选取方法给出 30 组非线性曲线得到计算参数。在地震记录选取时, 为与中国地震动区划图对应<sup>[26]</sup>, 只选择地表峰值加速度 PGA 大于 0.04g 的记录, 3 个场地井下和地表记录共计 165 组。

对 AOMH13、IBRH10 和 NMRH04 井下记录, 分别采用 SHAKE2000(简称 S, 下同)、DEEPSOIL5.0(简称 DP, 下同)、SOILQUAKE16(简称 SQ, 下

同)和本文软件 SITERESPONSE(简称 SR, 下同)进行计算和对比分析。需注意的是, 为保证几种方法已知条件相同, DEEPSOIL5.0 所需计算参数按土的动剪模量比和阻尼比进行转化计算。

#### 3.1 峰值加速度对比

采用 4 种程序对 3 个巨厚场地剖面进行计算, 以实测记录的地表 PGA 进行分区, 计算所有数值模拟结果与实测记录的相对百分误差绝对值的平均值 MAPE (mean absolute percentage error) 和相对误差的平均值  $\mu$ , 其表达分别为

$$\text{MAPE} = \frac{\sum_{i=1}^n (|y^* - y| / y)}{n}, \quad (7)$$

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n (y^* - y) / y}{n}, \quad (8)$$

式中,  $n$  为样本量,  $y$  为实际值,  $y^*$  为计算值。MAPE 表示整体相对误差的大小, 无法区分计算结果相对于实测记录的偏差方向。 $\mu$  可表示计算结果偏大还偏小, 但易产生正负抵消, 无法真实反映实际相对误差大小。因此需同时观察二者, 才可对计算结果给出正确评价。

对所有巨厚场地工况, 4 种程序计算出的 MAPE 和相对误差的平均值  $\mu$  示于表 2, 表中 3 个 PGA 区间, 即 0.04g~0.09g、0.09g~0.19g 和 0.19g 以上, 按中国烈度划分标准, 分别约代表烈度六度、七度和八度及以上, 本文分别称为较弱、中强和强地震动及以上。

表 2 巨厚场地上地表峰值加速度计算误差

Fig. 2 Relative errors of calculated surface peak accelerations for deep soft sites

PGA 区间/g		DP	S	SQ	本文 SR
0.04~0.09	MAPE	0.13	0.08	0.33	0.11
	$M$	-0.11	0.06	0.33	0.11
0.09~0.19	MAPE	0.33	0.16	0.34	0.09
	$\mu$	-0.33	-0.16	0.34	-0.04
>0.19	MAPE	0.64	0.52	0.40	0.20
	$\mu$	-0.64	-0.52	0.40	-0.15

由表 2 可知: PGA 在 0.04g~0.09g 区间时, 4 种程序计算结果相差不大, 但 SQ 结果相对偏大; PGA 在 0.09g~0.19g 区间, DP、S 和 SQ 的相对误差较大, 在 15% 以上, 本文 SR 计算的绝对相对误差和平均相对误差均较小, 在 10% 以内; PGA 大于 0.19g 时, 本文 SR 计算的绝对相对误差和平均相对误差均在 20% 以内, SQ 的相对误差均为 40%, 而 DP 和 S 相对误差均在 50% 以上。同时可见, DP 和 S 在各区间的平均相对误差值均为负, 说明这两种方法计算结果普遍偏小, 尤其是大于 0.19g 时, 所有计算结果均大幅小于实测值; SQ 计算结果则普遍比实测值大, 整体偏大 30% 左右。

### 3.2 加速度反应谱对比

由于较小输入地震波占比很大,本文将  $0.09g$  以下数据按  $0.01g$  为组距,每一组内的计算值做一平均,绘制地表 PGA 的计算和实测关系及拟合曲线,结果如图 6 所示。由图可见,DP 和 S 在中等地震强度时计算 PGA 偏小,在强地震动时计算值偏小现象十分严重,而 SQ 计算值整体偏大。本文 SR 计算结果基本上以实测值为中线,在其两侧均匀分布,整体结果与实测最为接近,克服了前者的弱点。

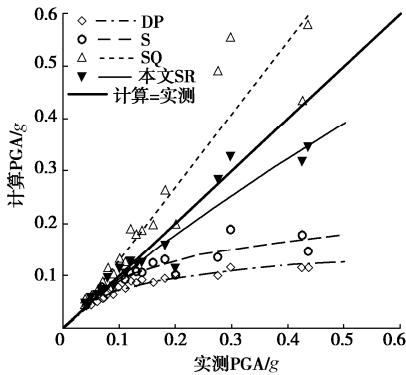


图 6 巨厚场地上计算地表峰值加速度与实测记录拟合曲线  
Fig. 6 Fitting relationship curves between recorded and calculated surface peak accelerations for deep soft sites

图 7 给出了 NMRH04、AOMH13 和 IBRH10 场地在强地震下 4 个程序计算地表加速度反应谱与实测记录对比。图 7 (a) 地表 PGA 记录为  $0.436g$ , S、DP、SQ 和本文方法计算地表 PGA 分别为  $0.148g$ ,  $0.117g$ ,  $0.581g$  和  $0.345g$ , S 和 DP 计算结果明显小于地表实测 PGA 值,甚至小于井下输入峰值加速度,失去了土层的放大作用。SQ 计算与实测结果接近,但放大作用略大。本文 SR 的结果与实测较为接近,但放大作用略小。图 7 (b) 地表记录为  $0.20g$ , S、DP 和 SQ 计算地表 PGA 分别为  $0.101g$ ,  $0.104g$  和  $0.200g$ , 本文 SR 的结果为  $0.114g$ 。SQ 计算出的地表峰值加速度和反应谱与实测值相比较为接近。图 7 (c) 地表 PGA 记录值为  $0.298g$ , S、DP 计算结果分别为  $0.189g$ ,  $0.116g$ , 明显小于地表实测值,本文 SR 的结果为  $0.328g$ , 与实测较为接近,同时与实测加速度谱也较为接近。而 SQ 计算值分别为  $0.556g$ , 整体偏大,特别是在高频部分,远大于实测记录。

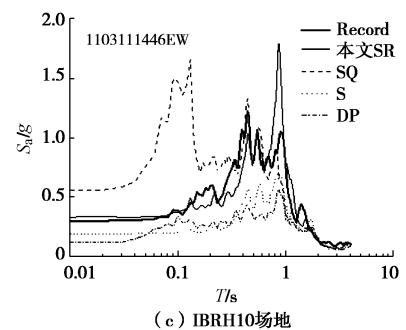
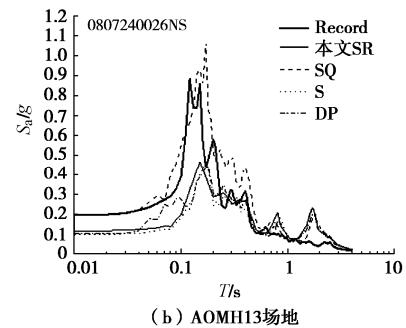
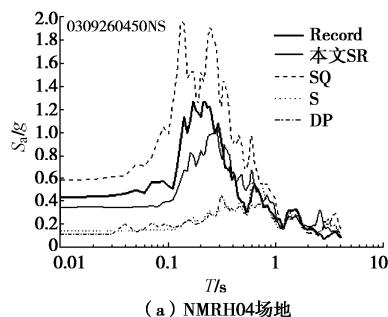


图 7 巨厚场地计算地表加速度反应谱与实测记录对比

Fig. 7 Comparison between measured and calculated response spectra for deep soft site

## 4 不同类别场地的验证

选取 KiK-net 数据库中 43 个不同类别的场地,总计 1798 组,地表加速度范围为  $0.04g\sim1.21g$  的地震记录对本文方法进行验证。

### 4.1 II 类场地对比

用于对比检验的 9 个 II 类场地 934 组记录中,地表加速度峰值分布范围较大,最大达到  $1.06g$ ,大于  $0.19g$  的记录有 54 组。对所有 II 类场地工况,4 种程序计算地表 PGA 的 MAPE 和  $\mu$  示于表 3,计算出的地表 PGA 与实测地表 PGA 的关系如图 8。

由表 3 可知:PGA 在  $0.04g\sim0.09g$  区间时,4 种程序计算结果相差不大,但 DP 结果相对偏大;PGA 在  $0.09g\sim0.19g$  区间,S 和 DP 的计算绝对误差、相对误差和平均相对误差均较大,在 20% 左右,本文 SR 和 SQ 的绝对误差和平均相对误差均较小,在 10% 左右;PGA 在  $0.19g\sim0.38g$  区间,4 个程序的绝对误差、相对误差都很大,在 30% 以上,但 S 和 DP 的平均相对误差较大,在 20% 以上,而 SR 和 SQ 的平均相对误差在 10% 左右;PGA 大于  $0.38g$  时,4 个程序的绝对误差、相对误差都很大,在 40% 以上,但 S 和 DP 的平均相对误差较大,在 20% 左右,而 SR 和 SQ 的平均相对误差均在 10% 以内。

由图 8 可见,4 种方法随地震动强度增加与实测值偏差均呈现增大趋势。较弱地震动下,4 个程序均表现良好。DP 和 S 程序,中强地震强度时表现较好,

在强地震强度时表现欠佳, 计算出的 PGA 偏小, 在超强地震强度计算值偏小严重。对 SQ 和 SR 而言, 计算误差随地震动强度增加呈直线形式变化, 在低烈度到高烈度区均有较好表现, 可反映硬场地强非线性下的放大作用, 克服了 S 和 DP 的弱点。

表 3 II类场地上地表峰值加速度计算误差

Table 3 Relative errors of calculated surface peak accelerations for site of type II

PGA/g	DP	S	SQ	本文 SR
0.04~0.09	MAPE	0.14	0.08	0.05
	$\mu$	-0.14	-0.05	0.01
0.09~0.19	MAPE	0.24	0.17	0.11
	$\mu$	-0.24	-0.17	-0.08
0.19~0.38	MAPE	0.40	0.33	0.37
	$\mu$	-0.27	-0.21	-0.04
>0.38	MAPE	0.41	0.43	0.45
	$\mu$	-0.28	-0.16	0.08

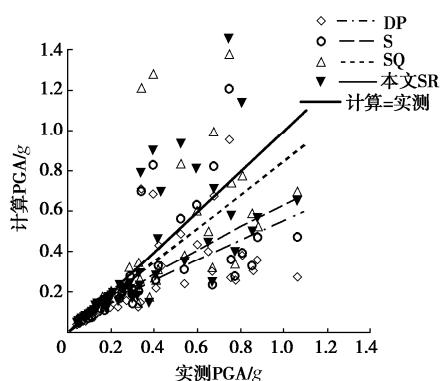


图 8 II类场地上地表峰值加速度与实测记录拟合关系曲线

Fig. 8 Fitting relationship curves between recorded and calculated

surface peak accelerations for site of type II

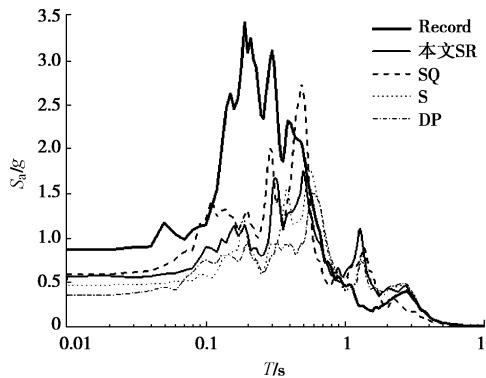


图 9 II类场地上地表加速度反应谱与实测记录对比

Fig. 9 Comparison between measured and calculated response spectra for site of type II

图 9 给出了 II 类场地在极强地震下 4 个程序计算地表加速度反应谱与实测记录对比。井下和地表加速度记录分别为  $0.204g$  和  $0.877g$ 。S、DP 和 SQ 计算地表加速度 PGA 分别为  $0.473g$ 、 $0.359g$  和  $0.529g$ , 本文 SR 的结果为  $0.568g$ 。由此可见, 在某些极强地震

运动下, 几种方法的模拟都会出现一定问题, 但与 S 和 DP 相比, SQ 和 SR 计算的 PGA 与更接近实际, 计算的反应谱形状也与实测较为接近。

#### 4.2 III类场地对比

用于对比检验的 29 个 III类场地的 837 组记录中, 地表 PGA 最大为  $1.21g$ , 大于  $0.19g$  的有 42 组。对所有 III类场地方况, 4 种程序计算地表 PGA 的 MAPE 和  $\mu$  示于表 4, 计算出的地表 PGA 与实测地表 PGA 的关系如图 10。由表 4 可知, PGA 小于  $0.19g$  时, 4 种方法的计算误差基本相当, SQ 稍大, 但可接受。PGA 大于  $0.19g$  时, 本文方法计算误差最小。同时对比表 4 中的 MAPE 与平均值  $\mu$  可发现, 大于  $0.19g$  时, S 和 DP 几乎所有计算结果都小于实测, SQ 总体大于实测值, 而本文 SR 结果则围绕实测值上下浮动, 平均误差最小。

表 4 III类场地上地表峰值加速度计算误差

Table 4 Relative errors of calculated surface peak accelerations for site of type III

PGA/g	DP	S	SQ	本文 SR
0.04~0.09	MAPE	0.11	0.05	0.21
	$\mu$	-0.10	0.03	0.21
0.09~0.19	MAPE	0.27	0.12	0.32
	$\mu$	-0.24	-0.07	0.32
0.19~0.38	MAPE	0.45	0.30	0.52
	$\mu$	-0.45	-0.29	0.50
>0.38	MAPE	0.60	0.41	0.50
	$\mu$	-0.60	-0.41	0.43

由图 10 可见, DP、S 和 SQ 的计算结果与实测值偏差均随地震动强度增加呈现增大趋势, 其中 SQ 呈线性增长, DP 和 S 为指数曲线快速增长形式, 而本文 SR 计算结果与实测记录基本一致。

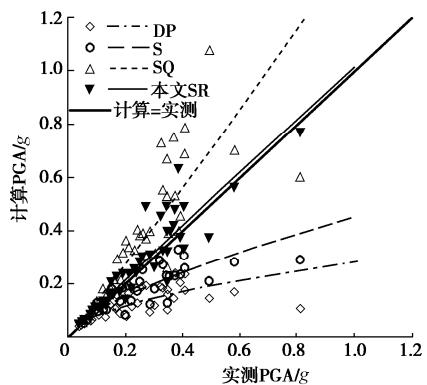


图 10 III类场地上地表峰值加速度与实测记录拟合关系曲线

Fig. 10 Fitting relationship curves between recorded and calculated surface peak accelerations for site of type III

图 11 给出了 III类场地在极强地震下 4 个程序计算地表加速度反应谱与实测记录对比。井下和地表加速度记录分别为  $0.175g$  和  $0.809g$ 。对此, S、DP 和 SQ 计算地表加速度 PGA 分别为  $0.290g$ 、 $0.107g$  和  $0.604g$ ,

本文 SR 的结果为  $0.767g$ 。由此可见，在强地震动下，S 和 DP 计算结果与实测差距较大，计算出的地表 PGA 与井下输入相当，甚至小于井下输入。相比之下，SR 和 SQ 更接近实测。

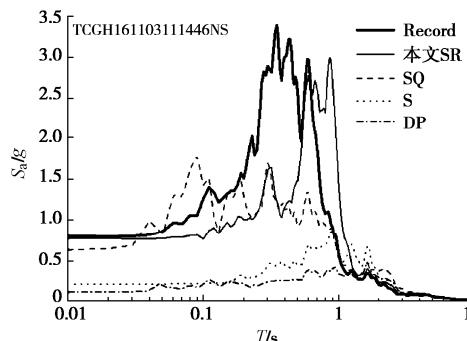


图 11 III类场地计算地表加速度反应谱与实测记录对比

Fig. 11 Comparison between measured and calculated response spectra for site of type III

#### 4.3 IV类场地对比

除去前文所述的 3 个巨厚场地 165 组记录外，本文研究中还包括了 5 个IV类场地的 27 组记录，大于  $0.09g$  的只有一组记录，为  $0.10g$ 。因此整体结果与巨厚场地基本一致，限于篇幅，不再赘述。

## 5 综合评价

地表峰值加速度 PGA 是体现土层放大作用的首要参数。为分析 4 个方法的可靠性，将 4 种程序在不同类别场地中计算的平均相对误差随地震强度变化曲线示于图 12。如果以相对误差  $\pm 20\%$  以内为可忽略的界限，从图 12 可见：对 II 类场地，SQ 和本文 SR 对 PGA 小于  $1.0g$  以内情况均适用，S 和 DP 则分别为 PGA 不超过  $0.20g$  和  $0.12g$ ；对 III类场地，本文 SR 对 PGA 小于  $1.0g$  以内情况均成立，SQ 对 PGA 小于  $0.2g$  内成立，S 和 DP 则分别为 PGA 不超过  $0.18g$  和  $0.10g$ ；对 IV类场地，SQ 和本文 SR 对 PGA 小于  $1.0g$  以内情况均成立，S 和 DP 则分别为 PGA 不超过  $0.12g$  和  $0.08g$ ；对于巨厚场地，本文 SR 对 PGA 小于  $0.5g$  以内情况均成立，SQ 计算结果偏大，S 和 DP 则分别约为 PGA 不超过  $0.10g$  和  $0.05g$ 。

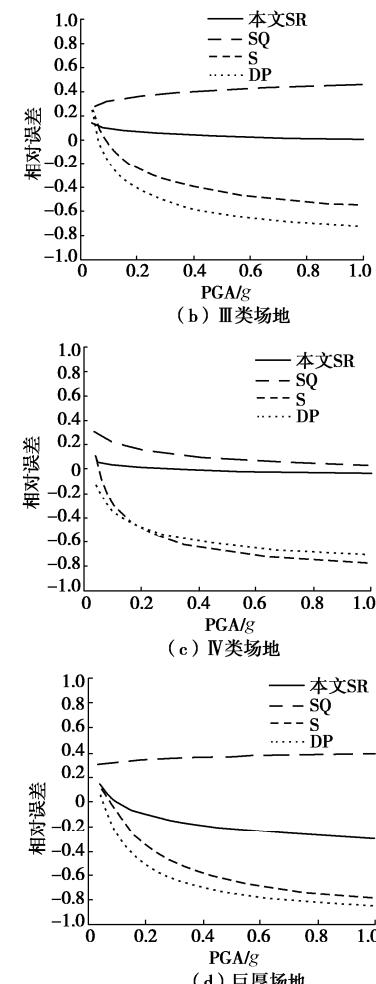
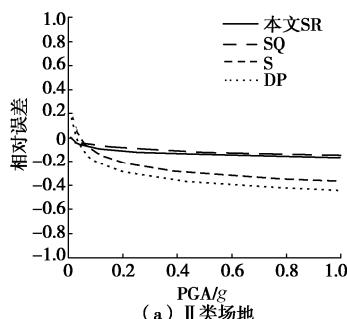


图 12 不同类别场地下 4 种程序计算相对误差平均值随地震强度变化曲线

Fig. 12 Average relative errors calculated by four programs versus seismic intensity for different types of sites

## 6 结 论

为解决等效线性化方法在场地强非线性地震反应分析的难题，本文分析了传统等效线性化方法的局限，提出了全局等效剪应变的概念和算法，编制了新的等效线性化土层地震反应计算程序，采用含有 4 种类别 46 个场地 1963 组实测井下地震记录对本文及其它现有方法的有效性进行了对比检验，主要成果如下：

(1) 以 0.65 倍最大剪应变作为等效剪应变的传统方法，来源于不规则地震加速度波形转化成等幅波的折减方式，此方法在强非线性下往往高估土体动剪应变，从而造成场地过于软化的假象，无法真实反映场地强非线性地震响应。

(2) 提出了全局等效剪应变的概念、思想和算法。等效剪应变按可参与性和完整性原则获得，即设定对非线性反应有贡献的有效剪应变门槛值，等效剪应变则是由峰值超过有效剪应变门槛值的所有剪应变波形

共同决定。

(3) 有效剪应变门槛值由土层非线性特性和输入荷载大小决定。以随机选取的不同强度加速度的不同类别水平场地若干实测记录为样本, 得到有效剪应变门槛值计算模型和参数。

(4) 基于全局等效剪应变算法的等效线性化方法, 比传统等效线性化方法和现有弹塑性方法具有显著优势, 同时克服了频率一致方法在软土地场模拟PGA结果总体偏大的缺点。

(5) 本文方法和 SOILQUAKE16 在不同类别场地下计算 PGA 误差受输入地震动强度影响均不大, 表明这两种方法误差为计算误差; SHAKE2000 和 DEEPSOIL 在不同类别场地下计算 PGA 误差随地震强度增加而快速增大, 表明这两种方法存在不可忽视的方法误差。

(6) 极强地震动下, 本文方法和 SOILQUAKE 较 SHAKE2000 和 DEEPSOIL 有明显改进, 但距实测结果还有较大差距, 需要进一步深入研究。

## 参考文献:

- [1] 廖振鹏. 地震小区划(理论与实践)[M]. 北京: 地震出版社, 1989. (LIAO Zhen-peng. Seismic Microzonation (Theory and Practice)[M]. Beijing: Seismological Press, 1989. (in Chinese))
- [2] 徐扬, 赵晋泉, 李小军, 等. 基于汶川地震远场强震动记录的厚覆盖土层对长周期地震动影响分析[J]. 震灾防御技术, 2008, 3(4): 345–351. (XU Yang, ZHAO Jin-quan, LI Xiao-jun, et al. Study on effect of thick sedimentary layers on long-period ground motion from far-field strong motion records of Wenchuan earthquake[J]. Technology for Earthquake Disaster Prevention, 2008, 3(4): 345–351. (in Chinese))
- [3] 王海云, 谢礼立. 自贡市西山公园地形对地震动的影响[J]. 地球物理学报, 2010, 53(7): 1631–1638. (WANG Hai-yun, XIE Li-li. Effects of topography on ground motion in the Xishan Park, Zigong city[J]. Chinese Journal of Geophysics, 2010, 53(7): 1631–1638. (in Chinese))
- [4] 吴志坚, 王兰民, 陈拓, 等. 汶川地震远场黄土地场地地震动场地放大效应机制研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(12): 3736–3740. (WU Zhi-jian, WANG Lan-min, CHEN Tuo, et al. Study of mechanism of site amplification effects on ground motion in far field loess during Wenchuan Ms8.0 earthquake[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(12): 3736–3740. (in Chinese))
- [5] GRIFFITHS S C, COX B R, RATHJE E M. Challenges associated with site response analyses for soft soils subjected to high-intensity input ground motions[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016, 85: 1–10.
- [6] 李晓飞, 孙锐, 袁晓铭. 现有等效线性化分析程序在实际软场地计算结果方面的比较[J]. 自然灾害学报, 2015, 24(4): 56–62. (LI Xiao-fei, SUN Rui, YUAN Xiao-ming. The Comparison of existing equivalent linear response analysis program for actual soft site in KiK-net Array[J]. Journal of Natural Disaster, 2015, 24(4): 56–62. (in Chinese))
- [7] SCHNABEL P B, LYSMER J, SEED H B. SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites[R]. Berkeley: University of California, Earthquake Engineering Research Center, 1972.
- [8] SHAKE2000 User's Manual[M]. Washington: GeoMotions, LLC, 2011.
- [9] 李晓飞, 孙锐, 于啸波, 等. 实际硬场地下现有等效线性化分析程序的对比[J]. 地震工程与工程振动, 2014, 34(1): 947–954. (LI Xiao-fei, SUN Rui, YU Xiao-bo, et al. The comparison of existing equivalent linear analysis program under actual stiff site based on KiK-net Array[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2014, 34(1): 947–954. (in Chinese))
- [10] 李瑞山, 袁晓铭, 李程程. 中硬场地下两种土层地震反应方法与精确解的对比[J]. 地震工程学报, 2015, 37(2): 40–46. (LI Rui-shan, YUAN Xiao-ming, LI Cheng-cheng. A comparison between different seismic response analysis methods and exact solution for medium hard soil sites[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2015, 37(2): 40–46. (in Chinese))
- [11] 王鸾, 袁近远, 汪云龙, 等. 基于软土地场实测记录的三种土层地震反应分析方法可靠性研究[J]. 自然灾害学报, 2018, 27(5): 12–19. (WANG Luan, YUAN Jin-yuan, WANG Yun-long, et al. Reliability comparison of three kinds of seismic response analysis methods for soil layers in soft soil site[J]. Journal of Natural Disasters, 2018, 27(5): 12–19. (in Chinese))
- [12] 李兆焱, 袁晓铭, 王鸾, 等. 巨厚场地三种土层地震反应分析程序对比检验[J]. 地震工程与工程振动, 2017, 37(4): 42–50. (LI Zhao-yan, YUAN Xiao-ming, WANG Luan, et al. Verification of three methods for calculating earthquake response of soil layers in deep sites[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2017, 37(4): 42–50. (in Chinese))

- [13] 杨 洋, 孙 锐, 杨洪搏. 国际上两种典型土层地震反应分析程序对比研究[J]. 世界地震工程, 2017, 33(3): 17 - 23. (YANG Yang, SUN Rui, YANG Hong-bo. Contrasting study between two international typical soil layers seismic response analysis programs[J]. World Earthquake Engineering, 2017, 33(3): 17-23. (in Chinese))
- [14] 李瑞山, 袁晓铭, 李程程. 基于黏弹性解的土层地震反应分析程序LSSRLI-1和SHAKE2000的对比[J]. 地震工程与工程振动, 2015, 35(3): 17 - 27. (LI Rui-shan, YUAN Xiao-ming, LI Cheng-cheng. Visco-elastic solution based comparison between the ground response analysis programs LSSRLI-1 and SHAKE2000[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2015, 35(3): 17 - 27. (in Chinese))
- [15] ZALACHORIS G, RATHJE E M. Evaluation of one-dimensional site response techniques using borehole arrays[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2015, 141(12): 53 - 65.
- [16] GRIFFITHS S C, COX B R, RATHJE E M. Challenges associated with site response analyses for soft soils subjected to high-intensity input ground motions[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016, 85: 1 - 10.
- [17] RATHJE E M, KOTTKE A R, TRENT W L. Influence of input motion and site property variabilities on seismic site response analysis[J]. J Geotech Geoenv Eng, ASCE, 2010, 136: 607 - 619.
- [18] KAKLAMANOS J, BRADLEY B A, THOMPSON E M, et al. Critical parameters affecting bias sand variability in site-response analyses using KiK-net downhole array data[J]. Bull Seism Soc Am, 2013, 103(3): 1733 - 1749.
- [19] 袁晓铭, 李瑞山, 孙 锐. 新一代土层地震反应分析方法[J]. 土木工程学报, 2016, 49(10): 95 - 102. (YUAN Xiao-ming, LI Rui-shan, SUN Rui. A new generation method for earthquake response analysis of soil layers[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(10): 95 - 102. (in Chinese))
- [20] YOSHIDA N, KOBAYASHI S, SUETOMI I, et al. Equivalent linear method considering frequency dependent characteristics of stiffness and damping[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2002, 22(3): 205 - 222.
- [21] ASSINMAKI D, KAUSEL E. An equivalent linear algorithm with frequency and pressure-dependent moduli and damping for the seismic analysis of deep sites[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2002, 22(9/10/11/12): 959 - 965.
- [22] 蒋 通, 邢海灵. 水平土层地震反应分析考虑频率相关性的等效线性化方法[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(2): 218 - 224. (JIANG Tong, XING Hai-ling. An equivalent linear method considering frequency-dependent soil properties for seismic response analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(2): 218 - 224. (in Chinese))
- [23] National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience(NIED) Strong-Motion Seismograph Networks (K-NET,Kik-net)[OL].<http://www.Kyoshin.bosai.go.jp>
- [24] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 2010. (Code for Seismic Design of Buildings: GB 50011—2010[S]. 2010. (in Chinese))
- [25] DARENDELI M B. Development of A New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves[D]. Austin: The University of Texas at Austin, 2001.
- [26] 中国地震动参数区划图: GB 18306—2015[S]. 2015. (Seismic Ground Motion Parameters Zonation Map of China: GB18306—2015[S]. 2015. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202104003

# 拉哇水电站上游围堰渗流与应力变形动态耦合仿真分析

吴梦喜<sup>1, 2</sup>, 宋世雄<sup>1</sup>, 吴文洪<sup>3</sup>

(1. 中国科学院力学研究所, 北京 100190; 2. 中国科学院大学, 北京 100049; 3. 中国电建集团中南水利水电勘测设计研究院有限公司, 湖南 长沙 410014)

**摘要:** 深厚低渗透土层天然地基上的土石围堰基础中, 常常需要采用碎石桩等处理措施缩短固结排水距离, 以控制堰基超孔隙水压力的累计幅度, 加速其消散速度, 从而减小堰基的变形, 提高防渗体系的结构安全性和堰基的抗滑稳定性。基于拉哇水电站上游围堰设计论证和优化的需要, 发展了围堰填筑和基坑开挖全过程渗流与应力变形耦合的二维和三维有限元仿真方法, 并在 LinkFEA 软件中实现, 成功用于拉哇上游围堰的计算分析。主要基于二维模型, 介绍了二维模型中考虑三维绕渗效应、耦合计算中水中填筑与开挖边界条件处理、防渗墙与碎石桩施工仿真, 二维模型中碎石桩与土复合地基的等效概化、低渗透土层的渗透系数随着压密而变化模拟等方面的方法, 进行了拉哇上游围堰从地基初始应力计算、土体填筑与结构物施工、基坑开挖的全过程的渗流与应力变形的耦合计算, 并对围堰戗堤填筑完成和堰体填筑完成两个典型时刻堰基的孔隙水压力、位移和土层与桩中的应力情况进行了分析。

**关键词:** 渗流; 变形; 有限元; 固结; 耦合模拟

中图分类号: TU431 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)04-0613-11

**作者简介:** 吴梦喜(1967—), 男, 博士, 高级工程师, 主要从事岩土工程渗流与变形有限元耦合分析方法、水电工程渗流控制、堆石坝设计方案和边坡稳定等方面的研究工作。E-mail: wumx@imech.ac.cn。

## Dynamic coupled simulation analysis of seepage and stress deformation of upstream cofferdam of Lava Hydropower Station

WU Meng-xi<sup>1, 2</sup>, SONG Shi-xiong<sup>1</sup>, WU Wen-hong<sup>3</sup>

(1. Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100190, China; 2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing

100049, China; 3. Power China Hydropower Zhongnan Engineering Corporation Limited, Changsha 410014, China)

**Abstract:** The deep low permeability layers in earth-rock cofferdam foundation often need to use the treatment measures such as gravel piles to shorten the distance between consolidation drainages to control the cumulative quantity of the excess pore water pressure and to speed up its dissipation rate so as to reduce the deformation of dam foundation and improve the security of the seepage control system and stability against sliding of the dam foundation. Based on the needs of the design demonstration and optimization of the upstream cofferdam of Lava Hydropower Station, the 2D and 3D finite element simulation methods for the coupling of seepage and stress deformation in the whole process of cofferdam filling and foundation pit excavation are developed and implemented in the software LinkFEA, and are successfully used in the calculation and analysis of the cofferdam. The coupled simulation method for seepage and deformation of saturated soil foundation including gravel piles and its key simulation techniques are introduced, and the simulation of soil filling in water and construction of cutoff wall and gravel piles in the coupled calculation as well as the simulation of the permeability coefficient of low permeable soil layers changing with the compaction is realized. The pore water pressure and displacement at two typical stages are analyzed, and the variation characteristics of pore water pressure, stress and displacement are described.

**Key words:** seepage; deformation; finite element; consolidation; coupled simulation

## 0 引言

围堰是指为建造永久性水利水电工程设施, 修建的临时性围护结构。其作用是防止水进入建筑物的修建位置, 以便在围堰围成的基坑内排水、开挖和修筑大坝等工程设施。深厚覆盖层上的土石围堰的防渗体系一般由堰体下部和覆盖层中的混凝土防渗墙、堰身

土质心墙或防渗膜、覆盖层底部与岸坡风化基岩中的水泥灌浆防渗帷幕构成<sup>[1-3]</sup>。研究围堰及其基础的渗流、应力变形和稳定性, 防止围堰发生危及防渗体系安全的过大变形、堰基渗透破坏和滑坡失稳<sup>[1-3]</sup>, 是围

堰设计的重要内容。

拉哇水电站上游围堰高 60 m, 坝址覆盖层总厚度近 70 m, 其中低渗透性的堰塞湖沉积层厚度约 50 m。堰体在一个枯水季节填筑形成。低渗透软土地基上填筑, 面临孔压过高, 变形过大, 抗力过小的难题<sup>[4]</sup>。拉哇堰基中低渗透土层的固结系数较低, 围堰填筑过程中堰基内产生的超孔隙水压力的消散速度缓慢, 需要在覆盖层中设置碎石桩加速堰基排水固结, 提高抗滑稳定性和减小变形。围堰填筑和运用过程中堰基中的孔隙水压力、应力变形及稳定安全性的评估是围堰合理设计的关键。高 52 m 的务坪水库心墙堆石坝的心墙上游侧坝基存在最大深度 32 m 的软弱土层, 其地基处理的研究进行了离心机模拟试验、渗流变形耦合计算等研究工作, 为软基上修建大坝和围堰积累了经验<sup>[4-5]</sup>。拉哇上游围堰的条件更加复杂, 需要考虑包括水中填土、碎石桩和防渗墙施工及堰基开挖全过程的仿真, 对渗流与变形耦合计算提出了新挑战。

基于拉哇围堰工程的设计需要, 本文发展了深厚覆盖层上的土石围堰填筑与基坑开挖全过程中的渗流与应力变形强耦合动态仿真方法, 并在本单位自主研发的岩土工程分析软件系统 LinkFEA 中实施。本文所发展的方法、对拉哇围堰分析的成果, 对低渗透饱和地基上的围堰、码头堆场、排土场等的分析和设计有一定的参考意义。

## 1 拉哇上游围堰工程概况

拉哇水电站是金沙江上游河段 13 级开发方案中的第 8 级。枢纽主要由混凝土面板堆石坝和位于右岸的溢洪洞、泄洪放空洞、地下厂房等建筑物组成。施工平面布置如图 1 所示, 采用土石围堰拦断河床的隧洞导流方式。上游围堰最大高度约 60.0 m, 大坝基坑开挖坡高约 70 m, 下游围堰最大高度约 24.0 m。导流建筑物属于临时性建筑物, 其级别为 3 级。

围堰两岸弱风化基岩裸露, 岩性为绿泥角闪片岩 ( $P_{txn}^{a-1}$ )。左岸地形坡度约 60°, 右岸地形坡度 35°~45°。两岸强卸荷带埋深 10~15 m, 弱卸荷带埋深 40~45 m。河床部位基岩岩性为绿泥角闪片岩 ( $P_{txn}^{a-1}$ ), 弱风化下限铅直埋深 55~75 m, 其岩体厚度 5~15 m。

上游围堰结构如图 2 所示。堰基及基坑边坡区域河床覆盖层厚度 65~68 m, 从上至下分别为表层砂卵石层 ( $Q^{al-5}$ )、中部堰塞湖沉积层 ( $Q^{l-3}$  层、 $Q^{l-2}$  层)、底部砂卵石层 ( $Q^{al-1}$ ), 各层详细情况如下:

- (1) 表层  $Q^{al-5}$  砂卵石层, 为河床冲积砂卵石层夹少量漂石, 在堰基区域其厚度为 1.4~4.6 m。
- (2) 中部  $Q^{l-3}$  堰塞湖相沉积层, 含淤泥质粉砂、黏土质砂, 在堰基区域其厚度为 14.7~18.1 m、分布高程约 2514.00~2521.00 m。
- (3) 中部  $Q^{l-2}$  堰塞湖相沉积层, 厚度约为 31.4 m,

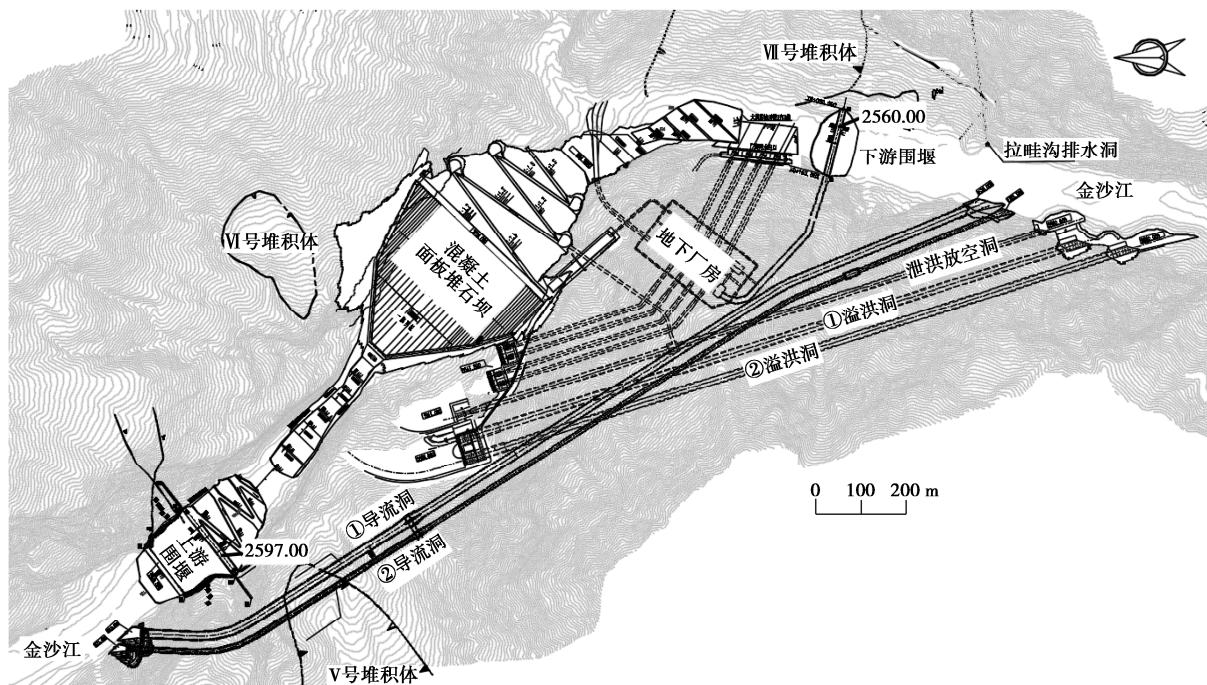


图 1 施工平面布置图

Fig. 1 Construction plan of Lawa Hydropower Station

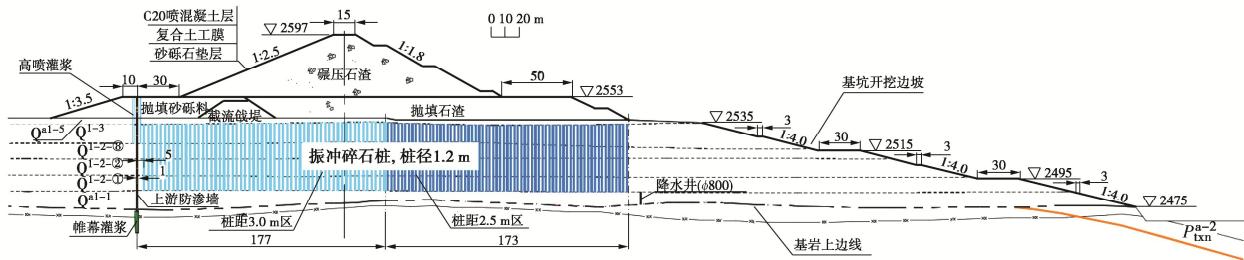


图2 上游围堰结构剖面图（基坑开挖后）

Fig. 2 Structural profile of upstream cofferdam

自上而下可分为  $Q^{l-2-③}$ 、 $Q^{l-2-②}$ 、 $Q^{l-2-①}$  3 个亚层, 其中,  $Q^{l-2-③}$  层以低液限黏土为主, 多呈流塑状, 厚度 4~8.5 m;  $Q^{l-2-②}$  层以低液限粉土和砂质低液限粉土为主, 多呈可塑—软塑状, 厚度 10~15 m;  $Q^{l-2-①}$  层以低液限黏土为主, 局部为低液限粉土, 多呈可塑—软塑状, 厚度 15.2 m。

(4) 上游围堰下游堰脚处河床底部靠右岸发育有 I 号透镜体, 物质组成为崩石、块石, 顺河向长度为 325 m、宽度约 70 m, 最大厚度为 32.1 m, 分布高程为 2489.50~2487.00 m。

(5) 河床底部  $Q^{al-1}$  砂卵石层, 为卵石、块石夹砂, 在堰基区域钻孔揭露的厚度 4.6~5 m。

采用 LinkFEA 软件, 对围堰设计初步方案的三维渗流分析和二维渗流与应力变形全过程耦合研究后, 确定的优化设计方案如图 2 所示。堰基混凝土防渗墙位于堰轴线上游 147.5 m, 墙厚 1 m、与防渗墙下部及两岸趾板下的灌浆帷幕和堰表面的防渗膜构成上游围堰的防渗体系。防渗墙下游侧堰基梅花型布置直径 1.2 m 碎石桩 (有效直径 1.0 m)。防渗墙下游 177 m 范围内碎石桩的桩中心线间距和排距均为 3 m; 防渗墙下游 177 m 至 350 m (下游堰脚) 范围的桩间排距均为 2.5 m。在围堰下游坡脚处布置两排共 5 口降水管井以降低基坑开挖过程中底部  $Q^{al-1}$  层中的水压力, 防止基坑底部堰塞湖沉积层因  $Q^{al-1}$  层中的水压力过大而隆起失稳。基坑开挖时可以将井中水位降至最下层覆盖层  $Q^{al-1}$  层顶部 (高程约 2486 m)。优化后的设计方案是否满足防渗体系安全性和堰基抗滑稳定安全性, 也需要进一步的渗流与应力变形耦合分析来论证。

## 2 耦合计算理论与模拟技术

渗流与变形耦合模拟是在围堰防渗方案论证后进行的, 本文重点介绍渗流与应力变形耦合分析的研究成果。

### 2.1 渗流与变形耦合的基本方程

围堰的渗流存在非饱和区, 土的饱和度变化影响渗透系数和含水量。固结试验结果表明, 堰塞湖沉积

层的渗透系数在 0~3.2 MPa 的固结压力作用下, 变化可达 1.6~2 个数量级。因此, 饱和渗透系数的变化要考虑孔隙压缩的影响。参考非饱和渗流的 Richards 方程<sup>[6]</sup>, 假定孔隙气压力为 0 时, 容易推导出以指标符号系统表示的变饱和度耦合变形的渗流微分方程:

$$\left[ -K_{ij}(\phi) \cdot k_r(s) \cdot \left( \frac{p_w}{\gamma_w} + z \right)_{,j} \right]_i + \phi s'(p_w) \frac{\partial(p_w)}{\partial t} + s \frac{\partial u_{i,i}}{\partial t} = 0. \quad (1)$$

式中  $s$  为土体的孔隙水饱和度,  $k_r(s)$  为相对渗透系数 (非饱和渗透系数与饱和渗透系数的比值), 是饱和度  $s$  的函数;  $K_{ij}(\phi)$  为渗透张量, 其主值随着土体的孔隙率而变化;  $p_w$  为水压力;  $\gamma_w$  为水的重度;  $z$  为正方向与重力方向相反的坐标轴, 可以理解为位置水头;  $\phi$  为孔隙率;  $s'(p_w)$  是饱和度对孔隙水压力的偏导数,  $s'(p_w) = \partial(s) / \partial p_w$ ;  $t$  为时间;  $u$  为位移向量;  $i, j$  为下标, 表示坐标轴,  $i, j=1, 2, 3$ ; 下标中逗号 ‘,’ 表示求偏导数, 重复下标表示求和。

方程 (1) 左边的第 1 项是渗流速度向量的散度, 中括号内的表达式是广义达西定律表示的渗流速度; 第 2 项和第 3 项分别表示因饱和度和孔隙率变化引起的孔隙水体积含量变化率 (体积应变与孔隙率变化量相等)。方程中除了渗流基本变量  $p_w$  和变形基本变量  $u$  以外, 还包含饱和度  $s$ 、相对渗透系数  $k_r(s)$  和渗透张量函数  $K_{ij}(\phi)$  这 3 个未知量, 需要补充 3 个关系式。饱和度  $s$  由饱和度-吸力 (即非饱和土中的气相与水相的压力差) 关系函数  $s(p_w)$  计算; 相对渗透系数  $k_r$  由饱和度与相对渗透系数关系函数  $k_r(s)$  计算。相对渗透系数常采用 Mualem's<sup>[7]</sup> 公式描述。饱和渗透系数与孔隙率的关系, 则由固结试验确定。

变形耦合渗流的微分方程由弹性力学的力平衡方程 (应力采用弹性力学的符号系统, 以拉应力为正)

(2)、有效应力公式 (3)、本构关系 (4) 和几何方程 (5) 这 4 个方程组成

$$\sigma_{ij,j} + f_i = 0 \quad , \quad (2)$$

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} - \text{sgn}(p_w) \cdot p_w \delta_{ij} \quad , \quad (3)$$

$$\sigma'_{ij} = D_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad , \quad (4)$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \quad . \quad (5)$$

式中  $\sigma_{ij}$  为总应力张量;  $f_i$  为体积力;  $\sigma'_{ij}$  为有效应力张量;  $\text{sgn}(p_w)$  是孔隙水压力  $p_w$  的符号函数, 表示忽略负的孔隙水压力对变形的影响, 即当孔隙水压力为负值时, 有效应力取值同总应力;  $D_{ijkl}$  为弹性矩阵张量, 由本构关系计算;  $\varepsilon_{kl}$  为应变张量。下标  $i, j, k, l=1, 2, 3$ 。

以上 4 个方程合并可得耦合渗流的变形微分方程

$$\left[ \frac{1}{2} D_{ijkl} (u_{k,l} + u_{l,k}) - \text{sgn}(p_w) \cdot p_w \delta_{ij} \right]_{,j} + f_i = 0 \quad . \quad (6)$$

标量方程 (1) 和向量方程 (6), 基本变量为孔隙水压力  $p_w$  和位移向量  $u_i$ 。采用有限元方法耦合求解。方程 (6) 中的本构关系采用邓肯 E-B 非线性弹性模型按中点应力法计算。两个方程联立求解, 迭代计算收敛后即可获得一个时间步的有限元节点位移增量和当前时刻的孔隙水压力结果, 并依据位移增量计算单元高斯点的应力增量。

## 2.2 围堰全过程耦合仿真若干问题探讨

除了上节的基本理论以外, 还需发展若干技术方法, 以实现围堰工程全过程渗流与变形的数值仿真。下面撷取模型概化、渗透性随压密变化等问题进行初步探讨。

### (1) 碎石桩在二维模型中的概化模拟方法

二维模型能以较低的成本快速了解堰基全生命周期的渗流与变形情况。稳定性分析也主要基于二维有效应力和孔隙水压力模拟结果。因此, 二维计算十分重要。

二维模型中, 碎石桩区域可以分成桩和基土两种材料相间分布, 按照与三维排水速度等效来确定基土的宽度。碎石桩的等效宽度取有效置换率与基土宽度的乘积。

以地基中等间距布置的碎石桩为例, 在平面上将碎石桩与基土复合地基概化成如图 3 所示的一维模型。碎石桩的半径为  $r_0$ , 桩间距为  $a$ , 复合地基可以分割成形状完全相同的三角形区域, 如三角形  $ADE$ 。扇形  $ABC$  是碎石桩, 圆心角为  $\pi/6$ ,  $BDEC$  区为基土。一维模型中  $AB$  段是碎石桩,  $BC$  段是基土。

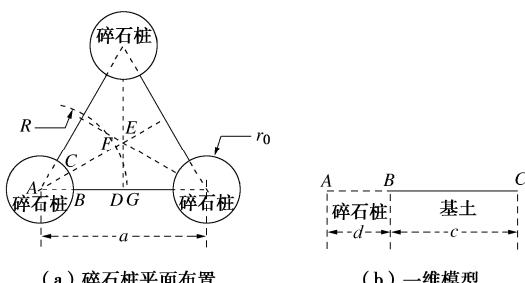


Fig. 3 Schematic diagram of 2D model for gravel piles

碎石桩对基土起水平径向排水作用, 将三角形  $ADE$  区域等效为半径  $R$  的扇区。半径为  $R$  的圆即 1 个碎石桩的影响范围。 $R-r_0$  即基土的最大排水距离。对于间距为  $a$ , 排距为  $b$  的碎石桩,  $R$  可按如下公式计算:

$$R = \sqrt{ab/\pi} \quad . \quad (7)$$

圆心角为  $\theta$  的二维扇形区域  $CBGF$  土体自  $FG$  向  $CB$  的径向排水, 区域中任意一点到碎石桩中心  $A$  点的距离为  $r$ , 过该点的等势线长度为  $\theta r$ 。等效为矩形区域时, 该点的等效水平渗透系数为

$$k' = \frac{r}{R} k \quad , \quad (8)$$

式中,  $k$  为原基土渗透系数, 整个区域的等效水平排水渗透系数为

$$k^* = 1/\left[ \int_{r_0}^R \frac{1}{R-r_0} \frac{R}{rk} dr \right] = \frac{(R-r_0)k}{R} / \ln\left(\frac{R}{r_0}\right) \quad . \quad (9)$$

区域的排水固结因数与渗透系数成正比, 与排水距离的平方成反比, 若基土的渗透系数仍取土本身值进行计算, 扇形区域  $CBGF$  按照固结时间因数等效的矩形区域排水距离  $H^*$  为

$$H^* = \sqrt{k/k^*} (R-r_0) = \left[ \frac{R}{R-r_0} \ln\left(\frac{R}{r_0}\right) \right]^{0.5} (R-r_0) \quad . \quad (10)$$

二维模型中桩间土的长度等于  $c=2H^*$ , 碎石桩的宽度  $d$  根据有效置换率计算。

### (2) 二维模型中包含三维绕渗效应的方法

本项目研究中, 先进行三维渗流分析, 然后进行河谷中心剖面的二维渗流与应力变形耦合分析。三维渗流研究中发现, 围堰填筑完成且上游水位 2594.6 m、下游水位 2541.0 m 的稳定渗流工况, 防渗墙上游覆盖层中的水头降落要少于下游覆盖层中的水头降落。二维模型中, 如果仅包含模型底部的绕渗, 水头分布结果与三维差异很大。因而, 二维模型中应增加考虑三维绕渗效应的方法。

首先依据三维模型典型工况的稳定渗流计算, 获得防渗剖面处覆盖层底面以上基岩中的绕渗流量与高程的关系, 计算出各高程的绕渗流量与上游水位和防渗墙后水位或计算点高程之差的商, 得出绕渗系数。在二维模型中防渗剖面后沿着高程取 1 列节点作为绕渗入渗面, 设置 1 列绕渗单元, 绕渗单元的宽度可取 1m, 渗透系数取绕渗系数与覆盖层平均宽度之商, 绕渗单元的上游面节点的边界条件为上游水头。从而在二维模型中, 自动实现不同水位条件下防渗平面下游侧的绕渗流量叠加。详细的方法将另文投稿。

二维模型围堰正常高水位 2594.6 m、下游水位 2541.0 m 时稳定渗流工况中是否包含绕渗处理的等水

头线对比结果如图4所示。图中可见上游侧和下游侧的等水头线分布均有较大差异。设置绕渗单元, 对等水头线结果影响还是比较大的。

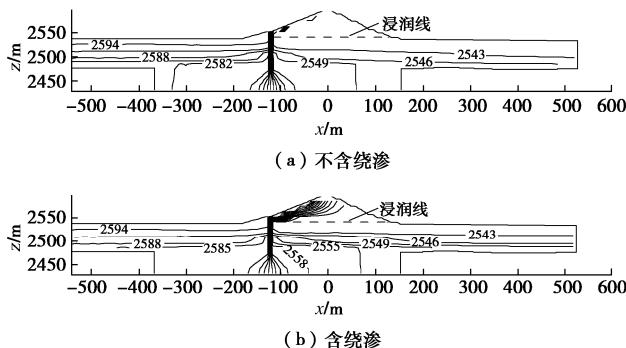


图4 正常高水位时的二维渗流等水头线对比

Fig. 4 Contrast of results of iso-head line at normal high water level in 2D models

设置了绕渗单元后, 二维全过程耦合仿真中自动将渗流的三维绕渗效果纳入进来, 使模拟结果与实际更接近。

### (3) 渗透系数的时空变化模拟

一般低渗透土层的渗透系数, 随着压密变化很大。从固结试验中, 不但可以获知土体的压缩特性、固结系数, 还能推知土体的渗透系数。按如下公式可以从固结试验中获得渗透系数与固结压力的关系。

$$k = c_v \alpha_v \gamma_w / (1 + e) \quad (11)$$

式中,  $c_v$  为固结系数 ( $\text{m}^2/\text{s}$ ),  $k$  为渗透系数 ( $\text{m}/\text{s}$ ),  $e$  为孔隙比 (无量纲),  $\alpha_v$  为压缩系数 ( $\text{Pa}^{-1}$ ),  $\gamma_w$  为水的重度 ( $\text{N}\cdot\text{m}^{-3}$ )。

按照式(11)和固结试验中的固结压力、压缩系数、固结系数、孔隙比关系, 推算出孔隙比与渗透系数之间的对应关系。有限元计算中根据高斯点的孔隙率结果, 即可获得各计算时步的渗透系数。

拉哇堰基堰塞湖沉积土层的渗透系数与固结压力的关系如表1所示。表中堰塞湖沉积土层中的4个土类的固结垂直压力范围由0~50 kPa增加到100~200 kPa时, 渗透系数降低到(1/4.0~1/12.6); 由0~50 kPa增加到400~800 kPa时, 渗透系数降低到(1/7.6~1/31.9)。可知同一土层不同深度处和同一土体在荷载变化过程中渗透系数的变化很大。耦合计算中模拟低渗透土层的渗透系数时空变化是必要的。

### (4) 施工过程的仿真

在天然地基中的防渗墙和碎石桩, 在全过程耦合仿真中其所在部位原为覆盖土层, 是在仿真过程中因施工而变换为新材料, 可依据其实际形成的计算级通过置换单元对应的材料编码实现。置换时单元的应力需要给初值, 且防渗墙这种刚性结构物与周围土体之间还需要设置接触面单元。建模与网格剖分时需要规

划材料替换和接触面设置要求。在材料替换的计算级, 实现单元材料和类型的转换。单元应力的初值, 可以采用原位替换前的应力, 原普通实体单元转换为接触面单元时, 需要进行应力张量的坐标变换, 从而求出接触面的法向应力和切向应力作为接触面单元的初始应力。两种材料的重度之差, 作为自重荷载在替换计算级施加于模型之中。

### (5) 算法的收敛性问题

渗流和变形的耦合求解, 既包含有限元渗流计算和变形计算中存在的算法问题, 还包含二者耦合产生的问题。非饱和区的渗透系数和外边界溢出面范围需要在迭代求解过程中确定, 围堰渗流场中还存在内部溢出面, 其范围和传递流量也需要在迭代过程中确定, 是非线性问题, 迭代的收敛性问题突出<sup>[8-9]</sup>。土的变形求解过程中, 变形模量矩阵需要由应力状态确定, 也是非线性迭代问题。即使只是饱和多孔弹性介质的Biot固结计算, 也还存在收敛性问题<sup>[10-11]</sup>。本文的渗流计算方法参见文献[8, 9], 包含了非饱和渗流参数、内部溢出面和边界溢出面的非线性迭代。全过程按时间轴分成若干计算级, 计算级又分成若干计算时步。迭代分成2层: 外层是本构模型模量矩阵迭代计算, 采用中点应力法确定; 内层是渗流计算迭代, 该层中单元高斯点的变形模量矩阵不变, 渗透系数随着高斯点的孔隙率和饱和度变化。内层中两次计算的节点正孔隙水压力差的最大值作为收敛变量, 小于给定值或迭代次数达到设定值完成一个内层迭代。研究过程中发现, 荷载增加速率大的计算时步往往在给定的迭代次数中达不到收敛标准, 且相邻两次迭代计算的误差并不一定随迭代次数增加而减小。

## 3 计算模型与条件

### 3.1 计算模型与条件

围堰全过程模拟共分为61个计算级进行, 每个计算级依据其时间间隔长短又分成1~5个计算步。各计算级信息如表2。第1计算级计算天然地基的初始应力场和渗流场; 第2级进行碎石桩施工; 第3~9级戗堤施工; 第10~17级为II、III区域的填筑; 第19~41级进行IV区填筑, 其间防渗墙在第26级形成, 第32级降水井形成, 其后降水井水位与下游水位或基坑开挖底面高度保持基本一致, 直到基坑开挖至2486 m高程时, 降水井中水位保持抽水至2486 m高程不变。第42级, 进行土工膜铺设, 上游水位上升至2566 m, 下游水位不变, 历时1 d。第43级上游水位上升至最高水位; 第44~60级上游水位维持不变, 基坑逐级开挖直至覆盖层底部。

表 1 固结试验中土层渗透系数与固结压力关系

Table 1 Soil permeability coefficient vs. consolidation pressure in consolidation test

土类型	各固结压力下的渗透系数/(m·s <sup>-1</sup> )						
	0~50 kPa	50~100 kPa	100~200 kPa	200~400 kPa	400~800 kPa	800~1600 kPa	1600~3200 kPa
粉土质砂	$2.38 \times 10^{-9}$	$8.83 \times 10^{-10}$	$4.39 \times 10^{-10}$	$2.94 \times 10^{-10}$	$2.03 \times 10^{-10}$	$1.31 \times 10^{-10}$	$8.60 \times 10^{-11}$
砂质粉土	$2.31 \times 10^{-9}$	$1.26 \times 10^{-9}$	$5.75 \times 10^{-10}$	$4.83 \times 10^{-10}$	$3.06 \times 10^{-10}$	$1.77 \times 10^{-10}$	$6.23 \times 10^{-11}$
粉土	$5.92 \times 10^{-9}$	$1.28 \times 10^{-9}$	$4.70 \times 10^{-10}$	$3.02 \times 10^{-10}$	$1.86 \times 10^{-10}$	$9.04 \times 10^{-10}$	$5.94 \times 10^{-11}$
黏土	$2.41 \times 10^{-9}$	$7.20 \times 10^{-10}$	$5.16 \times 10^{-10}$	$3.86 \times 10^{-10}$	$1.77 \times 10^{-10}$	$1.27 \times 10^{-10}$	$2.92 \times 10^{-11}$

表 2 计算级信息表

Table 2 Computation-level information

计算级	计算时刻/d	上游水位/m	下游水位/m	填筑高程/m	备注
—	0	2545.74	2545.74		初始条件
1	0.5	2545.74	2545.74		天然地基形成, 初始应力场
2	1	2545.74	2545.74		碎石桩形成
3~8	1.5~4	2545.74	2545.74	2540~2550	I 区戗堤自堰基面填筑至 2550 m
9	47	2547.11	2541.00		无填筑, 上下游水位改变
10~17	47.5~77	2547.11	2541.00	2553	II、III 区自堰基填筑至防渗墙施工平台
18	78	2551.18	2541.00		无填筑, 上游水位上升
19~25	84.18~121.27	2551.18	2541.00	2555~2567	IV 区碾压石渣自 2553 m 填筑到 2567 m
26	127.45	2551.18	2541.00	2569	防渗墙材料替换, 绕渗单元添加
27~41	133.64	2551.18	2541.00	2571~2597	IV 区填筑到堰顶, 第 32 级降水井形成
42~3	215.00	2566.00	2541.00		复合土工膜铺设, 上游水位上升
43	225.00	2594.60	2541.00		上游水位上升至 2594.6 m
44~60	336.60~733.86	2594.60	—		覆盖层逐层开挖, 至基岩面
61	1000.00	2594.60	—		开挖后挡水期

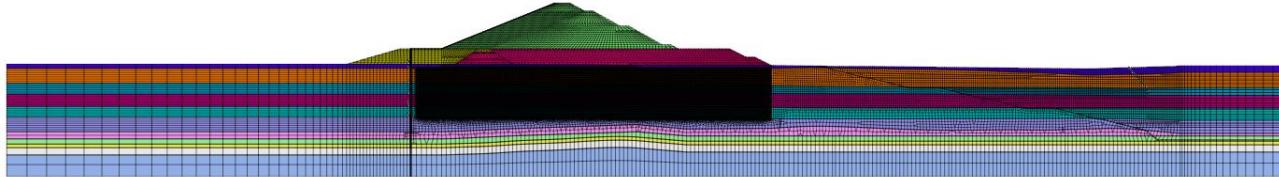


图 5 模型有限元网格图

Fig. 5 Finite element mesh

### 3.2 有限元网格

桩间距 3 m 区域的桩间土等效宽度 3.14 m, 桩宽 0.30 m; 水平方向桩间土剖分成 15 个单元, 桩剖分 1 个单元。桩间距 2.5 m 区域的桩间土宽度 2.31 m, 宽度 0.33 m; 水平方向桩间土剖分 11 个单元, 桩剖分 1 个单元。防渗墙 (厚 1 m) 水平方向剖分 3 个单元, 墙两侧设置 0.1 m 厚接触面单元 (置换前为普通单元)。防渗膜厚取为 0.1 m, 其后侧设置 0.1 m 宽的接触面单元。防渗墙和防渗膜下游面设为可能的渗流内部溢出面, 其后部接触面单元同时作为渗流接触面单元。防渗墙和防渗膜后设置宽度 1 m 的绕渗单元, 其下游侧边与接触面单元的下游侧边重合, 其上游侧边列入渗流的上游水位边界 (绕渗单元不做变形计算)。降水管井的模拟是在第一排管井处 (堰下游坡脚外 8.17 m) 覆盖层底部沿深度方向设置水头边界。填筑和开挖通过有限元中通用的“生”、“死”单元来实现。开挖界面单元的应力边界条件按界面上正应力和剪应力为 0 的条件在界面上施加反向的分布力。二维整体有限元网格如图 5 所示, 模型共有 58320 个节点,

59102 个单元。高程作为垂直坐标, 水平坐标原点位于围堰顶部的中轴线上, 方向指向围堰下游。

### 3.3 水压力与渗流边界条件及模拟方法

以往水中土体按浮重度计算, 不计算边界上的水压力。全过程耦合过程中, 水中填筑体外边界也因填筑而变化, 水中填筑体内部也有超孔隙水压力产生, 需要新方法来模拟。如第 3~17 计算级中, 堤身戗堤和 II 区、III 区填筑, 其中部分单元是水下填筑形成, 有些水下外部边界消失, 也产生新的水下外部边界。本文的方法是对于水中填土消失的边界, 在当前计算的第一个时间步, 在消失的水中原边界上施加反向的水压力, 而水中填筑产生的新边界, 水压力荷载增量是边界上的水位作用下的全部水压力 (老边界上只计算水位变动引起的增量水压力)。填筑体的重度, 则取饱和重度, 初始孔隙水压力取 0。实现了水中填筑过程土体的渗流边界和外力作用的直接模拟。

### 3.4 材料参数

计算用到的土的参数包括干密度、孔隙率、填筑饱和度、莫尔库仑强度指标、本构模型参数、渗透系

表3 填筑料和覆盖层土体邓肯E-B模型参数

Table 3 Parameters of soils for Duncan E-B model

材料	干密度/(g·cm <sup>-3</sup> )	孔隙率	c/kPa	$\varphi$ /(°)	K	n	R <sub>f</sub>	K <sub>b</sub>	m	K <sub>ur</sub>
抛填石渣	1.90	0.30	0	38	900	0.25	0.85	393	0.22	1500
抛填砂砾料	1.60	0.38	0	29	1000	0.28	0.75	400	0.22	1200
碾压石渣	2.05	0.25	0	21	900	0.25	0.85	393	0.22	1500
碎石桩	2.05	0.25	0	38	900	0.25	0.85	393	0.22	1500
Q <sup>al-5</sup>	2.05	0.25	0	35	1000	0.35	0.8	340	0.20	1200
Q <sup>l-3</sup>	1.40	0.48	28.7	22	125	0.57	0.68	90	0.56	150
Q <sup>l-2-③</sup>	1.36	0.50	45.0	20	87	0.58	0.62	60	0.58	105
Q <sup>l-2-②</sup>	1.38	0.49	31.0	21	100	0.56	0.65	73	0.56	120
Q <sup>l-2-①</sup>	1.36	0.50	42.0	20	85	0.57	0.63	60	0.57	102
Q <sup>al-1</sup>	1.95	0.25	10.0	36	1000	0.35	0.80	340	0.20	1200

表4 河床覆盖层渗透与固结参数

Table 4 Permeability and consolidation parameters of soils

土层	侧压力系数 K <sub>0</sub>	渗透系数/(cm·s <sup>-1</sup> )	垂直固结系数/(cm <sup>2</sup> ·s <sup>-1</sup> )	水平固结系数/(cm <sup>2</sup> ·s <sup>-1</sup> )
Q <sup>al-5</sup>	0.35	$5.5 \times 10^{-1}$	—	—
Q <sup>al-1</sup>	0.36	$3.0 \times 10^{-2}$	—	—
Q <sup>l-3</sup>	0.50	$6.8 \times 10^{-5}$	$4.4 \times 10^{-3}$	$4.5 \times 10^{-3}$
Q <sup>l-2-③</sup>	0.60	$2.9 \times 10^{-6}$	$3.1 \times 10^{-3}$	$3.9 \times 10^{-3}$
Q <sup>l-2-②</sup>	0.55	$3.5 \times 10^{-6}$	$3.8 \times 10^{-3}$	$4.2 \times 10^{-3}$
Q <sup>l-2-①</sup>	0.66	$2.0 \times 10^{-6}$	$3.1 \times 10^{-3}$	$3.9 \times 10^{-3}$

数、非饱和相对渗透系数与饱和度关系、饱和度与吸力关系曲线。土体的渗透破坏判断用到允许渗透坡降值。第1级天然覆盖层应力计算时覆盖层初始应力的修正用到天然覆盖土层的侧压力系数(依据计算所得的垂直正应力和侧压力系数修正水平向正应力)。低渗透土层考虑渗透系数与固结压力的关系, 用到固结试验中的水平固结系数和垂直固结系数(考虑水平与垂直向渗透系数的差异), 压力-压缩模量关系。因篇幅限制, 本文仅列出主要参数。

土体的本构模型采用邓肯E-B模型, 其密度、孔隙率、强度指标与邓肯E-B模型参数列于表3。防渗墙、防渗膜和基岩采用线弹性模型。防渗墙的弹性模量取1500 MPa, 泊松比取0.2。防渗膜的弹性模量取100 kPa, 泊松比取0.49。各风化程度基岩的渗透系数和弹性参数因篇幅限制从略。接触面单元应力-应变关系采用邓肯-克拉夫模型, 法向模量在受压时取10 GPa, 受拉时取1 kPa。防渗墙与两侧土体之间、防渗膜与堰体之间在防渗墙和防渗膜生成后设接触面单元, 其强度参数取接触土体的参数值, 模型中所有的接触面的k<sub>1</sub>、n和R<sub>f</sub>均取值100, 0.57, 0.68。

河床覆盖层的渗透系数和固结系数列于表4, 其中固结系数取定值。低渗透土层的压缩模量与固结压力的关系列于图6, 程序中依据这一关系和土层的侧压力系数, 折算出固结试验中体应力与体积模量的关系。再依据渗透系数与体积压力、固结系数的关系和高斯点的有效应力状态, 计算低渗透覆盖土层单元中

各高斯点的渗透系数, 从而模拟渗透系数在空间和时间上的变化。复合土工膜实际膜厚0.75 mm, 材料渗透系数取 $5 \times 10^{-11}$  cm/s, 建模时土工膜厚度0.1 m, 计算时等效渗透系数 $6.67 \times 10^{-9}$  cm/s。抛填石渣渗透系数 $5.00 \times 10^{-1}$  cm/s, 砂砾料和碾压石渣渗透系数 $5.00 \times 10^{-2}$  cm/s, 其他材料渗透系数见表5。

表5 覆盖层以外的材料渗透系数

Table 5 Permeability coefficient of materials beyond overburden

材料	碎石桩	防渗墙	帷幕	抛填石渣
渗透系数/(cm·s <sup>-1</sup> )	$5.00 \times 10^{-2}$	$1.00 \times 10^{-7}$	$1.00 \times 10^{-5}$	$5.00 \times 10^{-1}$

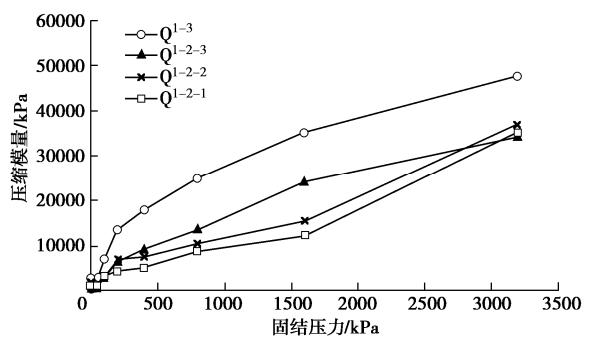


图6 侧限固结试验压缩模量与固结压力关系

Fig. 6 Compression modulus vs. consolidation pressure in consolidation tests

#### 4 计算结果与讨论

获得了61个计算级的节点位移、孔隙水压力和高斯点应力结果。从这些结果中, 可以了解到围堰填筑、

挡水和基坑开挖全过程中的孔隙水压力、变形和应力过程，并可以根据各级的应力结果，计算抗滑稳定安全系数。因篇幅限制，仅介绍戗堤填筑形成和填筑完成2个典型计算级的部分渗流、位移和应力结果，并分析渗流应力的耦合作用和碎石桩的排水效果。

#### 4.1 戗堤填筑形成时的计算结果

戗堤填筑前，地基中已经施工了碎石桩，构成了复合地基。

##### (1) 地基中的孔隙水压力

第8计算级戗堤自建基面3d均匀上升到2550m高程。不同高程的水平位置-水头关系如图7所示。 $Q^{l-2-1}$ 土层的底部（结合图9看土层的位置），即覆盖层底部强透水的 $Q^{al-1}$ 层顶部，水头随水平位置略有变化，最大值2546.42比静水位2545.74 m大0.68 m，且与图中范围的最小值2546.02 m（位于x=50 m处）水头相差仅0.40 m。而 $Q^{l-3}$ 土层顶部，即强透水的 $Q^{al-5}$ 层底部，戗堤中部的水头显著大于两侧，最大值2548.22 m，超过静水位2.48 m。此处水头大是由于下部低渗透土层中的孔隙水因孔隙压缩向上排出（主要通过碎石桩）后，在强透水层中向两侧流动，而非 $Q^{al-5}$ 层孔隙压缩产生超孔隙水压力引起。 $Q^{l-3}$ 土层的中部最大水头2554.51 m，超过静水位8.73 m，超孔隙水压与填筑土的垂直有效自重荷载（堰基表面上砂砾石柱的垂直有效土重170.51 kPa，垂直荷载速率57 kPa/d）之比为50.2%。戗堤下覆盖层中虽然布置了3 m间距1.2 m直径碎石桩，低渗透的堰塞湖沉积粉土层中仍然超孔隙水压力消散不足一半。

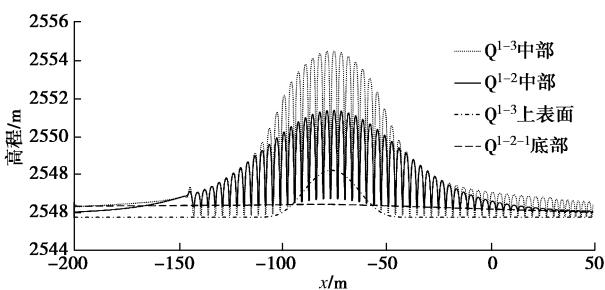


图7 戗堤填筑完成时不同部位水平位置-水头关系

Fig. 7 Horizontal position and water head at different parts at completion of berm filling

戗堤中部位于水平坐标-76.59 m的碎石桩边线和-74.95 m处的桩间土中线高程-水头关系如图8所示。碎石桩在 $Q^{l-3}$ 土层顶部水头比 $Q^{l-2-1}$ 土层底部高1.79 m，说明碎石桩向底部强透水层 $Q^{al-1}$ 排水。桩间土中线的高程-水头关系的变化很有意思。堰塞湖沉积层z轴方向网格第1个内部点和最底一个内部点的值，远远大于其他内部点的值，不符合土层接近上下

强透水边界超孔隙水压力消散更多的规律。这不是物理现象本身，而是数值模拟中产生的问题。在对饱和多孔弹性介质的一维固结计算的测试算例中，四周水平位移约束底部水平垂直位移约束，底部和四周均不透水，顶部排水，顶部施加垂直荷载。当模型仅为1个1次单元，且加载持续时间与渗透系数的乘积足够小时，底部节点的超孔隙水压力接近垂直荷载的2倍。出现这个结果的原因是，饱和土单元在快速荷载作用下因为来不及排水其孔隙压缩量接近于0，而顶部节点的孔隙水压力因为是排水边界而为固定值，在整个单元中的超孔隙水压力平均值要达到接近于垂直荷载这个条件，不可避免地就计算得出了底部节点的超孔隙水压力接近荷载的2倍这个结果，比实际的物理结果大100%。由此可见，耦合计算中近强透水边界处的超孔隙水压力可能存在较大误差。因为水平向桩间土剖分单元较多，网格尺度仅为0.2 m，仅为垂直向的网格尺度2.3 m的10%，因此，水平方向的水头连线比较平顺，数值计算本身造成的误差较小。近强透水层的土层边界单元越密，误差越小。因此，对于快速荷载来说，靠近排水边界的第一个内部点的结果，尤其是其值为最大值的时候，可能大大高于真实物理情况，不能将此节点的结果，作为超孔隙水压力的特征值。若要减少数值模拟本身的这种误差，低渗透性土层的网格在与高渗透性土层接触处应取较小的尺度。 $Q^{l-3}$ 土层内部的第3个点水头值2554.51 m，作为该水平位置高程方向上的最大值。

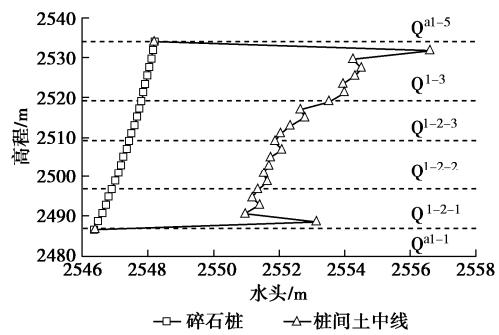


图8 戗堤中部碎石桩与桩间土的水头高程关系

Fig. 8 Water head vs. elevation in gravel piles and in soils at middle part of two piles

##### (2) 地基中的有效应力

$Q^{l-3}$ 土层中部土单元或桩单元高程约2528.3 m的1排高斯点的正应力与水平坐标关系连线如图9所示。土中的垂直向正应力 $\sigma_z$ 和水平正应力 $\sigma_x$ 水平向波形变化，在桩边处于波峰，桩间土中部处于波谷。土中的正应力 $\sigma_z$ 和 $\sigma_x$ 在两桩边线范围的变化幅度基本上等于孔隙水压力的变化幅度。桩与土的应力比较，在

戗堤的堤脚内桩的垂直正应力  $\sigma_z$  比土中大, 在堤脚外比土中小; 而水平正应力  $\sigma_x$  桩内与其临近的土中的值是比较接近的。垂直向应力  $\sigma_z$  在戗堤中线最大, 向堤脚两侧减小, 而水平正应力  $\sigma_x$  则在戗堤中线部位出现极小值, 堤脚处出现极大值。究其原因, 是垂直向的总应力(指弹性力学的应力, 相对有效应力而言)基本与垂直荷载相等, 水平与垂直方向正应力比值  $\sigma_x/\sigma_z$  看成是侧压力系数, 这个系数是小于 1.0 的。由于超孔隙水压力的影响, 低渗透土层填筑区域的垂直向正应力增加, 水平向正应力减小。 $Q^{l^3}$  土层中部水平坐标与土的剪应力水平关系如图 10。戗堤中心的剪应力水平在桩间土中部区域已经达到了 1.0, 即剪应力已经达到甚至超过了抗剪强度(未进行应力迁移计算), 而桩间土边缘的应力水平较低, 可见超孔隙水压力对应力水平的影响是很大的。低渗透土层上快速填筑荷载作用下戗堤中部区域桩间土中部土体的有效应力路径是水平正应力减小, 垂直正应力增加, 剪应力水平急剧增加; 戗堤中部区域桩侧土则是垂直正应力与水平正应力同步增加, 但垂直正应力增加幅度较大, 剪应力水平也增加。堰基桩间土的应力路径沿水平向变化急剧。随着后续荷载的施加和超孔隙水压力的消散, 应力路径变化极其复杂。

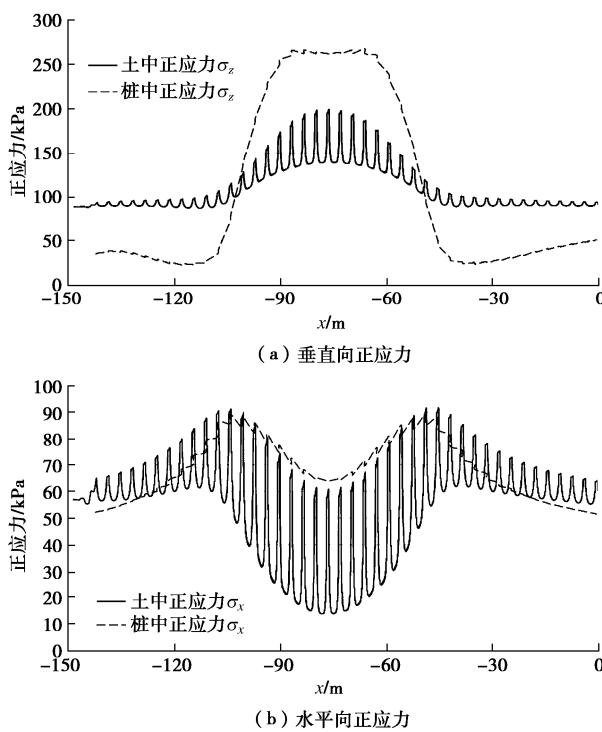


图 9  $Q^{l^3}$  土层中部水平位置与桩和桩间土的正应力关系

Fig. 9 Horizontal position vs. normal stresses in piles and soils in  $Q^{l^3}$

桩对软土地基排水固结以外, 还有桩体材料力学性能改善所带来的加强作用。从图 9 可以看出, 在  $x$

$\in (-104.1, -48.5)$  的荷载作用区域, 桩中的垂直正应力比土大, 能发挥桩的垂直向承载加强作用, 也能提高水平向的摩擦抗剪强度, 而荷载作用区域以外, 桩的垂直正应力比桩间土小。由此可知, 其摩擦抗剪强度, 在荷载区域以外是很难发挥出来的。一般在边坡加固中, 常采用在坡脚处设置阻滑桩, 以起到“固脚”的作用。软土地基上在填筑体坡脚外打设碎石桩, 排水固结作用显著, 而碎石桩抗剪加强作用有限。基于此新认识, 本工程围堰坡脚以外和基坑开挖边坡上原来拟设置的碎石桩, 在优化方案中全部取消。

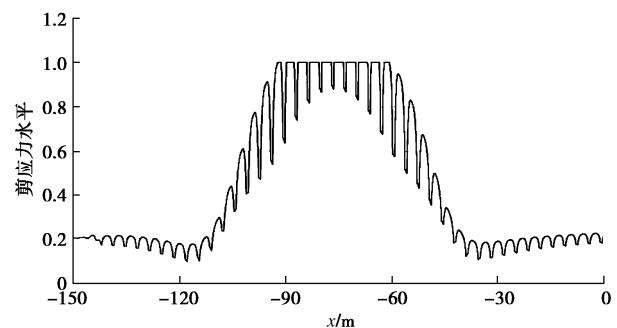
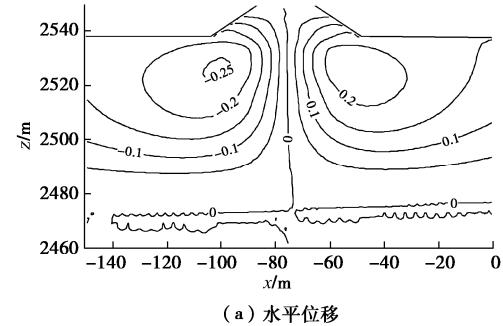


图 10  $Q^{l^3}$  土层中部水平位置与土的剪应力水平关系

Fig. 10 Horizontal position vs. shear stress level of soils in  $Q^{l^3}$

### (3) 堤体和地基中的位移

戗堤填筑完成时位移如图 11 所示, 最大向上游水平位移 0.26 m, 向下游水平位移 0.24 m; 最大沉降量 0.71 m, 位于覆盖层表面。最大隆起 0.07 m, 位于  $x$  坐标-154.4 m 处的覆盖层表面。堰基位移的态势是向下部和两侧挤压。没有碎石桩的天然地基的计算结果, 则填筑体外侧向上隆起很严重, 水平位移也更大。对于应力路径在时空上如此复杂变化, 且实际上大量局部达到抗剪强度的情况, 其位移模拟结果要达到定量的程度是很困难的。本文采用邓肯 E-B 这种比较简单的非线性弹性模型, 且不考虑土体的应力超过其抗剪强度以后的应力迁移计算, 其位移结果本文认为也是定性的程度大于定量。若采用如修正剑桥模型等复杂的弹塑性本构模型, 在剪应力水平达到 1.0 时的塑性迭代对于本文的这个问题, 计算收敛是很难的。因此, 在现有的模拟水平下, 拉哇上游围堰这种复杂的情况, 位移模拟结果是定性多于定量。



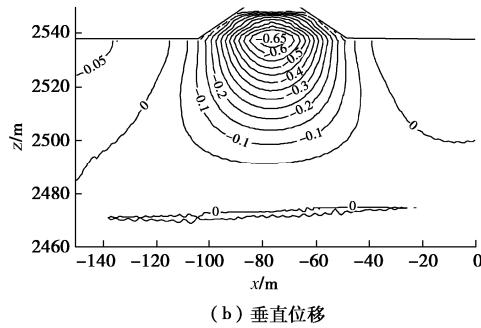


图 11 截堤填筑完成时的位移

Fig. 11 Displacement at completion of berm filling

#### 4.2 围堰填筑到顶时的结果

堰体填筑 213 d 到顶（第 41 级计算），此时上游水位 2551.18 m，下游水位和底部覆盖层减压井水位 2527.66 m（基坑中已抽水），上下游水位差 23.52 m。

第 41 级围堰中的等孔隙水压力和等水头线如图 12 所示，其中图 12 (a) 为孔隙水压力等值线，图 12 (b) 为水头等值线。图 13 为第 41 级堰塞湖沉积层中水平坐标 - 水头关系。图 12, 13 结合来看，堰基碎石桩区域的孔隙水压力和水头在桩间土和桩中的水平方向是波动变化的。堰基下覆盖层的水头高于上游水位，表明堰基中仍然有比较大的超孔隙水压力。图 12 (a) 还可见堰基  $x=120$  m 处的孔隙水压力，显著受到了抽水井的影响。图 12 (a) 中有两条 0 孔隙水压力线存在，查看局部等值线图，证实是绘图软件插值误差造成。

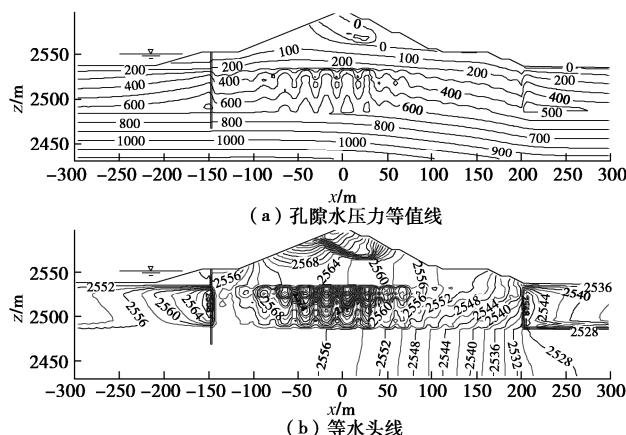


图 12 围堰填筑到顶时的等水头线和孔隙水压力

Fig. 12 Pore water head and pressure when the cofferdam is filled to the top

图 14 为碎石桩边线位于  $x=-76.9$  m 和  $x=0.9$  m 两处桩边线与桩右侧桩间土中线的水头对比。前者位于堰上游坡的中部，后者靠近堰轴线。碎石桩的顶部水头高于底部，可知底部 Qal-1 层起到了良好排水作用。图 12, 13 与图 14 结合，可以获得堰塞湖沉积层的水头的整体分布情况。 $Q^{l-3}$  层的顶部，即强透水的  $Q^{l-5}$  层的底面，在防渗墙的上游侧，水头与上游水位相等，防渗墙以右，在  $x=-50$  m 左右，水头达到峰值 2564.5 m，高于上游水位，比下游坡脚强透水  $Q^{l-5}$  层的底面

2534.1 m 高 30.4 m，说明  $Q^{l-5}$  层中沿着水平方向还是存在较大的水头梯度，也就是说  $Q^{l-5}$  层及其上部堰体填筑料的渗透系数，对堰基中的孔隙水压力还是存在较大的影响，如果实际渗透系数比计算渗透系数大，则堰基上部强透水层中的水头梯度会降低，堰基中的水头总体上也会降低，反之，则还会提高。 $Q^{l-3}$  层的中部最大水头 2595.6 m，位于该层节点  $x=2.53$  m 和  $x=2.83$  m 的节点上，比右侧与碎石桩接触的节点的水头 2561.3 m（左侧节点水头 2561.8 m）高出 34.3 m；近防渗墙处最左 1 排碎石桩的右侧桩间土中的水头，比碎石桩中仅高 1.8 m 左右，一方面是其所处位置在填筑高程超过防渗墙平台以后，堰体填筑的后续附加垂直正应力较小，另一方面其较早时间的填筑附加应力作用产生的超孔隙水压经历了较长时间的排水固结而消散程度较大。间距 2.5 m 区域桩间土与桩中的水头差，即波动曲线的波峰与波谷差值，要大大低于碎石桩 3 m 桩距区域。在 2 个区域的分界线处，3 m 间距区域侧的水头差为 32.0 m，而 2.5 m 间距区域的水头差是 20.4 m，可见超孔隙水压力的消散程度对碎石桩的间距是十分敏感的。

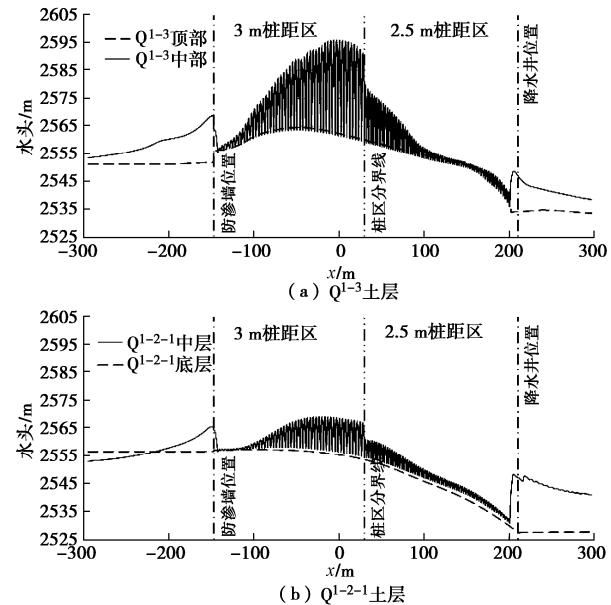
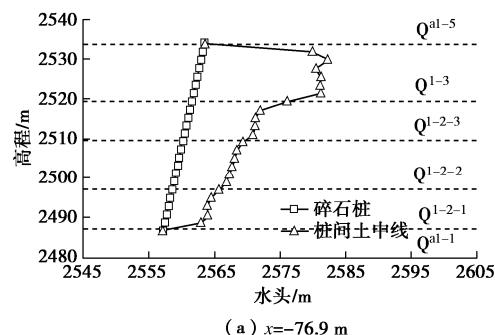


图 13 围堰填筑完成时堰塞湖沉积层中水平坐标 - 水头关系

Fig. 13 Horizontal coordinate vs. water head in sedimentary layer at cofferdam filling to top



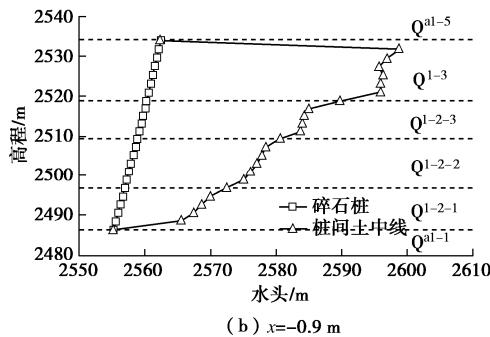


图 14 填筑完成时沉积层中碎石桩与桩间土中线水头对比

Fig. 14 Water head in gravel piles and in soils at cofferdam filling to top

## 5 结 论

针对拉哇水电站上游围堰的设计方案, 实现了包含碎石桩和防渗墙施工、土体水中填筑、水位动态变化和基坑开挖全过程的渗流与变形耦合仿真, 包含了低渗透土层渗透系数随孔隙压密变化的模拟。二维模型中还包含了三维绕渗影响的模拟。直接服务于拉哇水电站的围堰方案设计论证与优化。

对拉哇的工程分析表明:

(1) 深厚低渗透覆盖层在围堰填筑过程中存在较大的超孔隙水压力, 其累计与消散对堰基碎石桩的间距十分敏感。

(2) 堤基中的水头、垂直和水平有效正应力、剪应力水平在碎石桩处理区沿水平方向是波动变化的, 孔隙水头在碎石桩中处于波谷、在桩间土中部处于波峰。

(3) 填筑体自重作用下, 堤基中超孔隙水压力的产生, 使垂直向正应力增加, 水平向正应力减小, 堤基桩间土局部的剪应力水平快速提高, 堤基中容易产生较大的沉降和水平位移, 对围堰的变形和稳定性均不利。

(4) 碎石桩在填筑体下部同时起到加速排水固结和桩体加强作用, 在填筑体坡外加强作用有限。

## 参考文献:

- [1] 王建平, 王明涛, 曹华. 猴子岩水电站围堰防渗墙施工方案设计[J]. 水电站设计, 2013, 29(1): 21–23. (WANG Jian-ping, WANG Ming-tao, CAO Hua. Construction scheme design of cofferdam cutoff wall for monkey rock hydropower station[J]. Design of Hydropower Station, 2013, 29(1): 21–23. (in Chinese))
- [2] 梁娟, 张有山, 王小波. 复杂地质条件下高挡水头土石围堰设计[J]. 四川水力发电, 2018, 37(5): 93–95. (LIANG Juan, ZHANG You-shan, WANG Xiao-bo. Design of high retaining head earth and rockfill cofferdam under complex geological conditions[J]. Sichuan Water Power, 2018, 37(5): 93–95. (in Chinese))
- [3] 王璟玉, 蒲宁. 西藏某水电站大坝上游围堰设计[J]. 四川水利, 2018, 39(4): 44–48. (WANG Jian-yu, PU Ling. Design of the upstream cofferdam of a hydropower station in Tibet[J]. Sichuan Water Resource, 2018, 39(4): 44–48. (in Chinese))
- [4] 陈祖煜, 周晓光, 陈立宏, 等. 务坪水库软基筑坝基础处理技术[J]. 中国水利水电科学院学报, 2004, 2(3): 168–172. (CHEN Zu-yu, ZHOU Xiao-guang, CHEN Li-hong, et al. Foundation improvement techniques applied on a soft clay foundation of Wuping Dam[J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2004, 2(3): 168–172. (in Chinese))
- [5] 陈祖煜, 周晓光, 张天明, 等. 云南务坪水库软基筑坝技术[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2004. (CHEN Zu-yu, ZHOU Xiao-guang, ZHANG Tian-min, et al. Embankment Engineering on Soft foundation—A Case Study of Wuping Dam[M]. Beijing: China Water Resources and Hydropower Press, 2004. (in Chinese))
- [6] CELIA M A, EFTHIMIOS T B, REBECCA L Z. A general mass-conservative numerical solution for the unsaturated flow equation[J]. Water Resources Research, 1990, 26(7): 1483–1496.
- [7] MUALEM Y. A new model for predicting the conductivity of unsaturated porous media[J]. Water Resources Research, 1976, 12(3): 513–522.
- [8] WU M X. A finite-element algorithm for modeling variably saturated flows[J]. Journal of Hydrology, 2010, 394(3/4): 315–323.
- [9] WU M X, YANG L Z, YU T. Simulation procedure of unconfined seepage in a heterogeneous field[J]. Science China: Physics, Mechanics and Astronomy, 2013, 56(6): 1139–1147.
- [10] CHEN Y, LUO Y, FENG M. Analysis of a discontinuous Galerkin method for the Biot's consolidation problem[J]. Appl Math Comput, 2013(219): 9043–9056.
- [11] CHEN Y M, CHEN G, XIE X P, et al. Weak Galerkin finite element method for Biot's consolidation problem[J]. Journal of Computational and Applied Mathematics, 2018, 330: 398–416.

DOI: 10.11779/CJGE202104004

# 分体柱在地下车站结构中的减震效果研究

许成顺, 汪洋筱珊, 杜修力, 许紫刚, 张梓鸿

(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:**已有研究表明,对于浅埋框架式地下结构,高轴压下中柱水平变形能力不足是导致地震破坏的关键因素。分体柱在承载能力与整体柱相当的情况下,具有更好的变形和耗能能力而广泛应用于地上结构,探讨了分体柱在地下结构抗震领域中的应用可行性。基于ABAQUS有限元平台,建立土-地下结构整体三维数值分析模型,通过Pushover和动力时程分析方法对比研究了采用分体柱的新型地下车站结构与原型车站结构的抗震性能,分析了分体柱的减震效果。研究结果表明,采用分体柱的新型地下车站结构中柱的层间位移地震响应有所增大,但相对于中柱变形能力的提升,其影响程度并不显著;分体柱替换现浇整体柱,会使得结构截面内力重分布,中柱所承担的剪力大幅减小,侧墙的剪力变化不明显。总体上,采用分体柱的新型地下车站结构显著改善了在高轴压比下中柱和侧墙变形不协调的问题,能够有效提升其抗震性能。

**关键词:**地下车站; 分体柱; 减震效果; 变形能力; 内力分布

**中图分类号:** TU93; TU435    **文献标识码:** A    **文章编号:** 1000-4548(2021)04-0624-10

**作者简介:** 许成顺(1977—),女,博士,教授,主要从事土动力学以及地下结构抗震方面的科研工作。E-mail:  
xuchengshun@bjut.edu.cn。

## Seismic mitigation effects of split columns in underground station structures

XU Cheng-shun, WANG Yang-xiaoshan, DU Xiu-li, XU Zi-gang, ZHANG Zi-hong

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

**Abstract:** It has been shown that the lack of horizontal deformation capacity of the middle columns under high axial pressure is the key factor leading to seismic failure of shallow frame underground structures. When the bearing capacity of the split columns is equal to that of the whole columns, the split columns have better deformation and energy dissipation capacity. Based on ABAQUS finite element numerical analysis, by establishing a three-dimensional numerical model for soils and underground structures as a whole, the Pushover analysis method and the dynamic time history analysis method are used to compare and study the dynamic response differences between the new underground station structure and the prototype station structure. The research results show that the seismic response of the story displacement of the new underground station structure with split columns increases, but the influence degree is not significant compared with the improvement of the deformation capacity of the columns. The replacement of the cast-in-place integral columns with the split columns will make the internal force of the structure section redistributed, the shear force borne by the middle columns greatly decreases, and the change of the shear force of the side walls is not obvious. On the whole, the new type of underground station structure with split columns can significantly improve the incoordination of deformation between the middle columns and the side walls under high axial compression ratio, and can effectively improve their seismic performance.

**Key words:** underground structure; split column; seismic mitigation effect; deformation capacity; internal force distribution

## 0 引言

由于地下结构所受的地震加速度要小于地面结构,且地下结构受到周围土体的约束,长期以来人们认为地下结构的抗震安全性很高<sup>[1]</sup>。直到1995年日本阪神地震导致大开车站整体塌毁<sup>[2-3]</sup>,地下结构抗震得以学术和工程界的广泛关注。相关研究表明竖向地震

动是引起地下结构破坏的关键因素,特别是对于浅埋地下结构,上覆土体在地震作用初始阶段发生剪切破坏,进而在上覆土体竖向惯性力作用下支撑柱(中柱)

基金项目:国家重点研发计划项目课题(2018YFC1504305);国家自然科学基金创新研究群体项目(51421005)

收稿日期:2020-04-19

的轴压比显著提高, 导致支撑柱(中柱)的抗剪切变形能力显著下降。对地下结构地震反应受力而言, 支撑柱的抗剪切强度提高而极限变形能力降低是不利的, 这意味着支撑柱将分担更多的由于土层变形而作用在地下结构上的水平向剪力。同时, 支撑柱极限变形能力的降低使得它可能先于侧墙遭到破坏, 进而导致顶板以及地下结构体系的整体毁坏<sup>[4]</sup>。支撑柱是框架结构中的受力薄弱部位, 提高地下框架结构抗震性能的最有效方法是改善支撑柱的受力条件和受力特征<sup>[5]</sup>。传统的地下框架结构的支撑柱采用现浇整体柱, 为了提高支撑柱的抗震能力, 常见的办法有释放结构约束、提高支撑柱的变形能力、优化支撑柱和侧墙受力分配等方法<sup>[6-8]</sup>。

分体柱的概念源于20世纪80年代末, 分体柱是将整截面柱通过分隔缝划分为几个独立配筋的小单元柱<sup>[9]</sup>。诸多学者针对分体柱运用于地上结构进行了大量研究, 李忠献等<sup>[10-11]</sup>系统介绍了分体柱理论技术, 包括分体柱的承载力和抗震性能、分体柱框架及节点的抗震性能、分体柱的设计及施工建议等; 郝永昶等<sup>[12]</sup>通过对分体柱低周反复水平荷载作用下的试验研究导出了分体柱承载力计算模型; 徐汇宾等<sup>[13]</sup>试验研究了采用竹胶板作为隔板的新型分体柱破坏过程; 李瑞伟<sup>[14]</sup>运用ABAQUS有限元软件模拟分析了分隔比对分体柱破坏模式和承载能力的影响。上述研究结果均体现了分体柱应用于上部结构的抗震性能优势。在承载能力与整体柱相当的情况下, 分体柱能够极大减小柱子的抗侧刚度, 并显著增加柱子的延性, 具有更好的变形和耗能能力<sup>[15-18]</sup>。分体柱的优势非常适用于解决地下结构在地震作用下中柱变形能力不足的抗震问题。

然而地下结构的结构形式、受力特点、变形特点与地上结构有显著的差别<sup>[19]</sup>, 地下结构需承受较大的竖向荷载, 并且需要考虑地震荷载下土体与结构的相互作用。

本文围绕分体柱用于提升地下结构抗震性能可行性开展研究。通过对浅埋地下框架结构的Pushover和动力时程反应分析, 探讨了分体柱替换现浇整体柱应用于浅埋地下框架结构的抗震性能和减震效果, 分析了分体柱作为地下结构抗震减震措施推广应用的可行性, 为实际工程中的分体柱设计提供参考。

## 1 分体柱及其变形能力

### 1.1 分体柱的受力特点

分体柱技术<sup>[20]</sup>, 即采用隔板将整截面的短柱划分成几个独立的单元柱, 或将整体柱劈分为几个小的单元柱, 并且用连接件连接, 分体柱的每个单元柱采用

独立配筋的构造方法, 图1为分体柱的构造示意图。已有研究表明<sup>[9-19]</sup>, 在地上结构中采用分体柱技术改善钢筋混凝土短柱的抗震性能时, 虽然框架柱的受弯承载力稍有降低, 但能保证框架柱的受剪承载力保持不变, 其破坏形态由剪切型转变为弯曲型, 并显著地提高了框架柱的变形能力和延性。

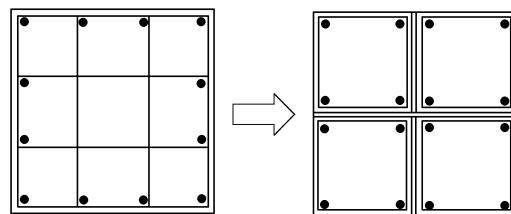


图1 分体柱构造示意图

Fig. 1 Structural diagram of split columns

图2分别给出了分体柱在加载过程中不同工种状态时截面混凝土的应变分布规律<sup>[10]</sup>。

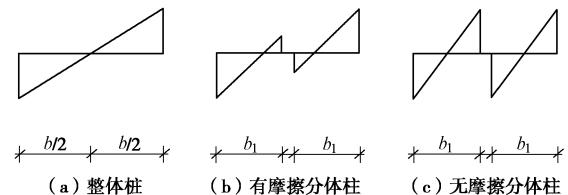


图2 分体柱的整体工作效应

Fig. 2 Integral working effects of split columns

当水平位移较小时, 分体柱所承受的水平荷载较小, 两侧的混凝土可以协同工作, 截面应变分布类似整体柱, 如图2(a)所示; 随着水平荷载的增加, 两侧混凝土柱之间的相互滑移趋势所产生的摩擦力对两侧混凝土起到约束变形的作用, 此时两侧单元柱截面内侧的应变小于外侧的应变, 如图2(b)所示, 并且摩擦力越大, 混凝土柱变形被约束的作用越明显, 内侧应变值就越小, 与外侧应变值的差值越大; 随着水平荷载的继续增加, 单元柱出现相互分离的趋势, 混凝土之间的摩擦力逐渐减小至完全消失, 在此受力过程中, 两侧单元柱截面的中和轴逐渐走向各单元柱截面的中心, 如图2(c)所示。

根据分体柱截面内弯矩的分布特点, 将分体柱的受力进行简化(图3), 由分体柱的受力简化图可以看出, 引起单元柱发生弯曲变形的力为水平荷载P和剪力Q<sub>f</sub>, 其中Q<sub>f</sub>为单元柱之间的摩擦对两侧混凝土的变形约束所产生的沿柱高的分布剪力(即相互作用摩擦力)。

### 1.2 静力推覆分析

结合地上结构分体柱的受力特征, 以及地下车站结构关键支撑柱在地震荷载作用下的受力变形情况,

建立有限元模型, 运用静力推覆分析方法, 对比地下结构整体柱和分体柱在不同轴压比下的承载能力和变形能力。

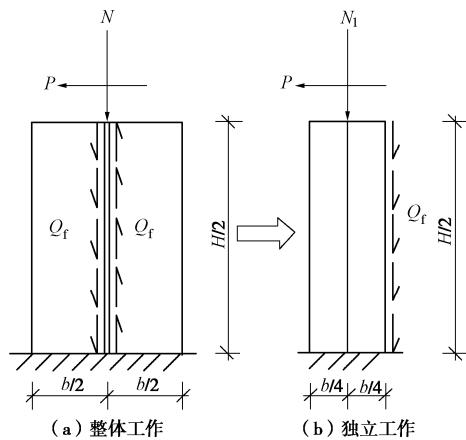


图 3 分体柱受力简图

Fig. 3 Simplification of forces acting on split columns

在地上建筑结构中考虑到地震作用下各个方向的变形, 多将分体柱设计为正方形截面, 划分为“田”字型 4 个单元的分体柱。地下车站结构往往呈线性分布, 在地震作用下主要考虑结构的水平变形。将整体柱进行分体会一定程度削弱柱子的整体性<sup>[10]</sup>, 为最大程度的保持中柱的竖向承载能力, 对地下结构中柱进行分体时, 仅对水平地震力作用方向分体, 而纵向不再分体(已建模验证纵向分体对中柱水平变形能力的提升贡献很少), 即二分柱。选取了实际工程中某地下车站的中柱, 在保证配筋率不变的前提下, 分隔为两个单元的分体柱, 中柱的主要参数见表 1。

表 1 中柱的主要参数

Table 1 Main parameters of column

中柱形式	长(z)×宽(x)×高(y) (m×m×m)	混凝土强度等级	配筋率/%	配箍率/%
整体柱	1.5×0.9×4.55	C40	2.19	0.76*
分体柱	1.5×(0.45×2)×4.55	C40	2.19	0.76*

中柱的配筋严格按照施工图进行配筋, 中柱构造及配筋如图 4 所示。其中, 中柱配筋率为 2.19% (48 根直径为 28 的螺纹钢筋), 中柱配箍率为 0.79%。采用 ABAQUS 中的嵌入法 (embed region) 将钢筋嵌入混凝土中, 不考虑钢筋和混凝土之间的黏结滑移。通过对地上结构分体柱的受力特征分析, 已知分体柱各单元柱之间的相互作用力为摩擦力。为了模拟单元柱之间的摩擦接触, 在 ABAQUS 中设置面与面的法向和切向接触。其中法向接触行为体现为“硬”接触: 成对接触面之间能够传递的接触压力的量值无限制。当接触面之间的接触压力变为零或负值时, 两个接触面分离, 并且约束被移除。切向接触行为表现为考虑阻止表面之间相对滑动的摩擦力。根据下面的方程,

临界剪应力取决于法向接触压力:

$$\tau_{\text{crit}} = \mu p , \quad (1)$$

式中,  $\mu$  摩擦系数,  $p$  是两接触面之间的接触压力。方程给出了接触表面的临界摩擦剪应力。直到在接触面之间的剪应力等于极限摩擦剪应力  $\mu p$  时接触面之间才会发生相对滑动。在本研究中取混凝土相互摩擦的常用摩擦系数值 0.35。为了模拟地下结构中柱在地震荷载作用下的受力变形情况, 有限元模型边界设置为柱底完全固定, 在柱顶施加一定的轴压, 然后在限制柱顶转动的条件下沿水平反向平动, 直至柱子发生破坏。

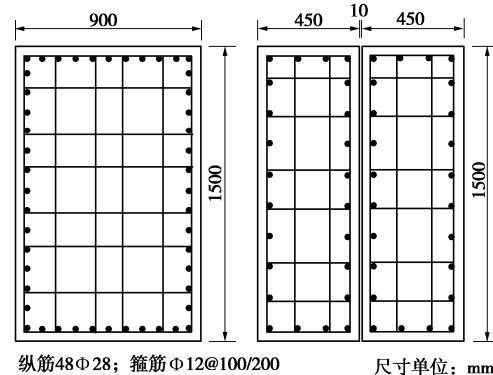
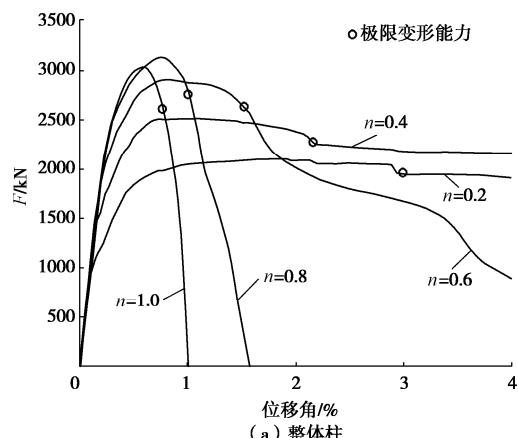


图 4 中柱截面配筋图

Fig. 4 Section reinforcement of middle columns

分别对整体柱和分体柱在轴压比为 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 和 1.0 的情况下进行推覆模拟, 获得柱子变形和水平反力之间的关系, 如图 5 所示。整体柱和分体柱的抗侧承载力和变形能力的变化趋势相似, 随着轴压比增大, 其水平承载能力先增加后下降; 轴压比越高, 试件的变形曲线下降段越陡, 承载力下降趋势越明显; 试件水平极限变形能力随轴压的升高逐渐减小。当轴压比达到 0.6 时, 整体柱的荷载 - 变形曲线呈现出明显的脆性破坏特征, 此时分体柱的荷载 - 变形曲线下降段依然很平缓, 中柱的剪切破坏转化为弯剪破坏或弯曲破坏。在相同轴压比作用下, 分体柱的抗侧承载力峰值低于整体柱, 但分体柱的变形明显高于整体柱。



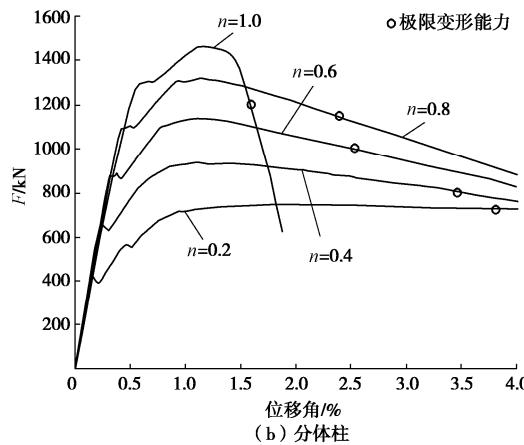


图 5 中柱在不同轴压比下的推覆荷载 - 变形曲线

Fig. 5 Horizontal load-displacement curves of columns under different axial load ratios

取水平荷载下降至峰值的 85%时对应的水平位移(图 5 中以“○”标注),由此得出中柱的水平变形能力包络线,如图 6 所示,其中轴压比峰值为构件所能承受的最大竖向轴压。

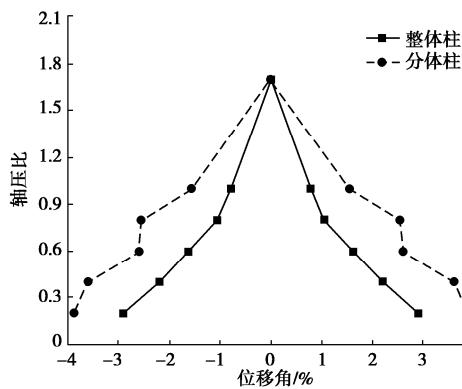


图 6 中柱的水平变形能力包络线

Fig. 6 Envelope curves of horizontal deformation capacity of middle columns

## 2 土-结构整体有限元分析模型

为获取地铁车站结构从弹性到弹塑性过程的性能曲线,以及地震作用下结构整体的动力反应,本文分别建立地下结构 Pushover 分析模型和动力时程分析模型进行讨论。

### 2.1 模型的建立

以实际工程中的车站横断面作为研究对象土体的计算宽度取车站宽度的 5 倍,即 112 m,基岩底面位于地下 46 m 处,车站埋深为 5 m。地铁车站几何模型见图 7,车站横断面长 22.4 m,高 8.5 m,顶板厚度为 0.8 m,底板厚度为 0.9 m,左、右侧墙厚度为 0.8 m,中柱柱高为 4.55 m,间距为 8 m,选取其中三跨剪力三维有限元分析模型。实际工程中结构的配筋较为复

杂,包括通长筋、弯起钢筋、局部加筋、构造钢筋等,而且钢筋尺寸各有不同。在有限元建模中按照双排配筋进行建模,墙 Φ25@150(分布筋 Φ22@150);上板 Φ28@150(分布筋 Φ22@150);下板上排 Φ28@150,下排 Φ32@150(分布筋 Φ25@150)。顶板受负弯矩较大,在顶板与梁的结合处作加密处理。中柱是重点研究的关键构件,中柱的配筋严格按照施工图进行配筋,其中中柱配筋率为 2.19%(48 根直径为 28 的螺纹钢筋),中柱配箍率为 0.76%。不考虑钢筋与混凝土之间的相对滑移,即整个钢筋网嵌入模型中。

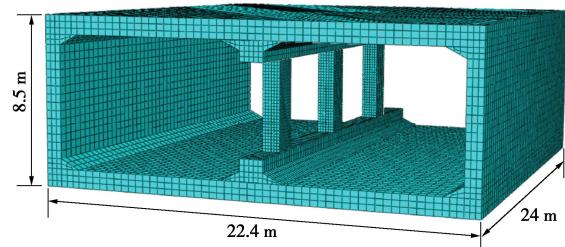


图 7 地铁车站几何模型

Fig. 7 Geometric model for subway station

### 2.2 材料及本构

结构混凝土采用混凝土塑性损伤本构,设置为三维实体单元。钢筋选用理想弹塑性本构,设置为桁架单元。土体采用三维实体单元模拟,场地土层情况如表 2 所示。

表 2 土层物理性质表

Table 2 Physical properties of soils

分层	土质	深度/m	密度/(kg·m <sup>-3</sup> )	剪切波速/(m·s <sup>-1</sup> )	泊松比
1	粉质黏土	0~2.5	1700	147	0.35
2	粉土	2.5~7.5	2000	190	0.35
3	粉质黏土	7.5~24	2000	223	0.36
4	粉质黏土	24~27	2020	242	0.36
5	粉质黏土	27~42	2000	270	0.33
6	细砂	42~46	2100	320	0.28
7	基岩	>46	2100	500	0.47

选用 Martin 等<sup>[21]</sup>改进的 Devidenko 骨架曲线的非线性黏弹性模型,本构关系曲线如图 8 所示,相关的拟合参数见表 3,具体模型的数学表达式如下:

$$\begin{cases} \tau(\gamma) = G \times \gamma = G_{\max} \cdot \gamma [1 - H(\gamma)], \\ H(\gamma) = \left\{ \frac{(\gamma / \gamma_0)^{2b}}{1 + (\gamma / \gamma_0)^{2b}} \right\}^a. \end{cases} \quad (2)$$

式中  $\tau(\gamma)$  为剪应力;  $G$  与  $G_{\max}$  分别为剪切模量与最大剪切模量;  $\gamma$  为剪应变; 改进后的  $\gamma_0$  与常数  $a$ ,  $b$  一样,不再具有物理意义,仅作为土性的拟合参数。

表 3 Davidenkov 模型参数值

Table 3 Values of parameters of Davidenkov model

土类	$a$	$b$	$\gamma_0/10^4$
填土	1.2	0.4	1.69
粉土	1.05	0.49	5.36
粉质黏土	1.2	0.47	5.8
砂土	1.15	0.33	5.36

另外, 地下结构的外表面与周围土体之间设置为摩擦接触, 其在法线方向允许两者相互脱离但不相互嵌入, 在切线方向设置摩擦系数为常用值 0.35。

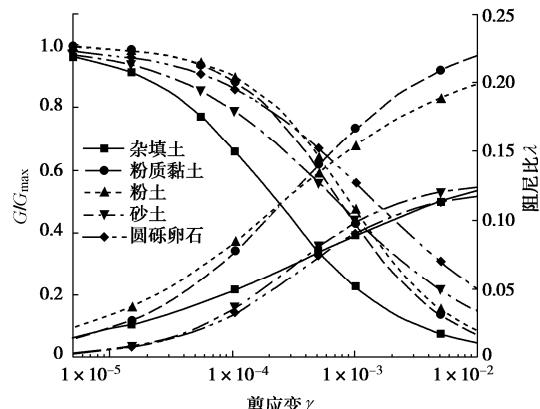


图 8 场地岩土力学特性

Fig. 8 Geotechnical characteristics of site

### 2.3 边界及荷载

#### (1) Pushover 分析

为获得结构全性能曲线, 无需设立对应的目标位移, 计算过程中, 逐级增大加速度幅值, 直至结构丧失承载能力为止。如图 9 所示, 约束模型底部, 给每层单元逐级施加不同强度的水平加速度, 其分布规律主要根据每层单元所在的高度计算得到, 即最终成倒三角的梯度分布模式。模拟时考虑竖向惯性力, 竖向加速度也呈倒三角分布<sup>[22]</sup>。

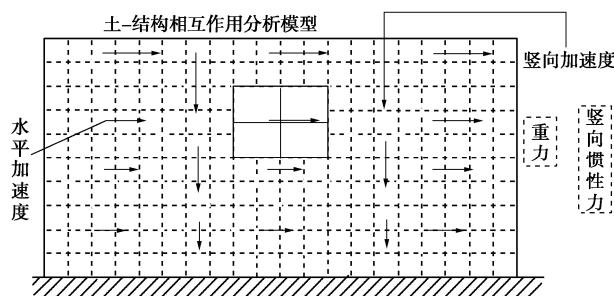


图 9 地下结构 Pushover 方法力学分析模型

Fig. 9 Mechanical analysis model of Pushover method for underground structure

#### (2) 动力时程分析

车站-土体动力有限元模型如图 10 所示, 以基岩面作为整体模型的底边界, 即整体模型底部边界固定; 对前端面的法向进行约束; 两侧边界设置为捆绑边界, 利用 ABAQUS 中的“MPC”节点自由度耦合约束功能, 将土体有限元模型同高度处的边界节点捆绑

在一起作一致的运动。本文采用的是振动输入方法, 即输入加速度时程, 使结构产生惯性力。振动分析方法忽略了波在介质中的传播效应, 将基岩运动产生的动力加速度以惯性力的形式直接施加在基岩上部土体和结构各个节点上, 以模拟各质点的振动效果。赵源等<sup>[23]</sup>通过具体算例研究了两种输入方式对结构的影响程度。当场地下卧层为刚性基岩, 上覆为沉积土时, 地震动能量由基岩向上传递到上覆土层中后, 引起上覆土体振动, 此时应视为一个振动问题, 采用振动输入的方式输入地震动是十分合适的。

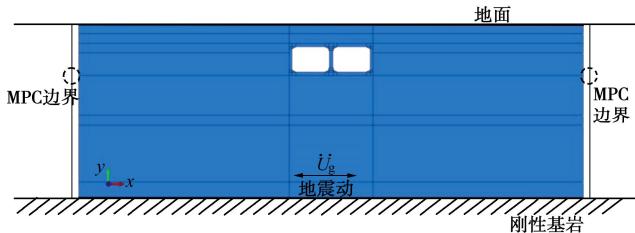


图 10 车站-土体动力有限元模型

Fig. 10 Finite element model for station-soil

本文动力全时程分析选取 Kobe 波作为输入地震动, 地震动输入采用同时考虑水平和竖向地震动同时作用的振动输入方法, 其加速度时程曲线如图 11 所示。

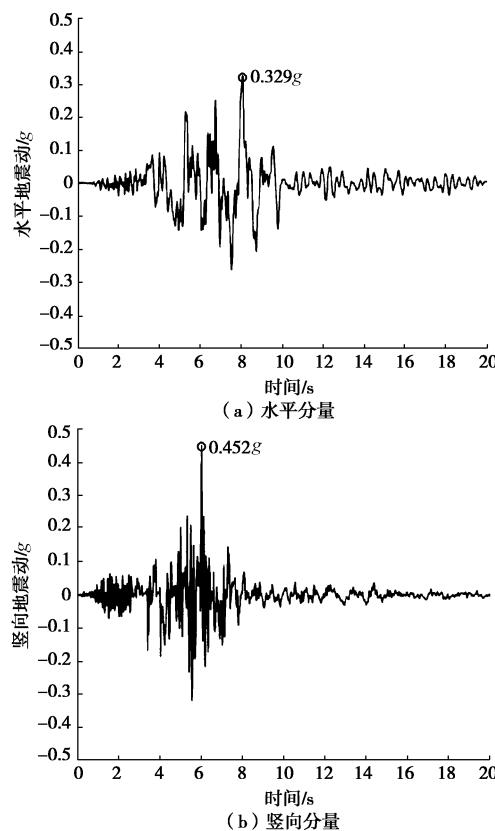


图 11 地震加速度时程曲线

Fig. 11 Time-history curves of seismic acceleration

为了探讨在强震作用下, 原型结构和新型分体柱结构的工作状态以及新型分体柱结构的抗震性能优

势, 对 Kobe 波进行调幅, 水平地震动和竖向地震动峰值调幅至 1.5 倍, 本研究动力模型输入的地震动为调幅后的加速度时程, 其中水平地震动加速度峰值为 0.494, 竖向地震动加速度峰值为 0.678。

### 3 抗震性能及减震效果分析

#### 3.1 结构的抗震性能分析

水平变形是评价地下结构抗震安全性能的重要指标之一<sup>[24]</sup>, 地铁车站断面图见图 12, 选取侧墙顶底部的 A、B 两点相对水平层间位移角作为结构的侧墙变形值, 选取图中中柱顶底部的 C、D 两点的相对层间位移角作为结构的中柱变形值。

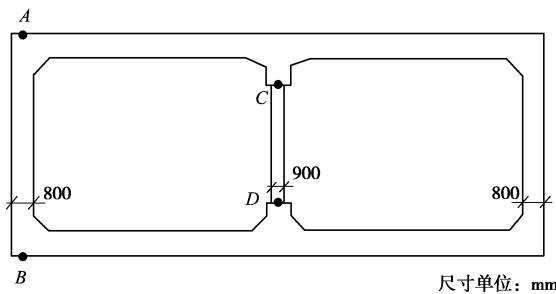


图 12 地铁车站横断面

Fig. 12 Cross section of subway station

分别通过拟静力 Pushover 分析方法获得的性能曲线以及动力作用下中柱地震反应与变形能力包络线的关系来评价结构的抗震性能。

从 Pushover 分析结果中提取中柱和侧墙截面的剪力、轴力和变形。在中柱水平剪力达到峰值之后, 整体结构和分体柱的中柱轴压比均达到 0.6 以上, 中柱处于高轴压受力状态下。以剪力和层间位移角绘制结构中的中柱和侧墙的变形性能曲线。如图 13 所示, 在整体中柱框架结构中, 中柱较侧墙先进入屈服状态并且先于侧墙遭到破坏。对比整体柱和分体柱地下框架结构的变形性能曲线。采用分体柱替换现浇整体柱后, 中柱屈服点对应的层间位移角  $\delta_2^c$  提升 20%, 峰值荷载对应的层间位移角  $\delta_3^c$  提升 21%, 极限变形点对应的层间位移角  $\delta_4^c$  提升 42%。

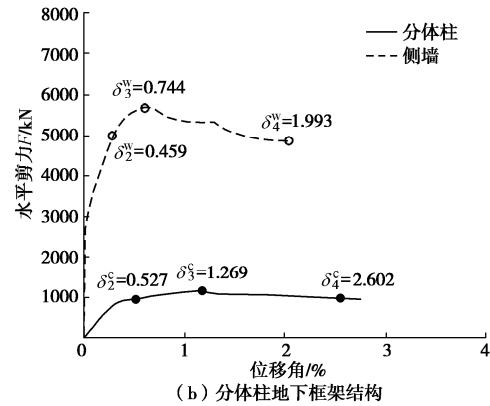
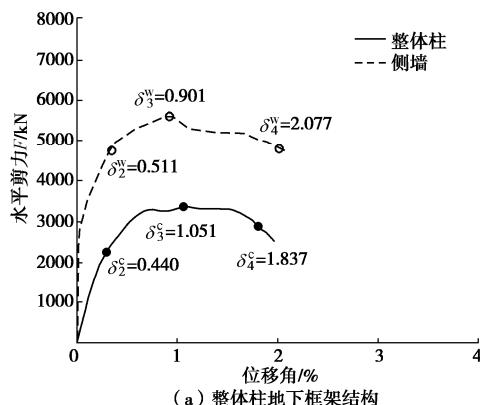


图 13 构件变形性能曲线

Fig. 13 Deformation capacity of specimens

以延性系数  $\mu$  来评价构件的延性, 延性系数根据极限位移角  $\delta_4$  和屈服位移角  $\delta_2$  之比计算, 如下式所示:

$$\mu = \delta_4 / \delta_2 \quad (3)$$

分体柱替换现浇整体柱, 中柱延性提升 18%, 中柱在达到最大承载能力状态后仍能吸收一定能量, 并且能产生较整体柱更大的变形而不致破坏。在分体柱车站结构中, 侧墙层间位移角达到 1.993% 时, 侧墙的承载力已下降至峰值荷载值的 85%, 可认为侧墙已破坏, 而此时分体中柱依然能起到支撑的作用, 采用分体柱替换现浇整体柱改善了浅埋地下框架结构在高轴压比工况下, 中柱和侧墙变形不协调的问题, 有效提升了地下车站框架结构的抗震性能。

通过动力时程计算获得结构的动力反应, 与中柱破坏的标准进行判断, 当结构位移角 - 竖向力曲线处于极限变形包络线内部时, 说明结构正处于工作安全区域。中柱的地震反应与变形能力包络线关系如图 14 所示。整体柱在 8.26 s 时刻的反应超出变形能力包络线, 而采用分体柱的新型地下结构的分体柱最大反应未超出变形能力包络线, 表明分体柱在该地震水平下的变形能力满足要求。整体柱在 8.26 s 时刻的层间位移角为 1.91%, 分体柱在 8.26 s 时刻的层间位移角为 2.13%, 在相同的地震荷载作用下, 分体柱的响应略大于整体柱, 但是由于分体柱的水平变形能力较好, 在地震作用过程中始终处于安全状态, 而在 8.26 s 时原型结构的中柱已因为变形能力不足而发生破坏。可见采用分体柱的新型车站结构具有很好的抗震性能。

#### 3.2 减震效果分析

从结构的变形和截面内力两个方面对新型分体柱结构的减震效果进行分析。已有研究表明, 结构中柱底部由于构件截面较小最先达到其极限承载力, 是较危险的截面; 另外, 结构侧墙底部剪力也较大, 也是抗震设计中需要关注的截面之一<sup>[25]</sup>。因此, 选取结构中柱和侧墙底部的轴力和剪力来比较原型结构与分体柱新型结构之间的差异。

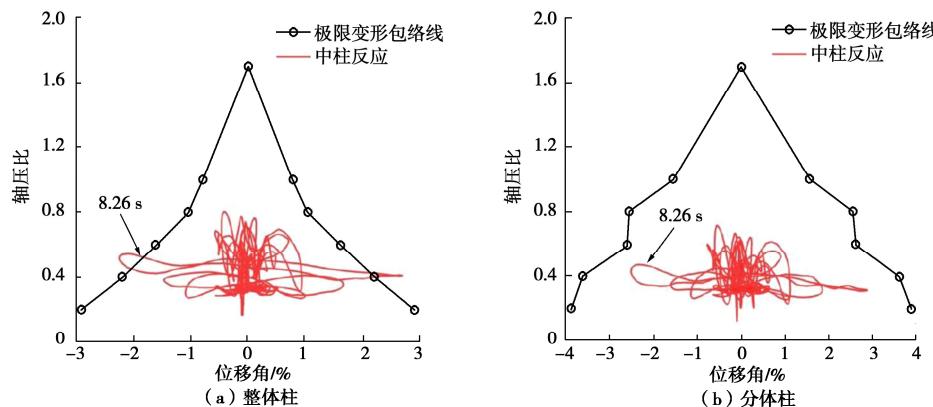


图 14 中柱反应与变形能力包络线

Fig. 14 Envelope curves of reaction and deformation capacity of columns

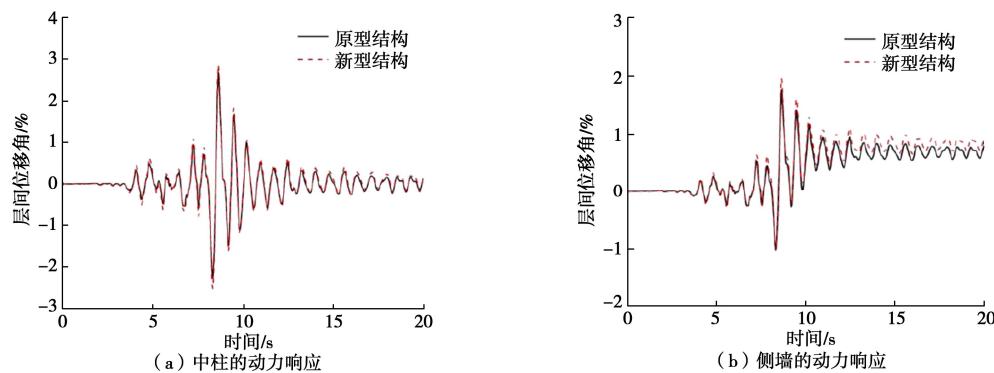


图 15 地震荷载下结构关键构件的变形动力响应

Fig. 15 Dynamic responses of key parts of structures under earthquake loads

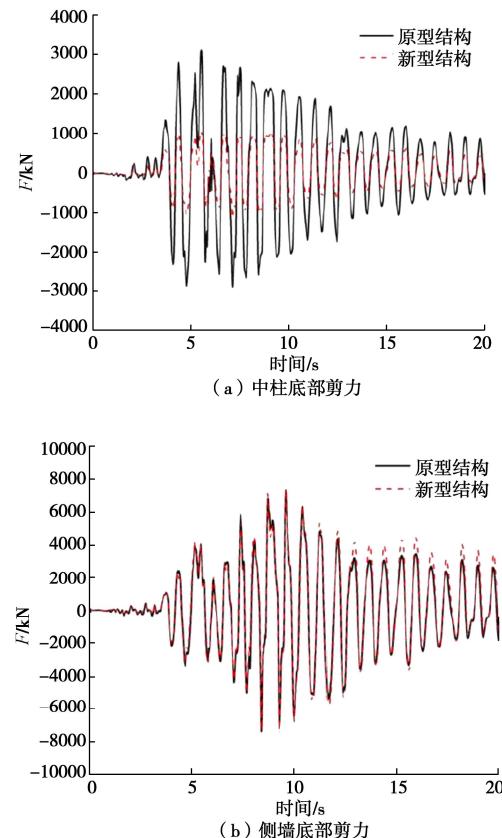
### (1) 对结构变形的影响

动力时程计算获得的中柱和侧墙的动力响应见图 15。动力时程计算结果显示, 分体柱新型结构, 在地震作用下, 中柱和侧墙的地震响应会有小幅增大。其主要原因是, 采用分体柱替换现浇整体柱, 中柱的刚度下降导致框架结构的整体刚度下降, 但是地下结构的变形很大程度上受围岩的控制, 因此新型分体柱结构和原型结构在相同的地震作用下, 变形程度相差不大。

### (2) 对截面内力的影响

地震荷载下结构关键截面的内力分布如图 16 所示, 减震结构相比于原型结构在地震作用下的截面内力发生了较大变化。分体柱替换整体柱后, 由于中柱的刚度下降, 在位移差不多的情况下, 中柱所承受的剪力大幅下降, 但侧墙的剪力变化不明显, 说明结构始终能保持足够的刚度。以中柱地震反应超出变形能力包络线导致结构破坏的典型时刻 (8.26 s) 为例, 原型结构和采用分体柱的新型结构的侧墙剪力相差不大, 但分体柱承受的剪力大幅减小, 此时整体柱承受的水平向剪力为 2160 kN, 分体柱承担的水平向剪力为 823 kN, 剪力下降 61.9%。在采用分体柱的结构中, 中柱所承受的剪力大幅下降, 避免了中柱较侧墙先产

生剪切破坏, 这对于地下结构抗震来说是有利的。



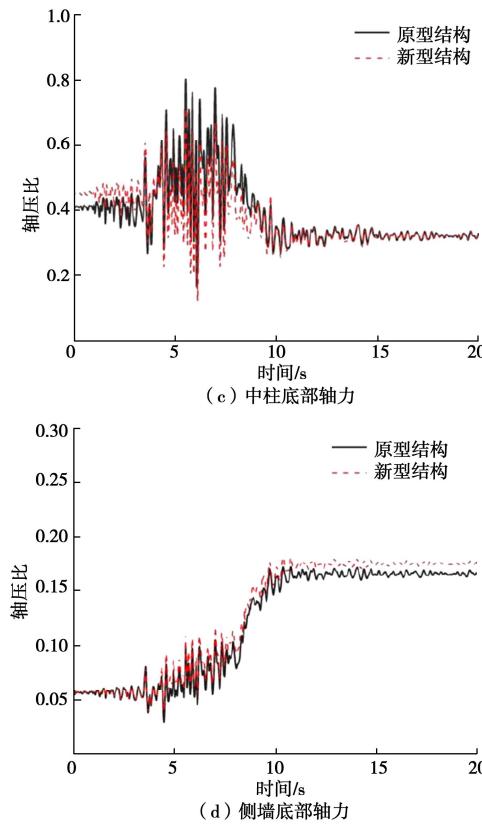


图 16 地震荷载下结构关键截面内力

Fig. 16 Internal forces of key parts of structures under earthquake loads

在地震荷载的作用下,侧墙、中柱的竖向力在不断地转移和调整,初始时刻,分体柱承受的竖向轴压略高于整体柱,在4 s之后,分体柱所承受的竖向轴压小于整体柱。中柱作为主要的竖向承力构件,在上覆土压力和竖向地震荷载的共同作用处于高轴压工作状态。竖向轴压峰值出现在5.53 s,整体柱的竖向轴压峰值为0.803;分体柱的竖向轴压峰值为0.716。在8.26 s时刻分体柱的轴压比为0.465,整体柱的轴压比为0.530;相同时刻原型结构侧墙轴压为0.104,新型分体柱结构的侧墙轴压为0.117。在地下框架结构中,侧墙是一个连续体,从中柱转移部分力到侧墙,对侧墙的轴压影响很小,且侧墙的轴压远远低于中柱,在地震过程中,侧墙处于低轴压受力条件下,始终能保持良好的变形能力。

## 4 结 论

高轴压比下中柱水平变形能力不足是导致浅埋框架式地下结构地震破坏的主要原因。本文以实际地铁车站为背景,借鉴地面建筑结构中分体柱的设计理念,将分体柱应用于地下结构形成新型结构体系。并利用ABAQUS大型通用有限元数值分析平台,通过对中柱进行推覆分析得到其变形能力包络曲线,再运用动力

时程分析方法得到地下结构在地震过程中的变形和受力情况。结合中柱的变形能力包络线和动力计算得到的地震响应,分析了分体柱新型结构的抗震性能和减震效果,具体的数值模拟结论如下:

(1) 分体柱在拥有足够承载能力的同时,具有比传统现浇矩形混凝土柱更好的变形能力;在高轴压下分体柱依然保持较好的延性,中柱的剪切破坏转化为弯剪破坏或弯曲破坏。

(2) 新型分体柱车站具有更好的整体抗震性能。分体柱的水平变形能力较好,改善了浅埋地下框架结构在高轴压比工况下,中柱和侧墙变形不协调的问题;并且在地震作用过程中始终处于安全状态,中柱在强震时也能保证良好的工作状态,避免结构发生倒塌破坏。

(3) 用分体柱替换现浇整体柱,会使得结构截面内力重分布,侧墙的剪力变化不明显,但中柱的剪力大幅减小,降幅达61.9%。

总体而言,通过运用分体柱替换地铁车站结构中传统的现浇整体柱能有效提高车站整体结构的抗震性能。在地下结构中运用分体柱不是传统意义上的减隔震原理,采用分体柱作为地下结构中柱,是通过构造措施提升了关键竖向支撑构件的抗震性能,提升了中柱的变形能力,从而避免其因延性不足而发生破坏。

## 参考文献:

- [1] 杜修力,李洋,许成顺,等.1995年日本阪神地震大开地铁车站震害原因及成灾机理分析研究进展[J].岩土工程学报,2018,40(2): 223-236. (DU Xiu-li, LI Yang, XU Cheng-shun, et al. Review on damage causes and disaster mechanism of Daikai subway station in the 1995 Kobe Earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(2): 223 - 236. (in Chinese))
- [2] IIDA H, HIROTO T, YOSHIDA N, et al. Damage to Daikai subway station[J]. Soils and Foundations, 1996, 36: 283 - 300.
- [3] 刘晶波,李彬,刘祥庆.地下结构抗震设计中的静力弹性分析方法[J].土木工程学报,2007,40(7): 68-76. (LIU Jing-bo, LI Bin, LIU Xiang-qing. A static elasto-plastic analysis method in seismic design of underground structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(7): 68 - 76. (in Chinese))
- [4] 许紫刚,杜修力,许成顺.一种用于地下结构n型连接预制分体柱:CN201610895477.X[P].2016-10-14. (XU Zi-gang, DU Xiu-li, XU Cheng-shun. A prefabricated split column with n-type link for underground structure:

- CN201610895477.X[P]. 2016-10-14. (in Chinese))
- [5] 地铁设计规范: GB50157—2013[S]. 2013. (Code for Design of Metro: GB50157—2013[S]. 2013. (in Chinese))
- [6] 阳 波, 杨泽青, 徐美成. 大跨度地下结构中柱隔震技术探讨[C]// 第十三届全国结构工程技术学术会议论文集, 2004, 井岗山: 143 - 145. (YANG Bo, YANG Ze-qin, XU Mei-cheng. Discussion on isolation Technology of columns in long-Span Underground structures[C]// Proceedings of the 13th National Conference on Structural Engineering Technology, 2004, Jinggangshan: 143 - 145. (in Chinese))
- [7] 禹海涛, 欧飞奇, 袁 勇, 等. 软土典型地铁车站中柱减隔震优化设计[J]. 结构工程师, 2016, 32(6): 86 - 91. (YU Hai-tao, OU Fei-qi, YUAN Yong, et al. Optimal design of seismic reduction and isolation of central column in a typical metro station in soft soils[J]. Structural Engineers, 2016, 32(6): 86 - 91. (in Chinese))
- [8] 陶连金, 安军海, 葛 楠. 地铁车站工程应用双向 RFPS 支座隔震效果研究[J]. 地震工程与工程振动, 2016, 36(1): 52 - 58. (TAO Lian-jin, AN Jun-hai, GE Nan. Isolation effect analysis on bidirectional RFPS bearing applied in the metro stations engineering[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2016, 36(1): 52 - 58. (in Chinese))
- [9] 王松山, 刘方成. RC 分体柱应用于柔性隔震层最佳剪跨比研究[J]. 湖南工业大学学报, 2016, 30(3): 1 - 6. (WANG Song-shan, LIU Fang-cheng. On the optimal shear span ratio of RC split columns applied to flexible isolation layers[J]. Journal of Hunan University of Technology, 2016, 30(3): 1 - 6. (in Chinese))
- [10] 李忠献. 钢筋混凝土分体柱理论与技术[J]. 工程力学, 2005, 22(增刊): 128 - 140. (LI Zhong-xian. Theory and technology of split reinforced concrete columns[J]. Engineering Mechanics, 2005, 22(S0): 128 - 140. (in Chinese))
- [11] 李忠献, 郝永昶, 张建宇, 等. 钢筋混凝土分体柱框架梁柱中节点抗震性能的研究[J]. 建筑结构学报, 2001, 22(4): 55 - 60. (LI Zhong-xian, HAO Yong-chang, ZHANG Jian-yu, et al. Research on seismic behavior of interior beam-column joints of reinforced concrete frames with split columns[J]. Journal of Building Structures, 2001, 22(4): 55 - 60. (in Chinese))
- [12] 郝永昶, 胡庆昌, 徐云扉, 等. 低周反复水平荷载作用下分体柱承载力的试验研究[J]. 建筑结构学报, 1999, 20(6): 18 - 25. (HAO Yong-chang, HU Qing-chang, XU Yun-fei, et al. Experimental study on bearing capacity of separated columns under horizontal cyclic loading[J]. Journal of Building Structures, 1999, 20(6): 18 - 25. (in Chinese))
- [13] 徐汇宾, 刘继良, 初明进. 新型分体柱受剪性能试验研究[J]. 烟台大学学报, 2017, 30(3): 237 - 242. (XU Hui-bin, LIU Ji-liang, CHU Ming-jin. Experimental study on shear behaviors of a new typed split column[J]. Journal of Yantai University, 2017, 30(3): 237 - 242. (in Chinese))
- [14] 李瑞伟. 不同分隔比的分体柱受力性能试验研究[D]. 烟台: 烟台大学, 2017. (LI Rui-wei. Experimental Study on the Mechanical Behavior of Split Columns with Different Separation Ratios[D]. Yantai: Yantai University. (in Chinese))
- [15] 胡庆昌, 徐云扉. 改善矩形截面钢筋混凝土短柱抗震性能的一个新途径[J]. 建筑科学, 1989, 3(1): 3 - 7. (HU Qing-chang, XU Yun-fei. A new way for improving the seismic behavior of reinforced concrete short columns[J]. Institute of Architectural Design, 1989, 3(1): 3 - 7. (in Chinese))
- [16] 李亚萍. 混凝土分体柱侧向刚度的简化计算[D]. 西安: 长安大学, 2012. (LI Ya-ping. Simplified Calculation of Lateral Stiffness of Concrete Split Columns[D]. Xi'an: Chang'an University, 2012. (in Chinese))
- [17] 凌光容, 张锡治. 高层建筑中分体柱应用的分析研究[J]. 建筑结构, 1997, 27(6): 35 - 39. (LING Guang-rong, ZHANG Xi-zhi. Analysis of the application of split columns in tall buildings[J]. Building Structure, 1997, 27(6): 35 - 39. (in Chinese))
- [18] 李忠献, 郝永昶, 周 兵, 等. 钢筋混凝土分体柱框架抗震性能的模型试验研究[J]. 建筑结构学报, 2003, 24(6): 1 - 10. (LI Zhong-xian, HAO Yong-chang, ZHOU Bing, et al. Model experimental study on seismic behavior of reinforced concrete frame with split columns[J]. Journal of Building Structures, 2003, 24(6): 1 - 10. (in Chinese))
- [19] 吴春玉. 中柱变形能力对地下结构抗震性能的影响研究[D]. 北京: 北京工业大学, 2018. (WU Chun-yu. Study on Effects of Middle Column Deformation Ability on Seismic Performance of Underground Structures[D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2018. (in Chinese))
- [20] 郝永昶, 李忠献. 改善钢筋混凝土短柱抗震性能方法的研究[J]. 建筑结构, 2002, 32(10): 8 - 10. (HAO Yong-chang, LI Zhong-xian. Methods for improving the seismic behavior of reinforced concrete short columns[J]. Building Structures, 2002, 32(10): 8 - 10. (in Chinese))
- [21] MARTIN P P, SEED H B. One-dimensional dynamic ground response analyses[J]. Journal of the Geotechnical

- Engineering Division, 1982, **108**(7): 935 - 952.
- [22] 刘晶波, 刘祥庆, 李彬. 地下结构抗震分析与设计的 Pushover 分析方法[J]. 土木工程学报, 2008, **41**(4): 73 - 80. (LIU Jing-bo, LIU Xiang-qing, LI Bin. A pushover analysis method for seismic analysis and design of underground structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2008, **41**(4): 73 - 80. (in Chinese))
- [23] 赵源, 杜修力, 赵密, 等. 地下结构地震响应中的地震动输入探讨[C]// 全国地震工程会议, 2010, 重庆. (ZAO Yuan, DU Xiu-li, ZHAO Mi, et al. Discussion on input of ground motion in seismic response of underground structure[C]// National Earthquake Engineering Conference, 2010, Chongqing. (in Chinese))
- [24] 杜修力, 许紫刚, 许成顺, 等. 摩擦摆支座在地下地铁车站结构中的减震效果研究[J]. 工程力学, 2019, **36**(9): 60 - 67. (DU Xiu-li, XU Zi-gang, XU Cheng-shun, et al. Seismic mitigation effect analysis on friction pendulum bearing applied in the underground subway station[J]. Engineering Mechanics, 2019, **36**(9): 60 - 67. (in Chinese))
- [25] 杜修力, 许紫刚, 许成顺, 等. 浅埋地下结构地震反应分析的惯性力-位移法[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(4): 583 - 591. (DU Xiu-li, XU Zi-gang, XU Cheng-shun, et al. Inertia force-displacement method for seismic analysis of shallow buried underground structure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(4): 583 - 591. (in Chinese))

## 《岩土工程学报》入围世界土木工程类期刊 Q1 区

据最新发布的“世界期刊影响力指数 (WJCI) 报告 (2020 科技版)”，《岩土工程学报》在全世界最重要的 147 种土木工程类期刊中位居第 30 位，入围全世界土木工程类期刊 Q1 区，成为世界土木工程类期刊 Q1 区唯一中文期刊，也是世界土木工程类期刊 Q1 区仅有的两种中国期刊之一，另一本刊为同济大学主办的英文期刊 *UNDERGROUND SPACE*，位居第 35 位。“世界期刊影响力指数 (WJCI) 报告 (2020 科技版)”收录了国际上最重要、最具代表性的科技期刊 14287 中，其中纯英文期刊 11276 种，非纯英文期刊 3011 种，期刊涵盖了 5

个一级学科，45 个二级学科和 279 个三级学科。中国大陆有 1426 种期刊入选为统计源期刊，其中属于 Q1 区的期刊为 172 种，占世界 Q1 区期刊总数的 4.6%，属于 Q2 区的期刊为 345 种，占世界 Q2 区期刊总数的 8.1%。

2020 年，《岩土工程学报》还入选了国家科技部中国科学技术信息研究所最新评出的“百种中国杰出学术期刊”和“第五届中国精品科技期刊”，并获得了“中国最具国际影响力学术期刊”荣誉，这也是本刊第八次获此殊荣。

(本刊编辑部)

DOI: 10.11779/CJGE202104005

# 水-岩作用下断续节理砂岩力学特性劣化机理

邓华锋<sup>1</sup>, 齐豫<sup>1</sup>, 李建林<sup>1</sup>, 姜桥<sup>1</sup>, Eleyas Assefa<sup>2</sup>, 李新哲<sup>\*1</sup>

(1. 三峡库区地质灾害教育部重点实验室(三峡大学), 湖北 宜昌 443002; 2. 亚的斯亚贝巴科技大学土木与建筑工程学院, 俄塞俄比亚 亚的斯亚贝巴)

**摘要:** 在库水位周期性升降作用下, 库水消落带节理岩体的损伤劣化很可能导致库岸边坡向不稳定的方向发展。基于此, 开展了断续节理砂岩的水-岩作用试验, 结合力学试验和微观结构检测综合分析其劣化规律及机理。结果显示: ①在长期水-岩作用过程中, 断续节理岩样的抗压强度、变形模量劣化趋势明显, 而且存在明显非均匀性, 其中前3个水-岩作用周期的阶段劣化度明显较大, 5个水-岩作用周期之后的阶段劣化度明显减小并趋于稳定。②水-岩作用下, 不同节理倾角岩样的力学参数劣化幅度不一样, 阶段劣化度总体呈U型分布, 节理倾角在0°和90°附近时, 节理岩样从明显的张性破坏逐渐向剪性破坏转变, 破坏模式变化特征比较明显, 对应力学参数劣化幅度较大; 节理倾角为60°左右时, 节理岩样总体保持顺节理面的剪切破坏, 破坏模式变化特征不明显, 对应力学参数劣化幅度比较小, 这些变化也使得节理岩样各向异性力学特征逐渐减弱。③在水库长期运行过程中, 消落带节理岩体的产状直接影响水-岩作用的劣化趋势和变形破坏特征, 因此, 在库岸边坡长期变形稳定分析中, 不仅要关注消落带岩体力学性质的劣化, 也要关注节理岩体的产状差异及其在水-岩作用下变形破坏模式的转化。

**关键词:** 库岸边坡; 消落带; 水-岩作用; 断续节理; 破坏模式; 劣化

中图分类号: TU452 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)04-0634-10

作者简介: 邓华锋(1979—), 男, 博士, 教授, 主要从事岩土工程方面的教学与研究工作。E-mail: dhf8010@ctgu.edu.cn。

## Degradation mechanism of intermittent jointed sandstone under water-rock interaction

DENG Hua-feng<sup>1</sup>, QI Yu<sup>1</sup>, LI Jian-lin<sup>1</sup>, JIANG Qiao<sup>1</sup>, ELEYAS Assefa<sup>2</sup>, LI Xin-zhe<sup>1</sup>

(1. Key Laboratory of Geological Hazards in Three Gorges Reservoir Area (China Three Gorges University), Ministry of Education, Yichang 443002, China; 2. College of Architecture and Civil Engineering, Addis Ababa Science and Technology University, Addis Ababa, Ethiopia)

**Abstract:** Under the action of periodic rising and falling of reservoir water level, the damage and deterioration of the jointed rock mass in the hydro-fluctuation belt of a reservoir bank slope is likely to cause the reservoir bank slope to develop in an unstable direction. Based on this, the water-rock interaction tests on the intermittent joint sandstone are carried out. The degradation law and mechanism are comprehensively analyzed by combining the mechanical tests and the micro-structure detection. The results show that: (1) In the long-term process of water-rock interaction, the compressive strength and deformation modulus of intermittent jointed rock samples exhibit obvious tendency of deterioration, and there are obvious non-uniformity. Among them, the stage deterioration degree caused by the first three water-rock interaction periods is obviously larger, and the stage deterioration degree obviously decreases and tends to be stable after the five water-rock interaction periods. (2) Under the water-rock interaction, the mechanical parameters of different joint dip angles have different degradation degrees, and the overall distribution of stage deterioration degrees is U-shaped. When the joint dip angle is around 0° or 90°, the jointed rock sample changes from obvious tensile failure to shear one. The change characteristics of failure mode are obvious, and the corresponding mechanical parameters deteriorate greatly. When the joint dip angle is about 60°, the jointed rock sample maintains the shear failure of the joint plane as a whole, and the failure mode change characteristics are not obvious, and the corresponding mechanical parameters have a relatively small extent. These changes also make the anisotropic mechanical properties of jointed rock samples gradually weakened. (3) During the long-term operation of the reservoir bank slope, the occurrence of jointed rock mass in the hydro-fluctuation belt directly affects the deterioration trend and deformation and

基金项目: 国家自然科学基金项目(51679127, 51979218); 三峡库区地质灾害教育部重点实验室(三峡大学)开放研究基金项目(2015KDZ04)

收稿日期: 2020-08-03

\*通信作者(E-mail: listen1220@163.com.)

failure characteristics of the water-rock interaction. Therefore, in the long-term deformation stability analysis of the bank slope, attention should be paid to the deterioration of mechanical properties of rock mass in the hydro-fluctuation belt and the occurrence difference of jointed rock mass and transformation of its deformation and failure mode under water-rock interaction.

**Key words:** reservoir bank slope; hydro-fluctuation belt; water-rock interaction; intermittent joint; failure mode; deterioration

## 0 引言

继三峡工程之后,中国陆续建成或在建一大批大型水利水电工程,水库蓄水一般伴随库水位数十米甚至上百米的抬升,而且根据运行调度要求,库水位还会在一定高程范围内升降变化,典型如三峡库区蓄水之后在145 m和175 m高程之间形成了30 m的消落带。水位大幅度变化直接影响库岸边坡的变形稳定。随着大量水利水电工程的兴建,以水环境变化和水-岩作用为关键因素的库区地质环境及灾害预测评价逐渐受到广泛关注<sup>[1]</sup>,其中,库水消落带岩体在水-岩作用下的损伤劣化问题是相关领域学者关注的热点。王士天等<sup>[2]</sup>详细分析了水库区水-岩作用的类型和特征;Hale等<sup>[3]</sup>发现干湿循环作用下岩石的孔隙率发育显著;刘新荣等<sup>[4]</sup>结合库水运行特点,提出采用“饱水-风干”的干湿循环过程模拟库水位的升降变化,并开展了一系列水-岩作用试验<sup>[5]</sup>;在此基础上,较多学者分别针对砂岩<sup>[6-10]</sup>、泥岩<sup>[11-12]</sup>、红层软岩<sup>[13-14]</sup>、化岗岩<sup>[15]</sup>和大理岩<sup>[16]</sup>等开展了干湿循环试验,获得了各类岩石在水-岩作用下的损伤劣化规律;同时,微观观测结果显示,干湿循环作用下岩石的孔隙结构、矿物颗粒结构等也发生明显的变化<sup>[17-20]</sup>。这些研究成果为揭示库岸边坡消落带岩体的损伤劣化机制奠定了较好的基础,同时,也进一步说明在库岸边坡长期变形稳定分析中应该重点考虑消落带岩体的损伤劣化,但现有的水-岩作用试验中还很少考虑节理、裂隙的影响。

岩体中的节理、裂隙等缺陷是应力释放或应力集中的关键部位<sup>[21]</sup>,直接影响工程岩体的变形和稳定<sup>[21-22]</sup>。以往研究表明,大量岩质边坡的变形破坏都是由结构面引起或者沿结构面发生的破坏,而且90%以上的岩体边坡变形破坏与水有关<sup>[23]</sup>。如图1所示,三峡库区175 m试验性蓄水运行10余年来,消落带区域岩体的变形破坏现象明显,而且,175 m水位线已成为节理、裂隙发育的分界线,因此,在库岸边坡变形稳定分析中,必须重点关注消落带岩体损伤劣化的影响。

同时,如图1所示,在库岸边坡现场调查中发现,不同位置库岸边坡消落带岩体变形破坏特征存在明显差别,典型的如,消落带岩体节理倾角较缓的时候,顺层理弱面方向的节理面明显发育张开,而且近竖直向的次生张拉(张剪)裂纹较多,部分岩块断裂脱落

形成岩腔;节理岩体倾角在45°~60°左右时,节理的张开度相对较小,节理面两侧岩体总体比较完整,但顺坡向的节理发育密度较大,部分层面存在比较明显的剪切错动带;节理岩体近竖直分布时,节理面的张开度比较明显,而且靠近边坡表面时尤为显著,节理面两侧岩体相对比较完整,坡表存在台阶状的局部掉块破坏。分析其原因除了岩体类型本身差别之外,可能与节理岩体的产状及受力特征密切相关。

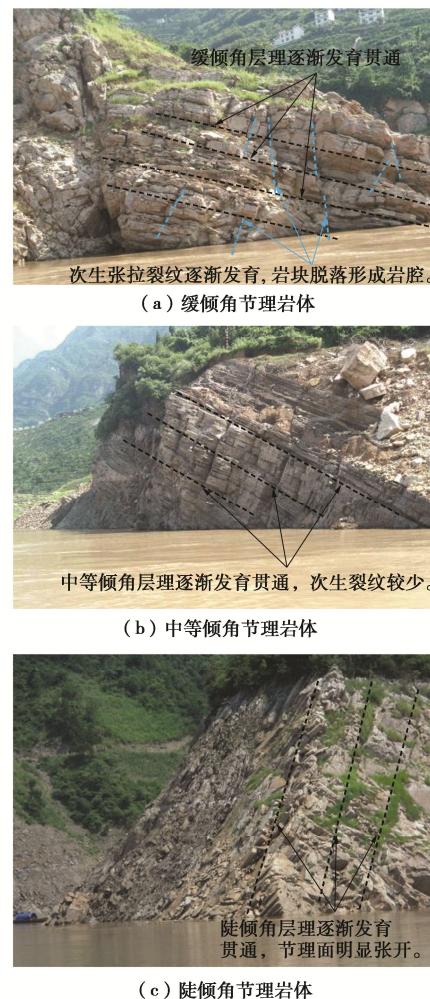


图1 典型库岸边坡消落带节理岩体变形破坏照片

Fig. 1 Photos of deformation and failure of jointed rock mass in typical hydro-fluctuation belt of reservoir bank slope

如图2所示,调查发现库岸边坡消落带岩体多是一种断续节理岩体,在长期水-岩作用下呈逐渐贯通的发展趋势。基于此,本文在以往水-岩作用试验研究基础上,考虑库岸边坡消落带岩体本身的结构特征和赋

存库水条件,选取三峡库区典型岩质边坡砂岩为研究对象,参考以往研究经验<sup>[24-26]</sup>,制作断续节理岩体开展水-岩作用试验,综合力学试验结果和微观结构变化分析断续节理砂岩的损伤劣化规律及机制。

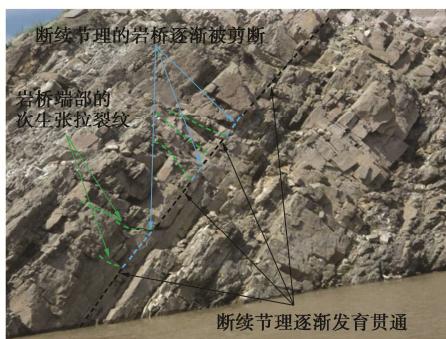


图 2 典型库岸边坡消落带断续节理岩体

Fig. 2 Intermittent jointed rock mass of typical hydro-fluctuation belt of reservoir bank slope

## 1 研究方案

水-岩作用试验用岩石取自三峡库区典型库岸边坡,为库区常见的石英砂岩,首先制作满足规范<sup>[27]</sup>要求的50 mm×100 mm(直径×高度)圆柱形岩样,测试试样几何尺寸、纵波波速和质量,选取波速和密度集中的试样<sup>[6]</sup>,然后按照图3所示,采用专用节理切割设备在岩样两侧切割不同倾角的节理,制作断续节理岩样(为了简化,后文部分位置简称“节理岩样”)。为了比较完整的考虑节理倾角的影响,制作了0°(水平方向),30°,45°,60°,75°和90°(竖直方向)等6种角度的试样,节理延伸深度10 mm,厚度1 mm,制作好的典型试样如图4所示。

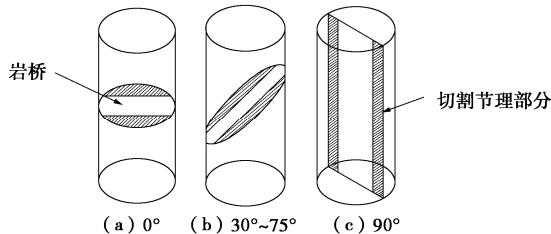


图 3 节理试样制备示意图

Fig. 3 Schematic diagram of preparation of joint samples



图 4 不同倾角断续节理试样

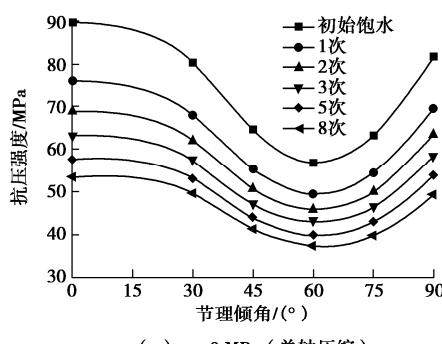
Fig. 4 Intermittent joint samples with different dip angles

为了较好地模拟消落带库水位的周期性升降变化过程,采用YRK-2岩石浸泡-风干试验仪开展水-岩作用试验<sup>[20]</sup>,该设备具备压力浸泡、水压力升降变化、浸泡-风干循环等功能。参考以往水-岩作用试验经验<sup>[20]</sup>,设计每个水-岩作用周期为40 d,分两个阶段进行:第一个阶段模拟低水位时的风干过程,将岩样放置到浸泡容器内,控制温度30℃风干10 d;第二个阶段将浸容器中充满库水(岩石取样区域附件取回的库水),通过控制水压力升降变化来模拟库水位上升、稳定和下降过程,设计稳定水压力为0.3 MPa,各过程持续时间为10 d。浸泡结束之后取一组试样进行三轴试验和SEM检测分析,剩余试样重复进行上述两个阶段的风干和压力浸泡过程,循环次数为8次。

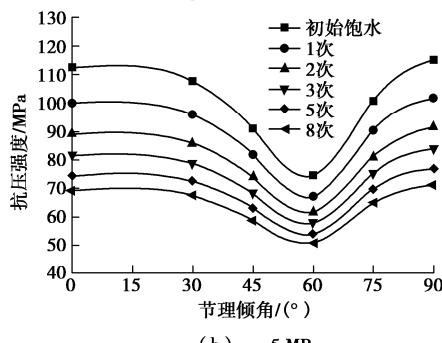
## 2 断续节理砂岩力学特性劣化规律

### 2.1 断续节理砂岩抗压强度劣化规律分析

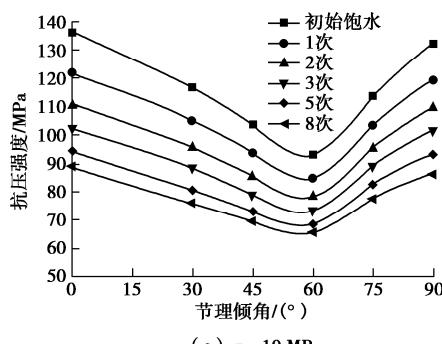
为了定量分析水-岩作用下岩样力学特性劣化规律,特对其抗压强度进行了统计,典型如图5所示。



(a)  $\sigma_3=0$  MPa (单轴压缩)



(b)  $\sigma_3=5$  MPa



(c)  $\sigma_3=10$  MPa

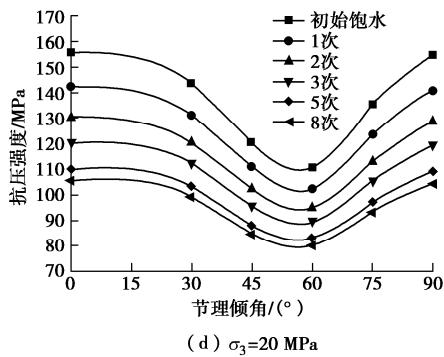


图 5 断续节理砂岩抗压强度劣化曲线

Fig. 5 Degradation curves of compressive strength of intermittent joint sandstone

为了更好分析不同阶段水-岩作用对岩样力学特性的影响, 定义水-岩作用下抗压强度的累积降低幅度为总劣化度  $D_N$ , 单次水-岩作用造成的抗压强度降低幅度为阶段劣化度  $\Delta D_N$ , 计算公式为<sup>[10]</sup>

$$D_N = (\sigma_0 - \sigma_N) / \sigma_0 \times 100\% \quad , \quad (1)$$

$$\Delta D_N = (D_N - D_{N-1}) \quad , \quad (2)$$

式中,  $\sigma_0$  为初始饱水时的抗压强度,  $\sigma_N$  为  $N$  次水-岩作用后的抗压强度, 典型阶段劣化度如图 6 所示。

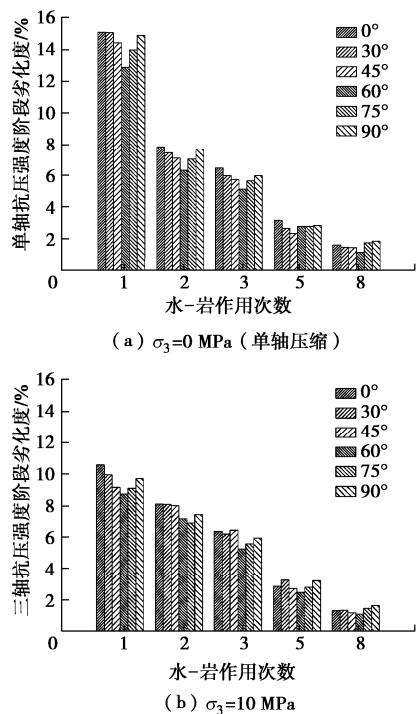


图 6 断续节理砂岩阶段劣化度变化图

Fig. 6 Degrees of stage deterioration in compressive strength of intermittent joint sandstone

从图 5、6 可以看出, 随着节理倾角的增大, 断续节理岩样的抗压强度呈 U 型分布变化, 这与以往类似试验结果是一致的<sup>[25-26]</sup>。随着水-岩作用次数增加,

岩样抗压强度逐渐降低, 对应抗压强度与节理倾角关系曲线逐渐下移, 但不同倾角、不同水-岩作用周期的劣化幅度存在明显的非均匀性。前 3 次水-岩作用导致的阶段劣化度明显较大, 5 次之后明显减小; 而且, 在相同水-岩作用周期, 节理倾角在 0° 和 90° 附近时, 劣化幅度相对较大, 在 60° 附近时, 劣化幅度相对较小, 不同倾角岩样抗压强度的阶段劣化度也呈 U 型变化趋势。典型的如, 10 MPa 围压下, 经历 1, 2, 3, 5, 8 次水-岩作用之后, 倾角为 0° 的岩样抗压强度分别降低了 10.53%, 18.61%, 24.99%, 30.73%, 34.76%, 对应的阶段劣化度分别为 10.53%, 8.08%, 6.38%, 2.87%, 1.34%; 倾角为 60° 的岩样抗压强度分别降低了 8.71%, 15.87%, 21.12%, 26.09%, 29.41%, 对应的阶段劣化度分别为 8.71%, 7.16%, 5.25%, 2.48%, 1.11%, 比较而言, 相同水-岩作用周期, 断续节理岩体的损伤劣化幅度要比完整岩样的大 5% 左右<sup>[20]</sup>。

从断续节理岩样在水-岩作用下的劣化规律可以看出, 在长期水-岩作用下, 不同倾角岩样的差异逐渐减小, 参考文献[28]关于岩体各向异性的评价方法, 以不同倾角岩样抗压强度的极大值和极小值的比值作为其各向异性度。具体统计结果如图 7 所示, 可以看出, 随着水-岩作用次数的增加, 断续节理砂岩的各向异性度逐渐减小。例如, 初始饱水状态下, 围压从 0 MPa 增大到 20 MPa, 各向异性度从 1.58 降低到 1.41, 说明围压对岩样的各向异性特性有一定的抑制作用; 从初始饱水状态到 8 次水-岩作用, 单轴抗压强度的各向异性度从 1.58 降低到 1.42, 三轴抗压强度 ( $\sigma_3 = 10$  MPa) 的各向异性度从 1.46 降低到 1.35, 说明长期水-岩作用导致节理对岩体力学特性的影响逐渐减弱。

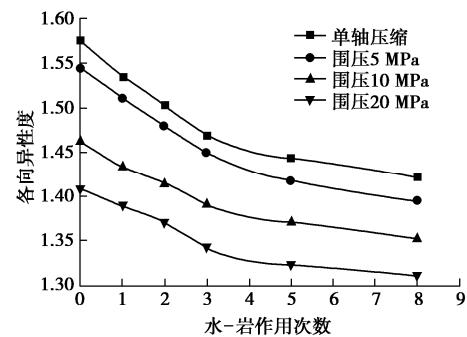


图 7 水-岩作用下断续节理砂岩各向异性度变化趋势图

Fig. 7 Trend diagram of anisotropy of jointed sandstone under water-rock interaction

## 2.2 断续节理砂岩变形模量劣化规律分析

水-岩作用下断续节理砂岩变形模量的劣化规律如图 8 所示。

从图 8 可以看出, 随着围压增大, 断续节理砂岩的变形模量逐渐增大, 这与以往研究得到的规律是一致的<sup>[26]</sup>。在周期性水–岩作用下, 岩样的变形模量呈现与抗压强度类似的劣化规律。典型情况如下: 10 MPa 围压下, 经历 1, 2, 3, 5, 8 次水岩作用之后, 倾角为 0° 的岩样变形模量分别降低了 14.53%, 23.18%, 32.35%, 38.32%, 42.99%, 倾角为 60° 的岩样变形模量分别降低了 10.76%, 20.36%, 27.89%, 33.07%, 36.32%。比较而言, 断续节理砂岩变形模量的劣化幅度比抗压强度劣化幅度大, 其原因是, 在长期水–岩作用下, 岩石矿物颗粒骨架软化, 内部孔隙、裂隙逐渐增加<sup>[17-20]</sup>, 不仅导致了岩样抗压强度降低, 而且在相同应力条件下的变形明显增大, 从而使得断续节理砂岩的变形模量劣化幅度较大。

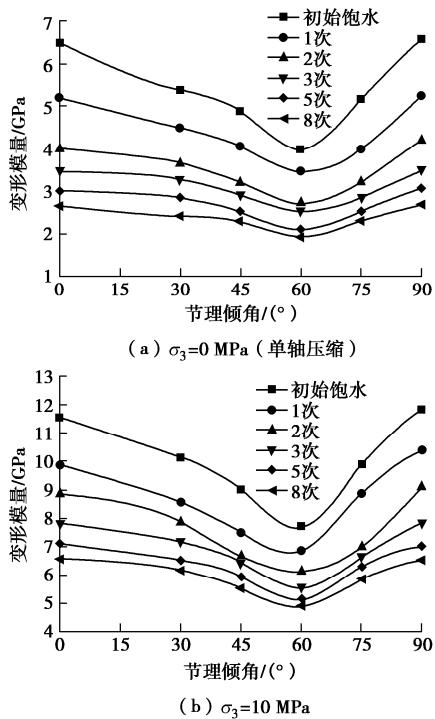
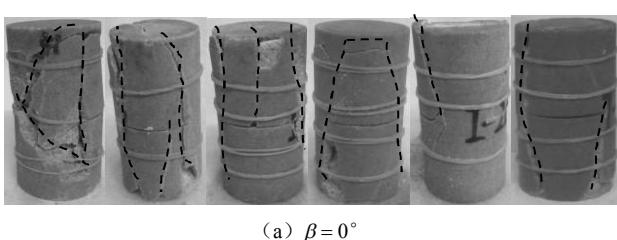


图 8 水–岩作用下断续节理砂岩变形模量变化曲线

Fig. 8 Curves of deformation modulus of jointed sandstone under water-rock interaction

### 3 水–岩作用下断续节理砂岩破坏特征

不同倾角试样加载破坏后的照片如图 9, 10 所示, 不同周期试样按照从左到右依次排列, 限于篇幅, 仅列出单轴压缩和 10 MPa 围压下的典型破坏试样照片。



(a)  $\beta = 0^\circ$

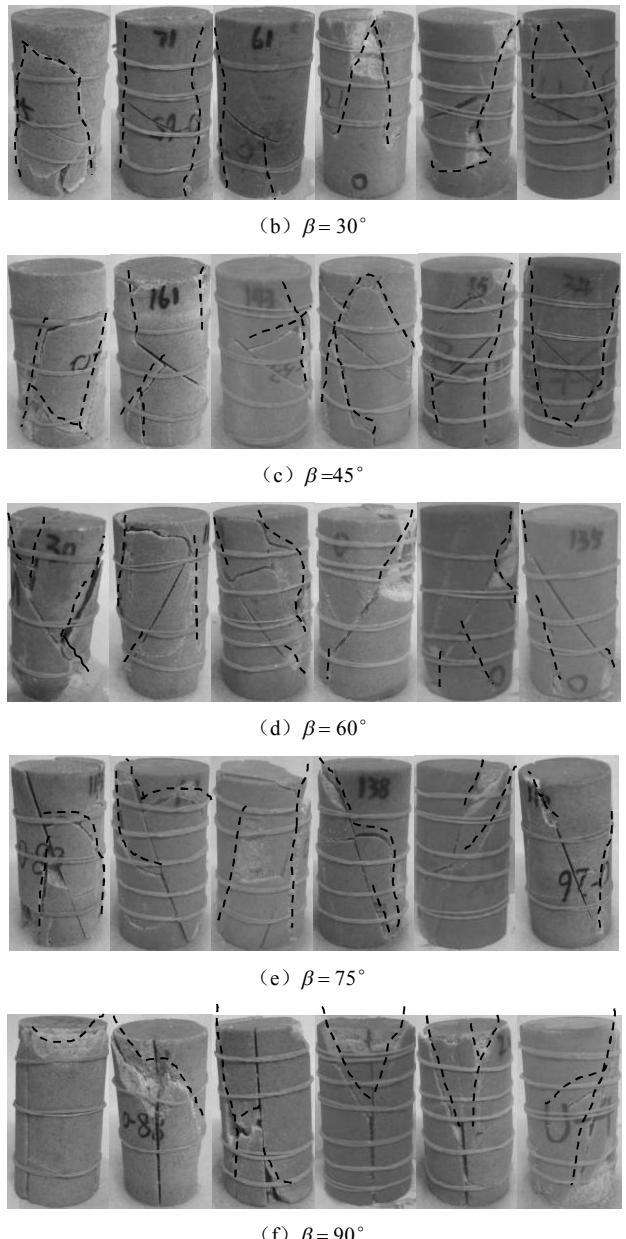
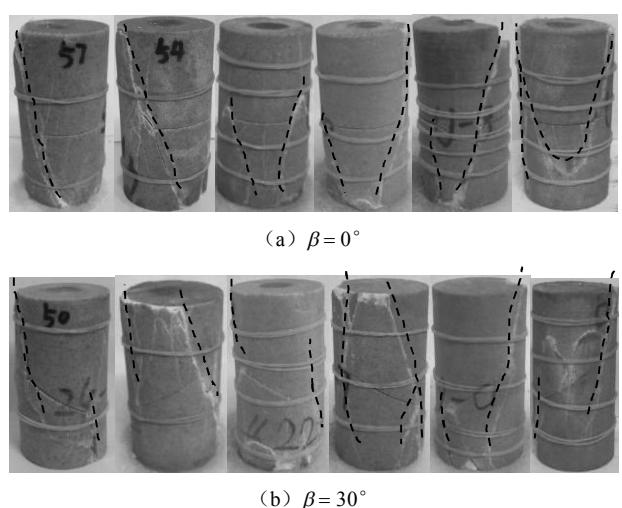


图 9 断续节理砂岩单轴压缩破坏照片

Fig. 9 Failure photos of uniaxial compression test of intermittent joint sandstone



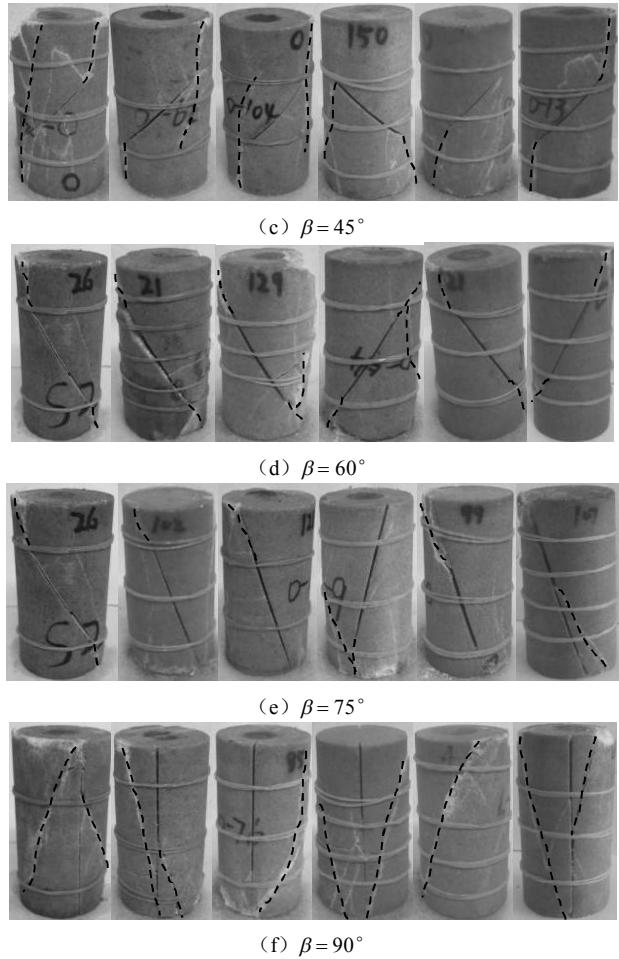


图 10 断续节理砂岩三轴压缩破坏照片 ( $\sigma_3=10$  MPa)

Fig. 10 Failure photos of triaxial compression tests on intermittent joint sandstone ( $\sigma_3=10$  MPa)

综合图 9, 10 可得, 在水-岩作用下, 断续节理砂岩的宏观变形破坏特征也存在明显的演化规律:

(1)  $0^\circ$  倾角的岩样, 水-岩作用之前单轴压缩时为典型的张拉破坏, 在节理端部向试样两端发展多条近轴向的裂纹, 与节理一起形成了较多独立的块体; 随着水-岩作用次数的增加, 试样控制性破裂面的角度逐渐减小, 始于节理端部的近轴向张拉裂隙逐渐减少, 而且裂纹扩展方向与节理方向的夹角(后文简称“裂纹扩展角”)逐渐减小, 岩样从张拉破坏逐渐向张剪破坏转化, 局部掉块现象也逐渐减少。在三轴压缩作用下, 试样由张拉破坏逐渐转变为张剪或剪张破坏, 而且, 在水-岩作用下, 节理端部诱发的张拉裂隙逐渐减少, 裂纹扩展角逐渐减小, 剪切破坏特征逐渐明显。

(2)  $30^\circ$  和  $45^\circ$  倾角的岩样, 水-岩作用之前单轴压缩时为张剪或者剪张破坏, 节理端部存在较多近轴向张拉裂纹和少量的斜向剪切裂纹, 破碎较为严重; 随着水-岩作用次数的增加, 试样破裂面破坏角逐渐减小, 节理两端的张拉裂隙逐渐向剪切裂缝转化, 剪切破坏特征逐渐明显, 试样破碎程度逐渐减弱。水-岩作

用之前断续节理砂岩三轴压缩破坏的破裂面为包含节理在内的三段折线, 属于复合剪张破坏, 随着水-岩作用次数的增加, 节理两端的次生剪切裂纹扩展角逐渐减小, 而且次生裂纹数量逐渐减少。

(3)  $60^\circ$  和  $75^\circ$  倾角的岩样, 在单轴和三轴压缩作用下形成顺节理面方向的剪切破坏面, 水-岩作用之前的试样三轴压缩破坏时, 节理端部存在部分大角度的次生裂纹, 试样端部存在明显局部破坏现象; 随着水-岩作用次数的增加, 顺节理面的剪切错动现象逐渐明显, 节理端部的次生裂纹逐渐减少。比较而言, 水-岩作用对  $60^\circ$  和  $75^\circ$  倾角岩样的破坏模式影响较小。

(4)  $90^\circ$  倾角的岩样, 水-岩作用之前单轴压缩时表现为张拉破坏, 试样端部存在明显局部破坏现象, 随着水-岩作用次数增加, 试样控制性破裂面的裂纹扩展角逐渐减小, 逐渐呈现剪切破坏趋势。在三轴压缩作用下, 水-岩作用之前岩样的破坏面主要为始于节理端部的大角度张剪或者剪张裂纹, 并且存在较多次生裂纹, 在周期性水-岩作用下, 始于节理端部的破坏裂纹角度逐渐减小, 次生裂纹和局部破坏现象明显减弱。

综合以上分析可以发现, 在水-岩作用下, 岩样的张性破坏减弱、剪性破坏增强, 这也导致不同倾角岩样的破坏模式及力学参数的变化趋势不一样。典型的, 倾角为  $60^\circ$  左右的试样, 在不同水-岩作用阶段均为顺节理面方向的剪切破坏, 破坏模式变化很小, 对应抗压强度、变形模量的劣化幅度也比较小; 而倾角为  $0^\circ$  或  $90^\circ$  的试样, 长期水-岩作用导致其张性破坏逐渐向剪性破坏转变, 对应抗压强度、变形模量的劣化幅度明显较大。据此, 绘制水-岩作用下断续节理砂岩的破坏模式变化趋势简图如表 1, 图中粗实线、细实线、虚线分别表示节理、控制性破坏裂纹、次生裂纹。

#### 4 水-岩作用下岩样微观结构变化特征

为了较好的分析周期性水-岩作用下岩石的微观结构变化特征, 特对不同水-岩作用周期岩样进行 SEM 电镜扫描, 如图 11 所示, 放大倍数为 1200 倍。综合图 11 可以看出, 随着水-岩作用次数增加, 砂岩微观结构特征变化明显, 具体变化规律如下:

(1) 在水-岩作用之前, 岩样矿物颗粒结构致密, 矿物颗粒表面比较光滑, 被胶结物较好包裹, 颗粒间可见的孔隙和裂隙很少。

(2) 水-岩作用 1 次之后, 矿物颗粒间胶结物发生明显溶蚀, 局部位置矿物颗粒结构开始变得松散, 出现一些较小的孔隙, 原有孔隙和裂隙进一步发育。

表1 水-岩作用下断续节理砂岩破坏模式变化规律

Table 1 Changes in failure modes of jointed sandstone under water-rock interaction

节理倾角	单轴压缩		三轴压缩			
	初始状态	水-岩作用后	破坏模式变化	初始状态	水-岩作用后	破坏模式变化
0°			经过节理端部的张拉破坏向张剪破坏转变,裂纹扩展角减小,节理端部诱发的次生裂纹数量减少,局部掉块现象逐渐减少。			经过节理端部的控制性裂纹扩展角逐渐减小,次生裂纹减少,剪性破坏特征逐渐明显。
30°, 45°			始于节理端部的控制性裂纹扩展角逐渐减小,张性破坏逐特征减弱,剪性破坏特征逐渐增强,次生裂纹数量逐渐减少。			控制性裂纹从节理端部向试样两端发展,形成包括节理在内的复合折线形剪切破坏,裂纹扩展角逐渐减小,节理对破裂面的诱导作用增强,节理端部的次生裂纹逐渐减少。
60°, 75°			顺节理面方向的剪切破坏,始于节理端部的次生张拉裂纹逐渐减少,裂纹扩展角逐渐减小。			顺节理面方向的剪切破坏,节理端部的次生裂纹逐渐减少,裂纹扩展角逐渐减小。
90°			张拉破坏向张剪破坏转变,裂纹扩展角逐渐减小,次生裂纹数量逐渐减少。			始于节理端部的复合张剪破坏向剪切破坏转变,次生裂纹数量逐渐减少。

(a) 初始状态

矿物颗粒表面光滑,排列规则、致密,被胶结物质紧密包裹

(b) 1次水-岩作用后

矿物颗粒间胶结物溶蚀、局部孔隙逐渐发育

(c) 2次水-岩作用后

矿物颗粒间孔隙、裂隙逐渐联通,孔隙明显增大、增多  
胶结物溶蚀现象明显,可见脱落颗粒明显增多

(d) 3次水-岩作用后

矿物颗粒间孔隙逐渐增大、联通  
矿物颗粒块状、薄片状剥落,颗粒边缘棱角减少

(e) 5次水-岩作用后

胶结物溶蚀明显,矿物颗粒间孔隙、裂隙联通  
矿物颗粒显露、结构趋于松散

(f) 8次水-岩作用后

矿物颗粒间胶结物几乎消失,部分颗粒呈薄片状发育  
矿物颗粒间孔隙汇集、联通,尺度明显增大

图11 不同水-岩作用周期试样 SEM 照片

Fig. 11 SEM images of jointed sandstone samples in different water-rock periods

(3) 水-岩作用2~3次之后,矿物颗粒间的胶结物溶蚀严重,较多位置矿物颗粒不再被胶结物所包裹

而暴露出来,并有部分颗粒脱落,孔隙逐渐增大,并发育了一些连通的裂隙,结构明显变得松散,形成了

一些贯穿性孔隙通道。

(4) 水-岩作用 5 次之后, 矿物颗粒显露, 颗粒间的连接明显趋于松散, 矿物颗粒呈现块状、薄片剥落, 颗粒间的小孔隙逐渐连通变成大孔隙, 出现一些明显的贯穿性孔隙通道或者裂缝。

(5) 水-岩作用 8 次之后, 矿物颗粒间胶结物几乎消失, 局部位置矿物颗粒呈薄片状发育, 颗粒间的孔隙、裂纹汇集、贯通, 并在局部位置形成集中, 整体微观结构趋于松散。

综合上述微观结构变化特征分析可以发现, 随着水-岩作用次数的增加, 矿物颗粒间由胶结物完整包裹发展到孔隙、裂纹的连通和汇集, 部分矿物颗粒逐渐裸露并发展成了块状、薄片结构, 导致砂岩试样的微观结构由初始状态的致密结构发展成多孔隙结构。这些微观结构特征的变化, 也能很好地解释前述断续节理砂岩应力-应变曲线中压密阶段变长, 弹性阶段曲线斜率减小, 峰值强度降低, 变形模量减小等宏观力学特性的变化。同时, 由于断续节理岩体的承载能力主要来源于岩桥部分, 岩样微观结构的变化和性质的软化使得岩桥部分的承载能力逐渐下降, 节理对岩体在加载作用破坏裂纹扩展的诱导作用逐渐增强。

## 5 水-岩作用下断续节理砂岩劣化机理

在考虑水压力升降变化和浸泡-风干循环作用的水-岩作用下, 断续节理砂岩的宏观力学特性、变形破坏模式和微观的结构均发生了明显的变化, 综合上述分析总结其劣化机理如下:

(1) 试验用岩样为石英砂岩, 主要由石英、钾钠钙长石等矿物组成, 钙质胶结。在水-岩作用过程中, 石英矿物的性质稳定, 受水-岩作用影响较小, 而钙质胶结物易发生溶蚀和溶解, 导致矿物颗粒逐渐裸露出来, 长石矿物受水-岩作用发生离子交换和水解作用, 生成次生矿物高岭石和二氧化硅, 导致岩样的微观孔隙、裂隙逐渐发育<sup>[18-20]</sup>。在水压力上升的浸泡过程中, 水分子内渗, 矿物颗粒骨架润滑、软化, 促进钙质胶结物和长石矿物的水-岩作用, 而且孔隙、裂纹尖端的应力集中也促进了微观裂纹的扩展; 在水压力下降和风干过程中, 水分子外渗, 水-岩作用产生的部分溶于水的矿物随水分子向外迁移, 促进微观孔隙和渗透通道的形成, 而且风干过程中, 部分次生矿物结晶膨胀, 导致矿物颗粒间孔隙、裂隙发育, 形成更多新的水-岩作用反应表面。在上述周期性的水-岩作用下, 岩石矿物颗粒框架逐渐软化, 内部微观孔隙、裂隙逐渐发育, 岩样的整体结构趋于松散、软化, 最终导致了图 11 中所示微观结构的逐步演化, 同时,

岩石微观结构的变化, 也导致了岩样力学特性的损伤劣化及破坏模式的变化。

(2) 在水-岩作用下, 断续节理砂岩力学特性的劣化趋势具有明显的阶段性和非均匀性, 这主要与水-岩作用下各种矿物的反应速率有关, 在水-岩作用前期(前 3 次水-岩作用), 钙质胶结物的溶解和溶蚀占主导地位, 导致岩样的力学特性快速劣化; 但钙质胶结物的含量较少, 其影响作用逐渐减弱, 各类长石矿物的水-岩作用逐渐占主导作用, 随着长石矿物的水-岩物理、化学作用, 导致水-岩作用中期(3~5 次水-岩作用)岩样力学特性的进一步劣化; 在水-岩作用后期(5 次水-岩作用之后), 浸泡溶液中各种离子浓度趋于饱和, 各种水-岩物理化学作用趋于缓慢<sup>[18-20]</sup>, 岩样力学特性的劣化趋势逐渐趋于稳定。

(3) 综合分析不同倾角断续节理砂岩的试验结果和图 1 所示的消落带岩体变形破坏特征可发现, 水-岩作用下砂岩试样的宏观变形破坏特征和库岸边坡消落带节理岩体的变形破坏现状是一致的。这进一步说明, 库岸边坡消落带的水-岩作用不仅导致节理岩体本身力学性质劣化, 而且节理岩体产状分布直接影响其劣化效应和变形破坏模式。因此, 在分析长期水-岩作用对库岸边坡变形稳定影响时, 应该重点关注消落带岩体节理产状的影响。

## 6 结论及讨论

(1) 节理倾角从 0° 增大至 90°, 断续节理岩样的三轴抗压强度、变形模量呈现先减小后增大的 U 型变化趋势, 各向异性力学特征明显。在水-岩作用下, 节理岩样的力学参数劣化趋势明显, 总体呈先陡后缓变化趋势。

(2) 不同产状断续节理岩体在水-岩作用下的劣化效应存在明显差别, 在相同水-岩作用周期, 0° 和 90° 倾角试样的阶段劣化度较大, 而 60° 倾角试样的阶段劣化度较小, 阶段劣化度也呈 U 型分布, 不同倾角节理岩样的非均匀劣化趋势使得节理岩样各向异性力学特征逐渐减弱。

(3) 水-岩作用不仅使得节理岩体本身的力学性质劣化, 而且也会改变其变形破坏模式, 总体存在向剪切破坏模式方向发展趋势。

(4) 水-岩作用下, 岩石内部孔隙逐渐发育、汇集, 矿物颗粒软化、分解, 导致其微观结构由相对密实逐渐发展为多孔隙结构, 整体结构趋于松散, 这也是其宏观力学特性和变形破坏模式变化的根本原因。

(5) 水库长期运行过程中, 岸坡消落带节理岩体的力学特性劣化趋势明显, 而且节理岩体的产状直接

影响其劣化趋势和变形破坏特征，坡脚区带节理岩体的软化和局部破坏，很可能导致前期稳定库岸边坡的变形破坏模式发生转化，进而诱发新形式的变形破坏。因此，在库岸边坡水-岩作用研究中，应该重点关注消落带节理岩体的产状差异及其变形破坏模式的转化。

### 参考文献：

- [1] 王思敬, 马凤山, 杜永康. 水库地区的水-岩作用及其地质环境的影响[J]. 工程地质学报, 1996, 4(3): 1 - 9. (WANG Si-jing, MA Feng-shan, DU Yong-kang. The rock-water interaction in reservoir areas and its geoenvironmental effect[J]. Journal of Engineering Geology, 1996, 4(3): 1 - 9. (in Chinese))
- [2] 王士天, 刘汉超, 张倬元. 大型水域水岩相互作用及其环境效应研究[J]. 地质灾害与环境保护, 1997, 8(1): 69 - 88. (WANG Shi-tian, LIU Han-chao, ZHANG Zhuo-yuan. Study on interaction and environmental effects of water rocks in large water bodies[J]. Journal of Geological Hazard and Environmental Preservation, 1997, 8(1): 69 - 88. (in Chinese))
- [3] HALE P A, SHAKOOR A. A laboratory investigation of the effects of cyclic heating and cooling, wetting and drying, and freezing and thawing on the compressive strength of selected sandstones[J]. Environmental and Engineering Geoscience, 2003, 9(2): 117 - 130.
- [4] 刘新荣, 傅晏, 王永新, 等. (库)水-岩作用下砂岩抗剪强度劣化规律的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(9): 1298 - 1302. (LIU Xin-rong, FU Yan, WANG Yong-xin, et al. Deterioration rules of shear strength of sand rock under water-rock interaction of reservoir[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(9): 1298 - 1302. (in Chinese))
- [5] 傅晏, 袁文, 刘新荣, 等. 酸性干湿循环作用下砂岩强度参数劣化规律[J]. 岩土力学, 2018, 39(9): 3331 - 3339. (FU Yan, YUAN Wen, LIU Xin-rong, et al. Deterioration rules of strength parameters of sandstone under cyclical wetting and drying in acid-based environment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(9): 3331 - 3339. (in Chinese))
- [6] 邓华锋, 张恒宾, 李建林, 等. 水-岩作用对砂岩卸荷力学特性及微观结构的影响[J]. 岩土力学, 2018, 39(7): 2344 - 2352. (DENG Hua-feng, ZHANG Heng-bin, LI Jian-lin, et al. Effect of water-rock interaction on unloading mechanical properties and microstructure of sandstone[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(7): 2344 - 2352. (in Chinese))
- [7] 姚华彦, 张振华, 朱朝辉. 干湿交替对砂岩力学特性影响的试验研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(12): 3704 - 3708. (YAO Hua-yan, ZHANG Zhen-hua, ZHU Chao-hui. Experimental study of mechanical properties of sandstone under cyclic drying and wetting[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(12): 3704 - 3708. (in Chinese))
- [8] 张吟钗. 水库地震和水-岩作用对库岸边坡动力响应特征的影响研究[D]. 宜昌: 三峡大学, 2019. (ZHANG Yin-chai. Study on Dynamic Response Characteristics of Reservoir Bank Slope under the Influence of Reservoir Earthquake and Water-rock Interaction[D]. Yichang: China Three Gorges University, 2019. (in Chinese))
- [9] 王子娟. 干湿循环作用下砂岩的宏观观损伤演化及本构模型研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2016. (WANG Zi-juan. Macroscopic and Microscopic Damage Evolution and Constitutive Model of Sandstone Under Dry-Wet Cycle[D]. Chongqing: Chongqing University, 2016. (in Chinese))
- [10] FANG Jing-cheng, DENG Hua-feng, QI Yu, et al. Analysis of changes in the micro morphology of sandstone joint surface under dry-wet cycling[J]. Advances in Materials Science and Engineering, 2019(1): 1 - 11.
- [11] 申培武, 唐辉明, 汪丁建, 等. 巴东组紫红色泥岩干湿循环崩解特征试验研究[J]. 岩土力学, 2017, 38(7): 1990 - 1998. (SHEN Pei-wu, TANG Hui-ming, WANG Ding-jian, et al. Disintegration characteristics of red-bed mudstone of Badong Formation under wet-dry cycles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(7): 1990 - 1998. (in Chinese))
- [12] HU M, LIU Y, REN J, et al. Laboratory test on crack development in mudstone under the action of dry-wet cycles[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2019, 78(1): 543 - 556.
- [13] 柴波, 殷坤龙, 简文星, 等. 红层水岩作用特征及库岸失稳过程分析[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2009, 40(4): 1092 - 1098. (CHAI Bo, YIN Kun-long, JIAN Wen-xing, et al. Analysis of water-rock interaction characteristics and bank slope failure process of red-bed[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2009, 40(4): 1092 - 1098. (in Chinese))
- [14] DENG H F, ZHOU M L, LI J L, et al. Creep degradation mechanism by water-rock interaction in the red-layer soft rock[J]. Arabian Journal of Geosciences, 2016, 9(12): 1 - 12.
- [15] ALT-EPPING P, DIAMOND L W, HARING M O, et al. Prediction of water-rock interaction and porosity evolution in a granitoid-hosted enhanced geothermal system, using constraints from the 5 km Basel-1 well[J]. Applied

- Geochemistry, 2013, **38**: 121 – 133.
- [16] 王伟, 龚传根, 朱鹏辉, 等. 大理岩干湿循环力学特性试验研究[J]. 水力学报, 2017, **48**(10): 1175 – 1184. (WANG Wei, GONG Chuan-gen, ZHU Peng-hui, et al. Experimental study on mechanical properties of marble under hydraulic weathering coupling[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2017, **48**(10): 1175 – 1184. (in Chinese))
- [17] JENG F S, LIN M L, HUANG T H. Wetting deterioration of soft sandstone—microscopic insights[C]// An International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, 2000, Melbourne.
- [18] 周翠英, 邓毅梅, 谭祥韶, 等. 软岩在饱水过程中微观结构变化规律研究[J]. 中山大学学报(自然科学版), 2003, **42**(4): 98 – 102. (ZHOU Cui-ying, DENG Yi-mei, TAN Xiang-shao, et al. Research on the variation regularities of microstructures in the testing of interaction between soft rocks and water[J]. Acta Scientiarum Naturalium Universitatis Sunyatseni, 2003, **42**(4): 98 – 102. (in Chinese))
- [19] LIN M L, JENG F S, TSAI L S, et al. Wetting weakening of tertiary sandstones-microscopic mechanism[J]. Environ Geol, 2005, **48**: 265 – 275.
- [20] 邓华锋, 支永艳, 段玲玲, 等. 水-岩作用下砂岩力学特性及微细观结构损伤演化[J]. 岩土力学, 2019, **40**(9): 3447 – 3456. (DENG Hua-feng, ZHI Yong-yan, Duan Ling-ling, et al. Research on the mechanical properties of sandstone and the damage evolution of microstructure under water-rock interaction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(9): 3447 – 3456. (in Chinese))
- [21] 孙广忠. 岩体结构力学[M]. 北京: 科学出版社, 1988. (SUN Guang-zhong. The Foundation of Mechanics on Rock Mass Structure[M]. Beijing: Science Press, 1988. (in Chinese))
- [22] MÜLLER L. Rock Mechanics[M]. Beijing: China Coal Industry Publishing House, 1981.
- [23] 李鹏, 刘建, 朱杰兵, 等. 软弱结构面剪切蠕变特性与含水率关系研究[J]. 岩土力学, 2008, **29**(7): 1865 – 1871. (LI Peng, LIU Jian, ZHU Jie-bing, et al. Research on effects of water content on shear creep behavior of weak structural plane of sandstone[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(7): 1865 – 1871. (in Chinese))
- [24] 李超, 齐豫, 李涛, 等. 库岸边坡水-岩作用对节理砂岩力学特性影响研究[J]. 水利水电技术, 2019, **50**(6): 163 – 168. (LI Chao, QI Yu, LI Tao, et al. Study on influence of water-rock interaction of reservoir bank slope on mechanical characteristics of jointed sandstone[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2019, **50**(6): 163 – 168. (in Chinese))
- [25] 王乐华, 柏俊磊, 李建林, 等. 非贯通节理岩体单轴压缩试验研究[J]. 水力学报, 2014, **45**(12): 1410 – 1418. (WANG Le-hua, BAI Jun-lei, LI Jian-lin, et al. Study of non-consecutive jointed rock mass under uniaxial compression[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2014, **45**(12): 1410 – 1418. (in Chinese))
- [26] 邓华锋, 潘登, 许晓亮, 等. 三轴压缩作用下断续节理砂岩力学特性研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(11): 2133 – 2141. (DENG Hua-feng, PAN Deng, XU Xiao-liang, et al. Mechanical characteristics of intermittent jointed sandstone under triaxial compression[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(11): 2133 – 2141. (in Chinese))
- [27] 工程岩体试验方法标准: GB/T 50266—2013[S]. 2013. (Standard for Tests Method of Engineering Rock Masses: GB/T 50266—2013[S]. 2013. (in Chinese))
- [28] SINGH J, RAMAMURTHY T, RAO G V. Strength anisotropies in rocks[J]. Indian Geotechnical Journal, 1989, **19**(2): 147 – 66.

DOI: 10.11779/CJGE202104006

# 邻近地层损失对地下挡土结构土压力与地表沉降影响 试验研究

芮 瑞<sup>1</sup>, 翟玉新<sup>1, 2</sup>, 徐杨青<sup>\*3</sup>, 何 清<sup>1</sup>

(1. 武汉理工大学土木工程与建筑学院, 湖北 武汉 430070; 2. 中铁建设集团有限公司, 北京 100040;  
3. 中煤科工集团武汉设计研究院有限公司, 湖北 武汉 430000)

**摘要:** 城市浅层空间隧道往往从一侧或两侧地下挡土结构物之间穿过, 多数情况下会引起地层损失。目前城市地下开挖引起塌陷事故呈现逐年增多的趋势, 当地层损失产生后, 周边已建或在建基坑挡土结构的土压力和地层沉降发展规律是决定是否需要进行加固或处理的依据。为了获取地层损失的扰动影响规律, 开发了模型试验装置与钢棒相似土技术, 采用活动门下沉模拟地下开挖引起的地层损失, 采用挡墙平移模拟基坑开挖。分别考虑活动门深度与宽度比、活动门位置深度与距离比、活动门位置深度与侧限宽度比, 开展了 15 组二维模型试验。利用挡土板上的 18 块悬臂式载荷计测得挡土结构土压力, 采用粒子图像测速技术获取表面沉降曲线。结果表明: 地层损失会使邻近基坑挡墙上部土压力增加, 下部土压力减小; 地层损失发生后, 邻近的新建基坑如继续进行开挖施工, 由于土体受到了充分的扰动, 挡土结构底部不会出现土压力减小的箱槽效应, 挡墙平移达到主动极限状态时的土压力分布与库仑主动土压力较为吻合; 邻近地下开挖引起地层损失与挡墙平移的叠加效应影响下, 地表沉降最大值和曲线曲率随活动门宽度增加而增加, 随活动门距离和侧限宽度减小而增加。由于采用钢棒相似土, 所获得的研究成果主要反映砂土地层的土压力与变形特性。

**关键词:** 隧道开挖; 地层损失; 挡土结构; 表面沉降; 模型试验; 相似土

中图分类号: TU431 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)04-0644-09

**作者简介:** 芮 瑞(1981—), 男, 安徽黄山人, 教授, 博士生导师, 主要从事地基处理、岩土工程加固技术方面的研究与教学工作。E-mail: r.rui@whut.edu.cn。

## Experimental investigations on influences of ground loss on earth pressure and settlement of adjacent underground retaining structures

RUI Rui<sup>1</sup>, ZHAI Yu-xin<sup>1, 2</sup>, XU Yang-qin<sup>3</sup>, HE Qing<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, China; 2. China Railway Construction Group Co., Ltd., Beijing 100040, China; 3. Wuhan Design & Research Institute Co., Ltd. of China Coal Technology & Engineering Group, Wuhan 430000, China)

**Abstract:** Underground excavations often pass through underground retaining structures on one side or between the structures. In most cases, ground loss will be caused. At present, there are more and more collapses caused by excavation. When the ground loss occurs, the development of earth pressure and ground settlement is the decision basis for structural reinforcement or treatment. To obtain the preliminary rules of disturbance influences of the ground loss, the model test setup and the steel rod analogical soil technology are developed. A trapdoor is used to simulate the stratum loss caused by underground excavation and collapse, and the foundation pit excavation is simplified as the translation of the retaining wall. Considering the ratios of trapdoor depth to width, trapdoor depth to distance and trapdoor depth to side limit width, 15 groups of two-dimensional model tests are carried out. The earth pressure of retaining structures is measured by 18 cantilevered loaders on the retaining plate, and the surface settlement curve is obtained by the particle image velocimetry. The results show that ground loss increases the earth pressure at the upper part of the retaining wall and decreases the earth pressure at the lower part of the retaining wall. After the occurrence of the ground loss, if the adjacent foundation pit continues being excavated, due to the disturbance of the soil, there is no “bin effect” of the decrease of the earth pressure at the bottom of the retaining structures, and the earth pressure distribution when the retaining wall translation reaches the

基金项目: 国家自然科学基金项目(51208403, 51708438)

收稿日期: 2020-07-01

\*通信作者(E-mail: xyq@zh-geo.com)

active limit state is in good agreement with the Coulomb's active earth pressure. Under the influences of the superposition effect of the translation of the retaining wall after the ground loss caused by the adjacent underground excavation, the maximum value of surface settlement and the curvature of curve increase with the increase of trapdoor width, and increase with the decrease of trapdoor distance and side limit width. Due to the use of steel rod analogical soil, the test results mainly reflect the earth pressure and deformation characteristics of the sandy soil.

**Key words:** tunnel excavation; ground loss; retaining structure; surface settlement; model test; analogical soil

## 0 引言

进入 21 世纪以来, 伴随中国城市化进程的不断加快, 人多地少的矛盾愈加突显。开发与利用地下空间不仅可以缓解地面交通压力, 还能增加商业价值。因此, 地下空间的开发利用日趋受到重视, 2016 年 5 月住房城乡建设部编制了《城市地下空间开发利用“十三五”规划》, 多个城市也在“十三五”规划中对此进行了专项布局。在此背景下, 开发利用地下空间是地上地下协调发展走集约化城市建设道路的必然选择。

城市地铁隧道一般设置在市政道路下方, 当其一侧或两侧存在深基坑挡土结构物时, 是典型的有限土体宽度条件下的地下开挖问题。该问题存在两种工况, 即隧道穿越邻既有挡土结构物和隧道穿越在建基坑的情况。

地下隧道开挖尤其是在诱发塌陷的情况下会引起地层的较大扰动, 随着国内城市地铁工程建设的推进, 近年来由于隧道开挖引起的地面塌陷事故有增加的趋势。以广州市番禺区广州大道南等地段为例, 2012 年至今公开报道可查的塌陷超过 5 次。2019 年 12 月, 该地段一条地铁横通道矿山法施工时发生两次塌陷。2019 年 5 月, 青岛地铁发生开挖塌陷事故, 全线停工整顿后, 当年 7 月有再次发生直径 10 m 的塌陷。2019 年 7 月, 深圳地铁一号线宝体站至坪洲站区间暗挖段发生地表下沉。2019 年 12 月, 厦门地铁吕厝站 10 号缓建口附近发生坍塌, 发生约 500 m<sup>2</sup> 塌陷。

地面塌陷往往会造成较大的人员和经济财产损失, 在城市浅层地下空间中进行地下开挖及其诱发地层塌陷的情况短期内还不能避免。那晓云等<sup>[1]</sup>基于对城市道路两侧建筑物中地基附加应力分布的分析, 从力学角度提出了城市路面塌陷的内在机理。宋二祥等<sup>[2]</sup>针对广州某盾构施工岩溶场地地面连续两次塌陷事故, 梳理工程场地条件及塌陷过程, 对首次塌陷、局部地面冒浆及二次塌陷进行了定性的机理分析与数值模拟。张成平等<sup>[3]</sup>采用理论分析和数值模拟揭示了城市隧道施工诱发地面塌陷的灾变机制及其演化规律, 在此基础上提出了城市隧道施工过程中地面塌陷的控制技术。地下开挖不可避免地会引起周边土体的变形, 引起周边挡土结构土压力的变化, 乃至诱发地面沉陷、基坑垮塌、周边建筑物损伤以及地下管线等城市生命

线工程破坏<sup>[4]</sup>。

Peck<sup>[5]</sup>通过对大量的表面沉降数据和有关工程资料进行分析后, 得到表面沉降槽呈似正态分布的结论, 并提出表面沉降分布和地表最大沉降量的估算公式。Bryson<sup>[6]</sup>、Jenck 等<sup>[7]</sup>通过数值模拟建立了隧道开挖对周边建筑影响的计算模型。徐中华等<sup>[8]</sup>基于上海外滩 596 地块项目紧邻地铁 9 号线隧道工程实例, 研究发现, 隧道开挖会使基坑挡土结构产生位移, 基坑开挖会使隧道发生隆起。张治国等<sup>[9]</sup>引入椭圆化非等量径向土体位移控制模式, 将邻近管线视为 Euler-Bernoulli 梁, 同时将层状地基土体视为弹性层状地基模型, 提出了层状地基中隧道开挖引起邻近管道纵向变形的位移控制边界元与有限元耦合分析方法。施成华等<sup>[10]</sup>应用随机介质理论, 分析了桐油山连拱隧道浅埋段开挖引起的沿隧道纵横向的地表移动与变形, 推导了复杂隧道开挖横断面的简化计算公式, 并探讨了隧道开挖对地表住宅楼的影响。

对于侧限条件下地下隧道开挖对已建地下挡土结构物的影响方面, 即第一种工况。前期采用自制的二维模型试验装置开展了研究, 通过活动门<sup>[1]</sup>模拟隧道开挖或地层塌陷引起的地层损失, 得到了挡土结构土压力变化规律, 并给出了表面沉降的改进 Peck 法修正公式<sup>[11]</sup>。对于第二种工况, 尤其当地下开挖产生超量的地层损失后, 邻近基坑继续在扰动土层中进行施工的工况, 采用同一试验装置开展了试验。试验中将地下开挖产生的地层损失采用活动门下沉进行模拟, 对扰动地层中继续进行基坑开挖时的挡土结构土压力分布变化以及地层沉降的影响规律进行了探讨。

## 1 模型试验装置与试验安排

### 1.1 模型试验装置

如图 1 所示, 开发了二维挡土结构土压力与活动门模拟试验装置, 该装置由活动门位移控制组件、挡土板位移控制组件、测力板、填料箱与外框架组成。填料箱的最大尺寸 800 mm×665 mm(宽×高), 试验采用退火 201 不锈钢椭圆钢棒相似土填料, 以消除前后挡板的摩擦影响, 相似土的使用大大提高试验测试的准确性和可重复性。椭圆形钢棒相似土由短轴×长轴分别为 5 mm×10 mm、4 mm×8 mm、3 mm×6 mm

3 种尺寸 (A, B 和 C) 的椭圆钢棒按照质量比为 1 : 1 : 1 均匀混合而成。

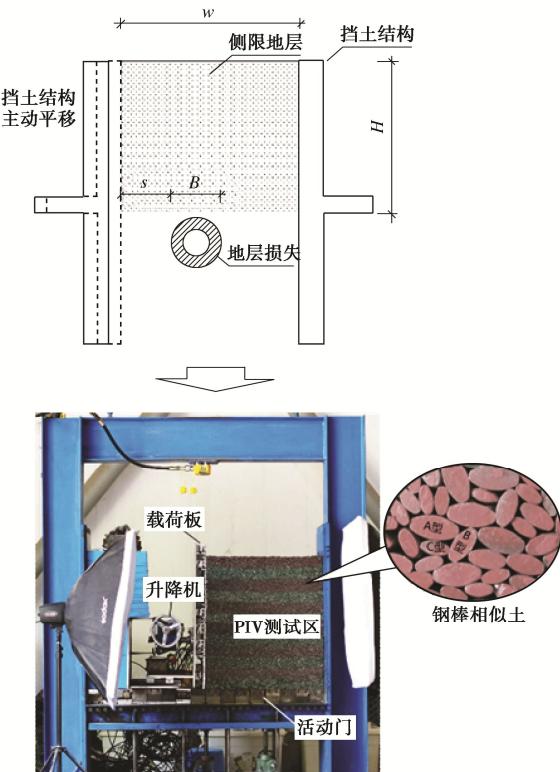


图 1 简化边界条件与试验装置实现图

Fig. 1 Simplified boundary conditions and test setup

分层填筑并充分振动后，钢棒相似土达到最密实状态，孔隙率约为 0.17，对应重度为  $65.93 \text{ kN/m}^3$ 。对其进行了双轴压缩试验，试验所得应力 - 应变关系曲线与密实砂土特性相似，能较好的反映砂土的峰值强度与剪胀性，验证了钢棒相似土与砂填料的相似性，通过休止角试验测得相似土休止角为  $28.2^\circ$  [12]。

活动门位移控制组件由 10 块钢质活动板和升降机等组成，每块活动板宽 75 mm，可通过螺栓连接到

下方的位移控制组件以模拟地下开挖引起的地层损失。拍摄过程照片并采用粒子图像测速 (PIV) 技术<sup>[13]</sup> 获取全场位移。挡土板上安放了 18 块悬臂梁式载荷计组成的测力板，可以测量传递到挡土板上的土压力。

隧道开挖变形在断面分布存在不均匀性，通过活动门试验证明，不均匀分布的影响在高度达到活动门顶面 1.5 倍活动门宽度时逐渐消失<sup>[16]</sup>。

## 1.2 试验安排

选择侧限宽度  $w$ ，活动门距离（活动门边缘至一侧挡墙） $s$ ，活动门宽度  $B$  作为试验影响参数。其中侧限宽度  $w$  取 600, 450, 300 mm，活动门距离  $s$  取 225, 150, 75 mm，活动门宽度  $B$  取 225, 150, 75 mm。活动门深度  $H$  对于各组试验均取为 600 mm，试验安排见表 1。

试验主要探讨了两种工况，即邻近地层损失（如地下开挖、塌陷等）对地层的扰动及其引起的地下挡土结构土压力变化，以及在地层损失扰动的地层中在建地下结构继续施工的影响。试验采用活动门下沉模拟隧道开挖引起的地层损失，采用刚性挡墙平移的方式模拟基坑开挖支护结构的位移。

试验开始前，调节挡土板位置至设定的侧限宽度。分层填筑钢棒，每层填筑完毕后记录载荷计数值，再进行下一层的填筑，直至达到指定高度。填筑结束后，先控制活动门下降，每移动 0.01 mm 即采集一张图像，并记录相应的载荷计数据。当下降距离达到 40 mm 时停止下移，各组活动门下沉的地层损失率  $V_1$  见表 1。随后，再用手轮控制挡土板背离土体产生平移（主动模式），每移动 0.01 mm 同样采集一张图像，记录相应载荷计数据，直至平移距离达到 40 mm 时终止试验。

表 1 试验安排

Table 1 Test arrangements

编号	活动门深度 $H$ /mm	侧限 宽度 $w$ /mm	活动门宽度 $B$ /mm	活动门距离 $s$ /mm	$H/w$	$H/B$	$H/s$	$V_1$
W1	600	600	75	225	1	8	2.67	0.68
W2	600	600	75	150	1	8	4	0.68
W3	600	600	75	75	1	8	8	0.68
W4	600	600	150	225	1	4	2.67	0.34
W5	600	600	150	150	1	4	4	0.34
W6	600	600	150	75	1	4	8	0.34
W7	600	600	225	150	1	2.67	4	0.23
W8	600	600	225	75	1	2.67	8	0.23
W9	600	450	75	150	1.3	8	4	0.68
W10	600	450	75	75	1.3	8	8	0.68
W11	600	450	150	150	1.3	4	4	0.34
W12	600	450	150	75	1.3	4	8	0.34
W13	600	450	225	75	1.3	2.67	8	0.23
W14	600	300	75	75	2	8	8	0.68
W15	600	300	150	75	2	4	8	0.34

## 2 试验结果

### 2.1 侧限条件下的静止土压力分布规律

以试验 W3、W10 和 W14 为例, 探讨不同侧限宽度  $w$  下挡墙静止土压力的分布规律, 见图 2。图中, 对深度  $z$  做标准化处理。将实测结果与不考虑摩擦影响的 Jaky 法<sup>[15]</sup>和考虑两侧箱体摩擦效应影响的 Janssen 法<sup>[16]</sup>计算结果进行对比。

从图 2 可以得到, 挡土墙静止土压力随埋深基本呈线性分布, 埋深较大时出现偏离线性分布的情况, 大小介于 Jaky 公式和 Janssen 公式(墙土摩擦角取为  $\varphi=28.2^\circ$ )计算值之间。侧限宽度  $w$  较小时, 接近于接近考虑两侧摩擦影响的 Janssen 公式计算值。

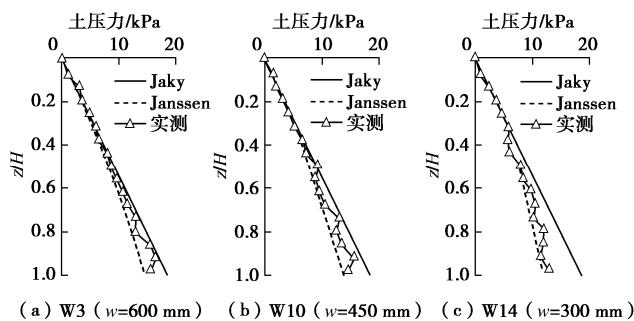


图 2 静止土压力分布

Fig. 2 Distribution of earth pressure at rest

### 2.2 地层损失对邻近挡土结构土压力的影响

以试验 W3、W10 和 W14 为例, 不同侧限宽度  $w$  下, 活动门下沉后挡墙与静止土压力相比的增量分布如图 3 所示。

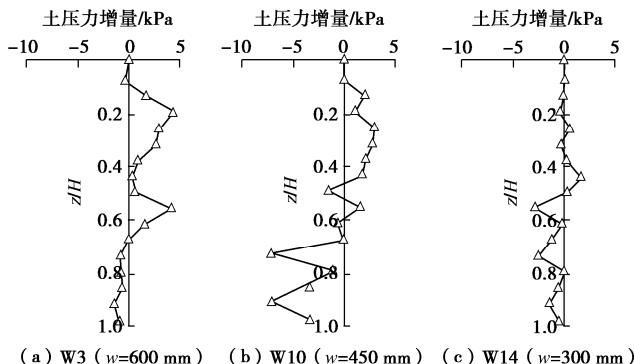


图 3 地层损失后的挡墙土压力分布

Fig. 3 Distribution of earth pressure after ground loss

从图 3 可以得到, 邻近地下开挖引起地层损失后, 会导致基坑挡土结构上部土压力增加, 3 组试验相比静止土压力分别增大 31.6%, 39.8%, 9.7%, 平均增加率 27%, 下部土压力减小, 3 组试验相比静止土压力分别减小 6.1%, 23.1%, 11.2%, 平均减小率 13.5%, 存在一个转折点。随着侧限宽度的减小, 上部荷载增加的数值减小, 与两侧摩擦影响的叠加有关。

### 2.3 扰动土体中基坑开挖过程土压力分布规律

#### (1) 挡墙平移过程土压力变化规律

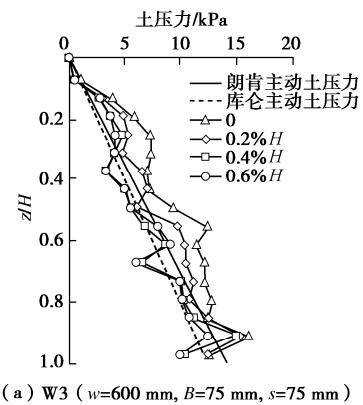
挡土墙背离土体发生主动位移过程, 墙后填土会由非极限状态逐渐过渡到主动极限状态, 芮瑞等<sup>[12]</sup>采用相同的椭圆钢棒相似土探讨了侧限填土无地下开挖扰动情况下挡墙主动位移模式下土压力的变化规律, 结果表明挡土墙的位移量为 0.4% $H$  时, 达到主动极限状态的特征更显著。

以试验 W3、W10 和 W14 为例, 探讨邻近地层损失后继续基坑开挖时挡土板上作用的土压力随深度的关系, 取位移量为 0.2% $H$ , 0.4% $H$ , 0.6% $H$ , 如图 4 所示。取朗肯主动土压力、库仑主动土压力进行对比。库仑主动土压力系数  $K_{ak}$  按下式计算:

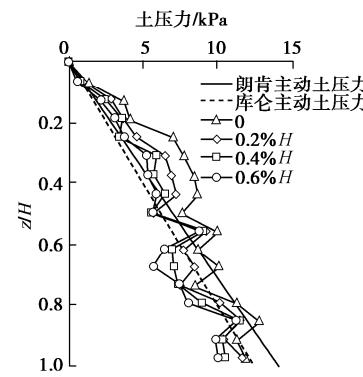
$$K_{ak} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]}^{\circ} \quad (1)$$

式中  $\alpha$  为墙背与竖直线的夹角, 取  $\alpha=0$ ;  $\beta$  为墙后填土面倾角, 取  $\beta=0$ ;  $\delta$  为墙土外摩擦角,  $\varphi$  为土体内摩擦角, 由于外墙和相似土材料均为钢, 因此  $\delta$  和  $\varphi$  均取为钢棒相似土的休止角 28.2°<sup>[12]</sup>。

从图 4 可以看出, 地层损失后, 随着挡墙位移量的增加, 挡土墙土压力逐渐减小, 位移量达到 0.4% $H$  时, 实测土压力接近考虑墙土摩擦效应的库仑主动土压力。



(a) W3 ( $w=600 \text{ mm}, B=75 \text{ mm}, s=75 \text{ mm}$ )



(b) W10 ( $w=450 \text{ mm}, B=75 \text{ mm}, s=75 \text{ mm}$ )

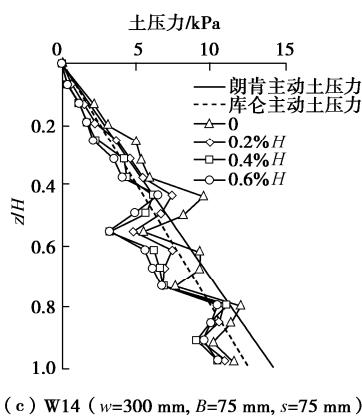


图 4 挡墙平移过程中土压力分布

Fig. 4 Distribution of earth pressure during translation

## (2) 挡墙平移过程中剪应变分析

采用粒子图像测速技术(PIV)得到了墙后相似土壤料位移, 绘制剪应变等值云图。图 5 列出了试验 W3、W10 和 W14 在位移量为 0.4 %H 时的剪应变等值云图。

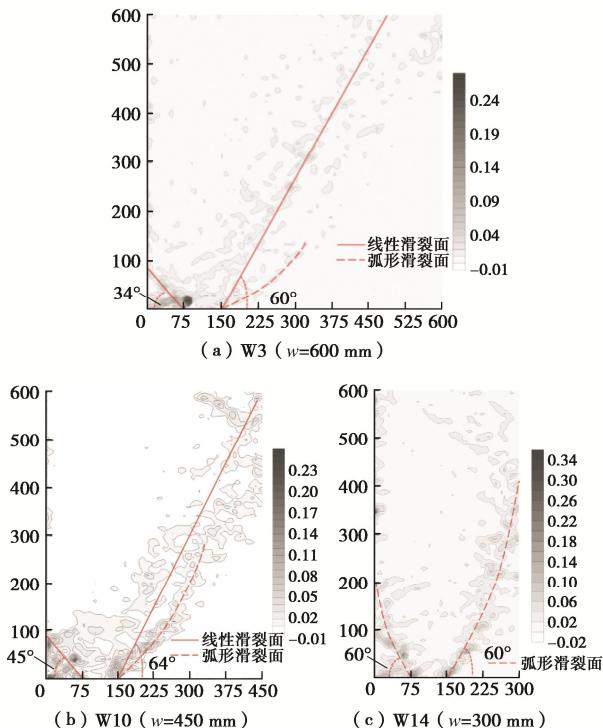


图 5 不同侧限宽度墙后土体剪应变云图

Fig. 5 Development of shear strain with different side limit widths

侧限宽度越小, 墙土摩擦影响越大, 滑裂面逐渐发展至弧线, 右侧滑移面倾角基本保持不变, 左侧滑移面倾角逐渐增大。

## (3) 主动土压力

试验 W3、W10、W14 主动极限状态的 (0.4 %H) 土压力随深度的关系如图 6 所示。为了方便对比, 对埋深  $z$  做标准化处理。将实测结果与经典的朗肯、库

仑主动土压力以及考虑墙土摩擦和土拱效应的 Handy<sup>[17]</sup>、Harrop-Williams<sup>[18]</sup> 和 Paik 等<sup>[19]</sup> 计算结果进行对比。

## a) Handy 法主动土压力

$$\sigma_{a,H} = \frac{\gamma(H-z)\tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}{\mu} \left[ 1 - \exp\left(-K_{a,H}\mu \frac{z}{(H-z)\tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}\right) \right], \quad (2)$$

$$K_{a,H} = 1.06(\cos^2 \theta + K_a \sin^2 \theta) \quad (3)$$

式中,  $K_a$  为朗肯主动土压力系数,  $\theta$  为滑裂角,  $\theta=45^\circ + \varphi/2$ 。

## b) Harrop-Williams 法主动土压力

$$\sigma_{a,w} = K_{a,w} \gamma H \frac{\left(1 - \frac{z}{H}\right) - \left(1 - \frac{z}{H}\right)^{\beta-1}}{\beta - 2}, \quad (4)$$

$$K_{a,w} = \frac{1 + k_a \tan^2 \psi_w}{\tan^2 \psi_w + k_a}, \quad (5)$$

式中,  $\beta$  为墙后土体偏转系数,  $\psi_w$  为墙后土体主应力偏转角,  $K_{a,w}$  为 Harrop-Williams 理论土压力系数。

$$\tan \psi_w = \frac{1 - k_a}{2k_a \tan \delta} \pm \sqrt{\left(\frac{1 - k_a}{2k_a \tan \delta}\right)^2 - \frac{1}{k_a}}, \quad (6)$$

$$\beta = K_{a,w} \frac{\left\{ (\cos \delta)^{\frac{1}{2}} \pm [\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi]^{\frac{1}{2}} \right\}^2}{\cos^2 \varphi}. \quad (7)$$

计算所得到的  $\tan \psi_w$  和  $\beta$  正值适用于主动土压力计算, 负值适用于被动土压力计算。

## c) Paik 法主动土压力

$$\sigma_{a,p} = \frac{\gamma H K_{a,p}}{1 - K_{a,p} \tan \delta \tan \theta} \left[ \left(1 - \frac{z}{H}\right)^{K_{a,p} \tan \delta \tan \theta} - \left(1 - \frac{z}{H}\right) \right], \quad (8)$$

$$K_{a,p} = \frac{3(N \cos^2 \Psi_p + \sin^2 \Psi_p)}{3N - (N-1) \cos^2 \Psi_p}, \quad (9)$$

$$\Psi_p = \tan^{-1} \left[ \frac{(N-1) \pm \sqrt{(N-1)^2 - 4N \tan^2 \delta}}{2 \tan \delta} \right], \quad (10)$$

式中,  $\Psi_p$  为墙后土体主应力偏角,  $N=1/K_{a,k}$ ,  $K_{a,k}$  为考虑墙土摩擦效应的库仑主动土压力系数。

一般的, 基坑开挖的挡墙底部土压力逐渐减小至零, 被称为箱槽效应<sup>[17]</sup>, 模型试验<sup>[11]</sup>证明未扰动土体中挡墙主动土压力分布曲线和 Paik 法计算结果吻合

度最好。然而, 从图 7 可以看出, 邻近地下开挖引起超量地层损失后, 在扰动的土体中继续开挖基坑, 实测主动土压力并没有出现底部减小的情况, 而与库仑土压力接近。

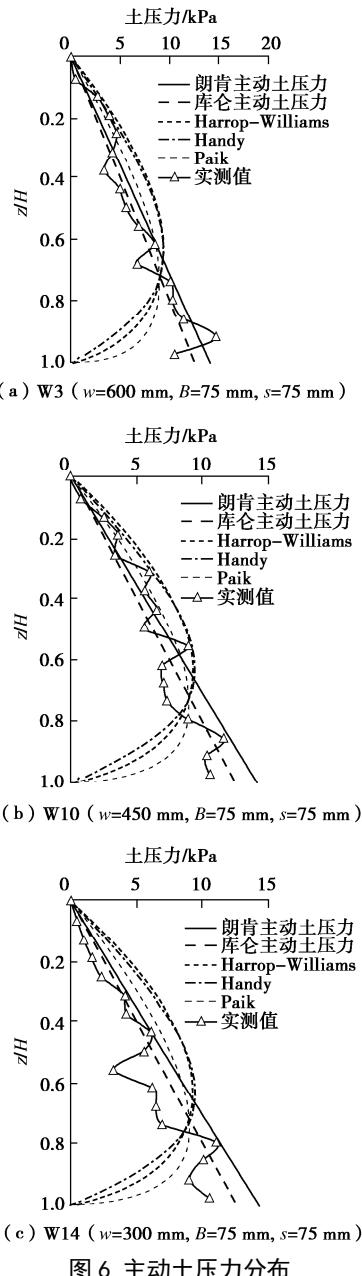


图 6 主动土压力分布

Fig. 6 Distribution of active earth pressure

#### (4) 活动门宽度对土压力分布影响

为了研究塌陷宽度对土压力分布的影响, 按照不同的活动门位置深度与宽度比 ( $H/B=8, 4, 2.67$ ), 取试验 W2、W5、W7 ( $w=600 \text{ mm}$ ,  $s=150 \text{ mm}$ ) 进行对比分析。活动门下沉 40 mm 且挡墙主动平移达到极限状态时的土压力  $p$  随  $z/H$  变化关系如图 7 所示。

从图 7 可以看出, 挡墙土压力分布随活动门宽度增加上部土压力有所减小, 下部土压力有所增加, 随后挡墙平移的主动土压力随活动门宽度的增加上部土

压力基本相等, 下部略有增大。

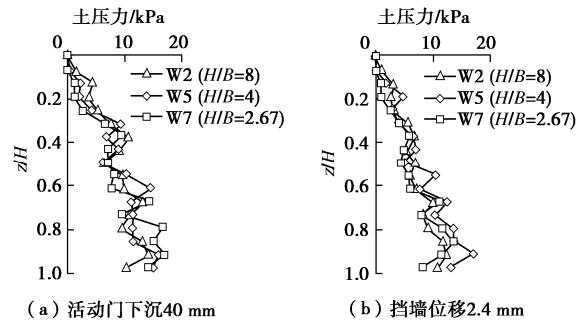


图 7 不同活动门位置深度与宽度比下土压力分布

Fig. 7 Distribution of earth pressure under different ratios of trapdoor depth to width

#### (5) 活动门距离对土压力分布影响

为了探讨活动门距离对土压力分布的影响, 按照不同的活动门位置深度与距离比 ( $H/s=2.67, 4, 8$ ), 取试验 W1、W2、W3 ( $w=600 \text{ mm}$ ,  $B=75 \text{ mm}$ ) 进行对比分析。当活动门下沉 40 mm 且挡墙主动平移达到极限状态时的土压力  $p$  随  $z/H$  变化关系如图 8 所示。

从图 8 可以看出, 不同的活动门位置深度与距离比  $H/s$  下, 挡墙土压力分布随活动门距离的减小而逐渐增大, 随后挡墙平移达到主动极限状态, 活动门距离小的挡土结构的主动土压力更大。

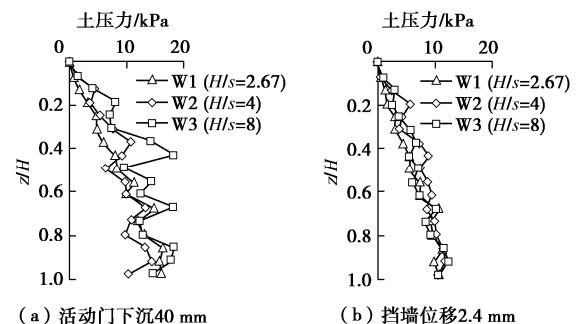


图 8 不同活动门位置深度与距离比下土压力分布

Fig. 8 Distribution of earth pressure under different ratios of trapdoor depth to distance

#### (6) 侧限宽度对土压力分布影响

为了探讨侧限宽度对土压力分布的影响, 按照不同的活动门位置深度与侧限宽度比 ( $H/w=1, 1.3, 2$ ), 取试验 W3、W10、W14 ( $s=75 \text{ mm}$ ,  $B=75 \text{ mm}$ ) 进行对比, 活动门下沉 40 mm 且挡墙主动平移达到极限状态时的土压力  $p$  随  $z/H$  变化关系如图 9 所示。

从图 9 可以看出, 地层损失发生后, 挡墙土压力分布随侧限宽度的减小逐渐减小, 随后挡墙平移达到主动极限平衡状态, 土压力随侧限宽度的减小也有一定的减小趋势。

### 2.4 表面沉降规律

#### (1) 挡墙平移过程中表面沉降曲线

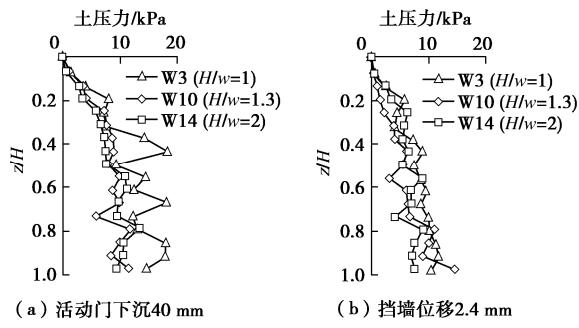


图 9 不同活动门位置深度与侧限宽度比下土压力分布  
Fig. 9 Distribution of earth pressure under different ratios of trapdoor depth to side limit width

为了探讨地层损失和基坑开挖叠加影响下地层变形的规律, 提取 PIV 全场变形的表面沉降数据。获取试验 W3、W10、W14 活动门下沉量为 20 mm 和 40 mm 以及挡墙位移量分为  $0.2\%H$ ,  $0.4\%H$ ,  $0.6\%H$  的表面沉降曲线, 如图 11 所示。

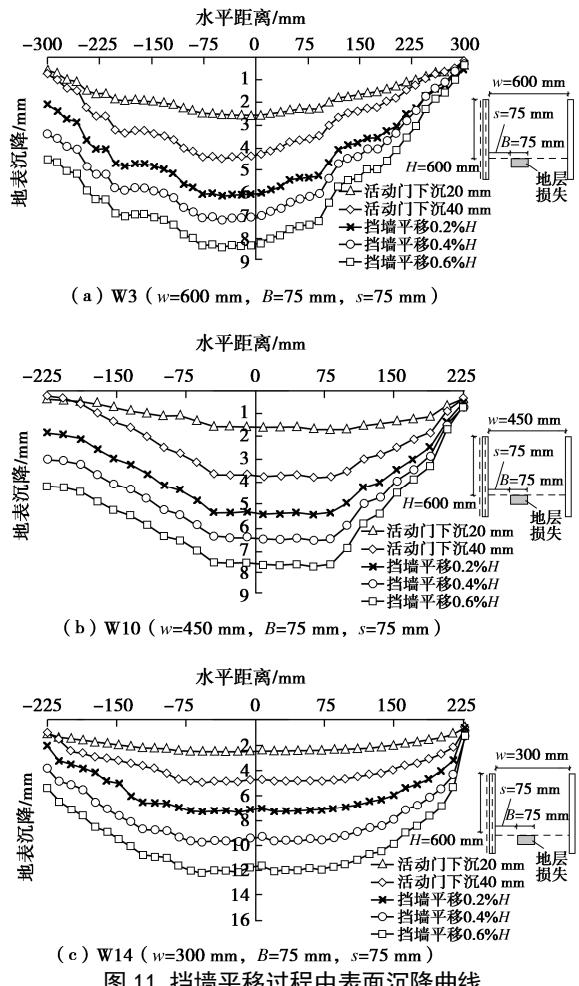


图 11 挡墙平移过程中表面沉降曲线

Fig. 11 Curves of surface settlement during translation of retaining wall

从图 11 可以得出, 随着地下开挖引起地层损失的发展, 地表沉降最大值及曲线曲率增大。随后, 在基坑开挖的影响下, 地表沉降曲线最大值进一步扩大,

挡墙平移量为  $0.2\%H$ ,  $0.4\%H$ ,  $0.6\%H$  时对应的地表沉降曲线最大值分别为活动门下沉 40 mm 时的 1.45 倍, 1.79 倍, 2.15 倍。

### (2) 活动门宽度对表面沉降曲线的影响

为了探讨活动门宽度对在建基坑地表沉降的影响规律, 按照不同的活动门位置深度与宽度比 ( $H/B=8, 4, 2.67$ ), 取模型侧限宽度  $w$  与活动门距离  $s$  相同的试验组, 将 W2、W5、W7 ( $w=600 \text{ mm}$ ,  $s=150 \text{ mm}$ ) 和 W10、W12、W13 ( $w=450 \text{ mm}$ ,  $s=75 \text{ mm}$ ) 各分为一组。活动门下沉 40 mm 后, 再平移挡墙至  $0.4\%H$  时, 各组试验的表面沉降曲线如图 12 所示。

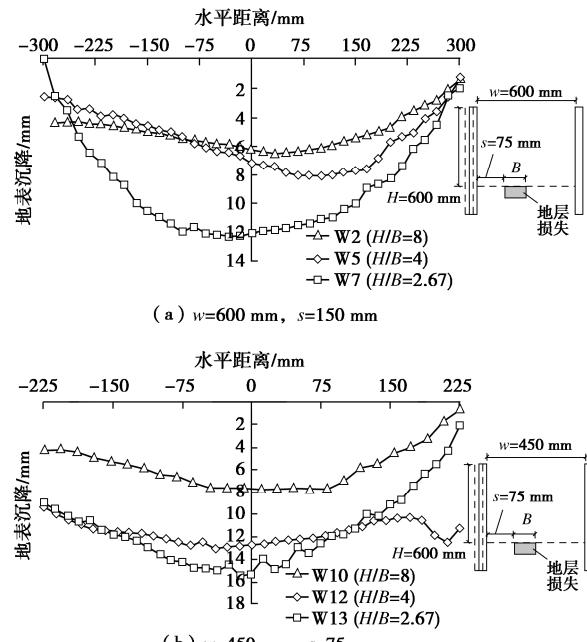


图 12 不同塌陷位置深度与宽度比表面沉降曲线

Fig. 12 Curves of surface settlement under different ratios of trapdoor depth to width

从图 12 可以得出, 在地层损失扰动和基坑开挖的叠加影响下, 活动门位置深度与活动门宽度比越小, 曲线曲率越大, 地表沉降最大值越大, 开挖宽度  $B=225 \text{ mm}$  相比  $B=75 \text{ mm}$  地表沉降最大值增大近 1 倍。

### (3) 活动门距离对表面沉降曲线的影响

为了探讨塌陷距离对在建基坑地表沉降的影响规律, 按照不同的活动门位置深度与活动门距离比 ( $H/s=2.67, 4, 8$ ), 取侧限宽度  $w$  与塌陷宽度  $B$  相同的试验组, 将 T1、T2、T3 ( $w=600 \text{ mm}$ ,  $B=75 \text{ mm}$ ) 和 T4、T5、T6 ( $w=600 \text{ mm}$ ,  $B=150 \text{ mm}$ ) 各分为一组, 先让活动门下沉 40 mm, 之后平移挡墙至  $0.4\%H$ , 各组表面沉降曲线如图 13 所示。

从图 13 中可得, 在地层损失和基坑开挖叠加影响下, 活动门位置深度与活动门距离比越大, 地表沉降最大值越大, 活动门距离  $s=75 \text{ mm}$  相比  $s=225 \text{ mm}$  地表沉降最大值增加 1 倍左右, 曲率变化不大。

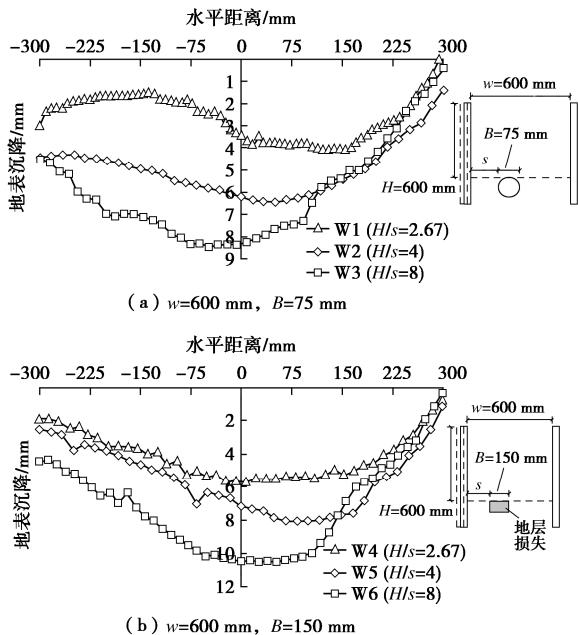


图 13 不同活动门位置深度与活动门距离比表面沉降曲线

Fig. 13 Curves of surface settlement under different ratios of trapdoor depth to distance

## (4) 侧限宽度对表面沉降曲线的影响

为了探讨侧限宽度对地表沉降的影响规律, 按照不同的活动门位置深度与侧限宽度比( $H/w=1, 1.3, 2$ ), 取活动门距离 $s$ 与活动门宽度 $B$ 相同的试验组, 将T3、T10、T14( $s=75 \text{ mm}$ ,  $B=75 \text{ mm}$ )和T6、T12、T15( $s=75 \text{ mm}$ ,  $B=150 \text{ mm}$ )各分为一组, 先让活动门下沉40 mm, 之后平移挡墙至 $0.4\%H$ , 各组表面沉降曲线如图14所示。

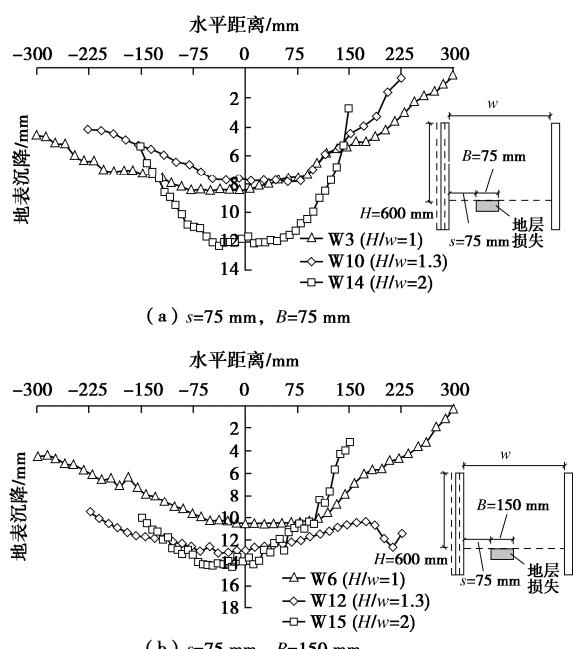


图 14 不同活动门位置深度与侧限宽度比表面沉降曲线

Fig. 14 Surface settlement curves under different ratios of trapdoor depth to side limit width

由图14可以看出, 在地层损失和基坑开挖叠加影响下, 活动门位置深度与侧限宽度比越大, 地表沉降最大值越大, 侧限宽度 $w=300 \text{ mm}$ 相比 $w=600 \text{ mm}$ 地表沉降曲线最大值增加37.8%, 曲线曲率越大。

## 3 结 论

通过二维模型试验, 对邻近地下开挖引起超量地层损失后, 继续进行基坑开挖, 两者叠加影响下的挡土墙土压力变化和表面沉降规律进行了探讨, 得到以下结论:

(1) 开挖引起地层损失前, 不同侧限宽度 $w$ 下, 已建基坑挡墙静止土压力随埋深基本呈线性分布, 埋深较大时出现非线性, 大小介于Jaky公式和Janssen公式计算值之间, 邻近地层损失会使挡墙土压力上部土压力增加, 平均增加率27%, 其下部土压力减小, 平均减小13.5%。

(2) 对于试验采用的钢棒相似土, 邻近地下开挖引起地层损失后, 挡墙平移至达到主动极限状态所需的位移量约为 $0.4\%H$ 。主动土压力呈非线性分布, 实测主动土压力与库仑主动土压力吻合度最好, 挡墙底部土压力未出现明显减小的情况。

(3) 活动门宽度的增加会使挡墙上部土压力减小, 下部土压力增加, 对土压力分布的影响较小, 但是会使挡墙平移叠加影响下的地表沉降曲线曲率与沉降最大值增加。开挖宽度 $B=225 \text{ mm}$ 相比 $B=75 \text{ mm}$ 地表沉降最大值增大近1倍。

(4) 活动门距挡墙距离越小, 地层损失引起的挡墙土压力越大, 土压力分布影响较小, 地表沉降最大值增大。活动门距离 $s=75 \text{ mm}$ 相比 $s=225 \text{ mm}$ 地表沉降最大值增加1倍左右, 曲率变化不大。

(5) 侧限宽度越小, 地层损失引起的挡墙土压力越小, 地表沉降曲率与最大值增加。侧限宽度 $w=300 \text{ mm}$ 相比 $w=600 \text{ mm}$ 地表沉降曲线最大值增加37.8%。

试验成果是采用无黏聚力的椭圆钢棒相似土作为填料的条件下获得的, 其结果与砂土地层的工程特性与影响规律类似。研究成果可以为邻近地层发生地层损失后, 在扰动地层中进行地下挡土结构物施工的参考。由于对隧道开挖地层损失以及挡土支护结构位移的简化, 相关研究结果有待实际工程实测以及更为精细化的模型试验的修正。

## 参考文献:

- [1] 那晓云, 于军, 王宝军. 地基附加应力分布对城市路面塌陷的影响[J]. 公路, 2019, 64(2): 8-12. (NA Xiao-yun, YU Jun, WANG Bao-jun. Influence of additional stress

- distribution of foundation on urban road surface collapse[J]. Highway, 2019, **64**(2): 8 - 12. (in Chinese) )
- [2] 宋二祥, 徐 明, 吴志轩, 等. 某盾构施工岩溶场地地面塌陷机理和数值分析[J]. 地下空间与工程学报, 2019, **15**(6): 1874 - 1880. (SONG Er-xiang, XU Ming, WU Zhi-xuan, et al. Mechanism analysis and numerical simulation of ground collapse in a karst site under shield tunneling construction[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2019, **15**(6): 1874 - 1880. (in Chinese) )
- [3] 张成平, 张顶立, 王梦恕, 等. 城市隧道施工诱发的地面塌陷灾变机制及其控制[J]. 岩土力学, 2010, **31**(增刊 1): 303 - 309. (ZHANG Cheng-ping, ZHANG Ding-li, WANG Meng-shu, et al. Catastrophe mechanism and control technology of ground collapse induced by urban tunneling[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(S1): 303 - 309. (in Chinese) )
- [4] 殷跃平, 张作辰, 张开军. 中国地面沉降现状及防治对策研究[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2005(2): 1 - 8. (YING Yue-ping, ZHANG Zuo-chen, ZHANG Kai-jun. Land subsidence and countermeasures for its prevention in China[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2005(2): 1 - 8. (in Chinese) )
- [5] PECK R B. Deep excavations and tunneling in soft ground[C]// Proceedings of the 7th International Conference of Soil Mechanics & Foundation Engineering, State of the Art Volume. Balkema A A, 1969, Mexico: 225 - 290.
- [6] BRYSON L S. Performance of a Stiff Excavation Support System in Soft Clay and the Response of An Adjacent Building[D]. Illinois: Northwestern University, 2002.
- [7] JENCK O, DIAS D. 3D-finite difference analysis of the interaction between concrete building and shallow tunneling[J]. Géotechnique, 2004, **54**(8): 519 - 528.
- [8] 徐中华, 宗露丹, 沈 健, 等. 邻近地铁隧道的软土深基坑变形实测分析[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(增刊 1): 41 - 44. (XU Zhong-hua, ZONG Lu-dan, SHEN Jian, et al. Deformation of a deep excavation adjacent to metro tunnels in soft soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(S1): 41 - 44. (in Chinese) )
- [9] 张治国, 黄茂松, 王卫东. 隧道开挖对层状地基中邻近管道影响的DCBEM-FEM耦合方法[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(10): 1554 - 1561. (ZHANG Zhi-guo, HUANG Mao-song, WANG Wei-dong. DCBEM-FEM coupling method for response analysis of adjacent pipelines due to tunneling[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(10): 1554 - 1561. (in Chinese) )
- [10] 施成华, 彭立敏, 刘宝琛. 浅埋隧道开挖对地表建筑物的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(19): 3310 - 3316. (SHI Cheng-hua, PENG Li-min, LIU Bao-chen. Influence of shallow tunnel excavation on ground surface buildings[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(19): 3310 - 3316. (in Chinese) )
- [11] 芮 瑞, 何 清, 陈 成, 等. 盾构穿越临近地下挡土结构土压力及沉降影响模型试验[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(5): 864 - 872. (RUI Rui, HE Qing, CHEN Cheng, et al. Model tests on earth pressure and settlement of shield tunnel crossing adjacent underground retaining structures[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(5): 864 - 872. (in Chinese) )
- [12] 芮 瑞, 叶雨秋, 陈 成, 等. 考虑墙壁摩擦影响的挡土墙主动土压力非线性分布研究[J]. 岩土力学, 2019, **40**(5): 1797 - 1804. (RUI Rui, YE Yu-qiu, CHEN Cheng, et al. Nonlinear distribution of active earth pressure on retaining wall considering wall-soil friction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(5): 1797 - 1804. (in Chinese) )
- [13] WHITE D J, TAKE W A, BOLTON M D. Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry[J]. Géotechnique, 2003, **53**(7): 619 - 631.
- [14] RUI R, ZHAI Y X, HAN J, et al. Deformations in trapdoor tests and piled embankments[J]. Geosynthetics International, 2020, **27**(2): 219 - 235.
- [15] JAKY J. The coefficient of earth pressure at rest[J]. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 1944, **78**(22): 355 - 358.
- [16] JENSSEN H A. Versuche über getreide druck in silozellen[J]. Verein Deutscher Ingenieure, 1895, **39**: 1045 - 1049.
- [17] HANDY L R. The arch in soil arching[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, **111**(3): 302 - 318.
- [18] HARROP-WILLIAMS K O. Geostatic wall pressures[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1989, **115**(9): 1321 - 1325.
- [19] PAIK K H, SALGADO R. Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects[J]. Géotechnique, 2003, **53**(7): 643 - 654.

DOI: 10.11779/CJGE202104007

# 地震下大断面盾构隧道接缝力学及防水性能研究

张稳军<sup>1, 2</sup>, 曹文振<sup>1, 2</sup>

(1. 天津大学建筑工程学院, 天津 300354; 2. 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 300354)

**摘要:** 为研究大断面盾构隧道在地震条件下接缝力学及防水性能, 利用 ABAQUS 分别建立了地层-结构三维有限元模型及密封垫二维有限元实体模型, 研究了在不同地震强度下管片接缝的力学性能及错台量与张开量, 基于不同位置接缝变形结果讨论了隧道防水性能退化情况。结果表明: ①中震与大震下左侧拱腰下侧接缝处的最大主拉应力已超过混凝土最大抗拉强度, 混凝土出现一定损伤; ②不同地震强度下纵缝错台量分布规律及大小基本相同, 呈“眼镜”状分布, 拱顶与拱底错台量相对较小, 拱腰与拱脚处错台量较大; ③拱顶右侧接缝防水能力保持最好, 可达 2.77 MPa, 相比正常情况仅削弱 16%, 环内拱腰附近接缝防水能力削弱严重, 防水性能削弱达到 40%。

**关键词:** 盾构隧道; 地震作用; 力学性能; 防水性能; 管片接缝

中图分类号: TU435 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)04-0653-08

作者简介: 张稳军(1975—), 男, 副教授, 博士生导师, 从事隧道与地下工程施工与设计研究。E-mail: wjzhang@tju.edu.cn。

## Mechanical and waterproof performances of joints of shield tunnels with large cross-section under earthquakes

ZHANG Wen-jun<sup>1, 2</sup>, CAO Wen-zhen<sup>1, 2</sup>

(1. Department of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300354, China; 2. Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety of Ministry of Education, Tianjin University, Tianjin 300354, China)

**Abstract:** In order to study the mechanical and waterproof performances of joints of large-section shield tunnels under seismic conditions, ABAQUS is used to establish a 3D stratum-structure finite element model and a 2D sealing gasket finite element solid model. The mechanical properties, offset, and openings are studied for the segmental joints. Based on the deformation results of the joints at different positions, the deterioration of the waterproof performance of the tunnel is discussed. The results show that: (1) The maximum principal tensile stress of the joints at the lower part of the arch waist under moderate and large earthquakes exceeds the maximum tensile strength of concrete, leading to damage on the concrete. (2) The size of longitudinal joints keeps basically the same under different earthquakes, and their distribution is like a “glass” shape. The amount of misalignment between the arch top and the arch bottom is relatively small, while the amount of misalignment at the arch waist and arch feet is relatively large. (3) The joints at the right side of the dome have the best waterproof capacity of 2.77 MPa, which is only 16% weaker than that under the normal situation. The waterproof performance is severely weakened by 40% at the joints near the arch waist.

**Key words:** shield tunnel; seismic action; mechanical property; waterproof performance; segment joint

## 0 引言

中国是地震频发地区, 尤其在汶川地震发生后, 大量的地下结构遭到严重破坏, 给人民的生命财产安全带来巨大威胁。近年来, 高烈度地区所建盾构隧道数量不断增多, 这对隧道的抗震性能提出了更高要求。因此, 研究地震作用下盾构隧道的响应特征是十分必要的。

刘晶波等<sup>[1]</sup>为研究地铁盾构隧道的地震反应, 采用复反应分析法研究了并行隧道间距离、衬砌厚度、材料性质等因素对地震反应的影响。Mizuno 等<sup>[2]</sup>考虑接

缝剪应力的传递作用以及弯曲刚度折减, 并结合振动台试验研究了盾构隧道横向地震响应及其动力特性。潘佳春<sup>[3]</sup>采用 ANSYS 数值分析软件, 通过建立相关计算模型, 针对盾构隧道的地震响应、双线隧道在受洞间距影响时的响应变化情况和相关减震措施的减震优劣性等问题进行了分析研究。朱彤等<sup>[4]</sup>建立了一种精细化装配式管片结构计算模型, 采用弹塑性有限元动力时程分析, 分析了盾构隧道在可液化场地中的地

基金项目: 国家自然科学基金项目(51978460, 51778412)

收稿日期: 2020-08-14

震响应特征及规律。郭凯<sup>[5]</sup>采用有限元分析软件建立了等刚度圆环模型和考虑接头效应的模型,对比分析了不同模型间内力分布规律与数值大小的异同。张稳军等<sup>[6]</sup>通过建立大尺寸复杂地层地震动模型,分析了各地层加速度放大倍数和不同区间段风险,并划分了地震破坏灾区。禹海涛等<sup>[7]</sup>提出了一种用于模拟盾构隧道纵向地震响应的宏-细观多尺度分析方法,并成功将该方法应用于世界首个特高压 GIL 电力盾构隧道。为研究盾构隧道的地震响应,前人依靠数值模拟和震动台试验进行了广泛研究并取得极为丰硕的成果,各种理论也逐渐成熟。但在地震响应的相关数值模拟中对管片接缝常采用等效刚度处理,关于地震后大断面盾构隧道接缝力学性能研究极少,而接缝作为盾构隧道衬砌结构薄弱点,其在地震条件下的力学性能对整体结构的安全而言非常重要。

管片接缝处是盾构隧道发生地下水渗漏的主要途径,因而接缝防水是盾构管片设计与研究的重点<sup>[8]</sup>。金跃郎等<sup>[9]</sup>为解决某工程超高水压盾构隧道接缝防水设计这一关键问题,利用数值分析设计并筛选得到内外双道密封垫断面型式,并结合试验研究了该接缝防水性能。张稳军等<sup>[10]</sup>研究了复合型密封垫不同错台量对管片防水能力的影响,并预测了在不同错台量下复合型密封垫长期防水性能。Ding 等<sup>[11]</sup>为研究管片接缝张开量和错台量对结构防水性能影响,利用研制的新型三向加载防水性能试验系统进行试验研究。Gong 等<sup>[12]</sup>提出一种基于试验和计算联合的防水设计框架,并将该设计程序实际运用至国内某水下盾构隧道。李拼等<sup>[13]</sup>分析了典型错台及张开工况下管片接缝防水性能,揭示大张开量条件下管片接缝密封垫错台及张开时的变形与接触应力分布特性。杨贵生等<sup>[8]</sup>提出了一种密封垫断面形式和不同密封槽尺寸对应的密封垫修改方法,通过数值计算分析了密封槽尺寸对密封垫防水性能的影响规律。Li 等<sup>[14]</sup>以南京地铁 10 号线盾构隧道密封垫设计为研究对象,研究了双道密封垫的防水性能。地震发生后盾构隧道常出现较大的错台量与张开量,这对管片接缝防水性能造成较大削弱,但关于地震作用如何影响管片接缝防水性能的相关研究较少。因而研究大断面盾构隧道在地震下接缝力学及防水性能具有重要现实意义,可为管片抗震设计和灾害预测提供参考意见。

为研究大断面盾构隧道在地震条件下接缝力学及防水性能,利用 ABAQUS 分别建立地层-结构三维有限元模型及密封垫二维有限元实体模型,研究在不同地震强度下管片接缝的力学性能及接缝错台量与张开量,并基于不同位置接缝变形结果讨论隧道防水性能退化情况。

## 1 工程概况及地震波选取

某大断面盾构隧道管片衬砌外径为 15 m, 管片厚度为 0.65 m, 环宽 2 m, 衬砌混凝土等级为 C60, 环间以 48 根 8.8 级 M39 纵向螺栓相连, 环内管片间以 2 根 8.8 级 M39 环向螺栓紧密相连。所研究区间地层土质情况及材料的物理力学参数如表 1 所示。

表 1 材料参数

Table 1 Material parameters

材料	动剪切模量 /MPa	弹性模量 /MPa	泊松比	密度 /(g·cm <sup>-3</sup> )
粉质黏土	42	126	0.49	1.97
混凝土	—	36000	0.2	2.6
螺栓	—	210000	0.3	7.8

选择地震安评报告中所提供的 3 种地震波进行时程响应分析,3 种地震波分别为:50 a 超越概率为 63%,即小震(峰值加速度为 0.21 m/s<sup>2</sup>);50 a 超越概率为 10%,即中震(峰值加速度为 0.60 m/s<sup>2</sup>);50 a 超越概率为 2%,即大震(峰值加速度为 1.2 m/s<sup>2</sup>)。3 种地震波的基岩加速度时程曲线如图 1 所示。

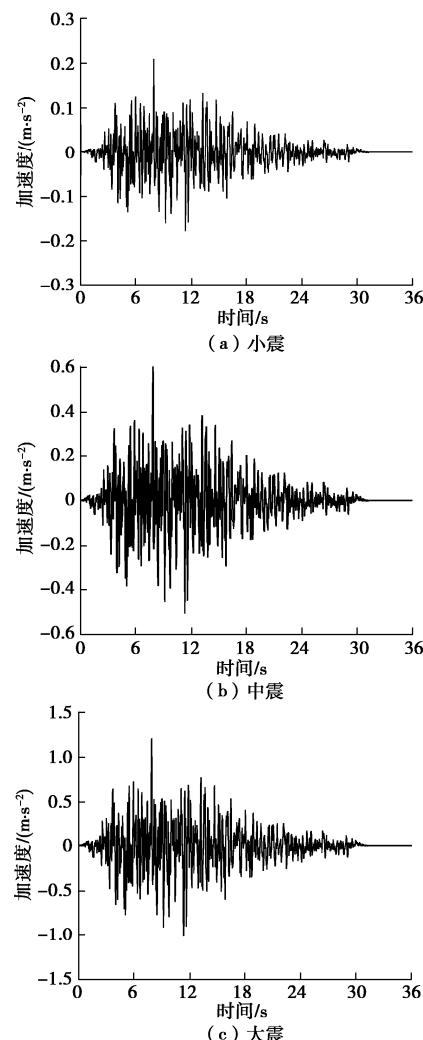


图 1 加速度时程曲线

Fig. 1 Time-history curve of acceleration

## 2 地震作用下管片接缝力学性能分析

### 2.1 三维地层-结构模型

依托大型通用有限元软件 ABAQUS 建立了地层和盾构隧道结构的三维精细化模型(如图 2 所示)。地层模型尺寸为 146 m(长)×88 m(高)×80 m(宽), 其中长为 Z 方向, 高为 Y 方向, 宽为 X 方向。隧道埋深 23 m, 隧道外径为 15 m, 管片厚度为 0.65 m, 环宽 2 m。隧道管片环布置如图 3 所示。

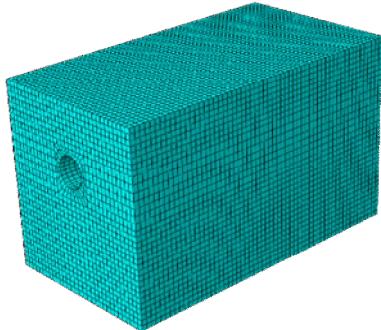


图 2 地层-结构模型

Fig. 2 Stratum-structure model

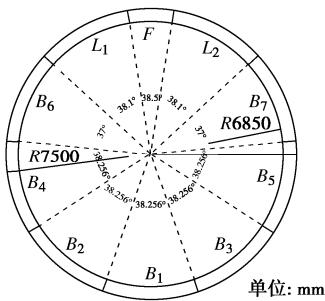


图 3 隧道管片环布置图

Fig. 3 Layout of segment rings of tunnel

为研究管片接缝处力学性能及变形特性, 在简化计算的同时并尽可能保证计算精度, 对隧道结构中间三环衬砌环建立精细化模型(如图 4 所示)。模型考虑了螺栓的存在, 采用梁单元进行模拟。两侧其余衬砌环采用纵向等效刚度<sup>[15]</sup>进行简化处理, 由于在纵向地震激励下隧道发生的变形以弯曲为主, 故本文主要基于纵向抗弯刚度有效率对衬砌环材料进行折减, 其中纵向抗弯刚度有效率为等效抗弯刚度/正常抗弯刚度, 经计算可得到纵向抗弯刚度有效率为 0.082, 即等效抗弯刚度为  $2.952 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ 。隧道整体结构如图 5 所示。

### 2.2 本构关系与接触关系

螺栓采用梁单元进行模拟, 材料本构模型采用双折线塑性强化模型, 其塑性加强段弹性模量取为弹性阶段的 1/100。

管片混凝土强度等级为 C60, 为反映混凝土的非线性变化规律, 混凝土材料本构模型选用 ABAQUS

内置的 Drucker-Prager 塑性模型, 剪胀角取为 30°, 内摩擦角取为 54°, 混凝土材料在压缩条件下的应力-应变曲线依据《混凝土结构设计规范》(GB50010—2010)<sup>[16]</sup>确定。

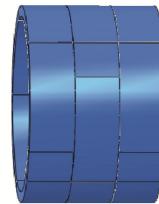


图 4 衬砌环精细化模型

Fig. 4 Refined model of lining ring



图 5 隧道整体结构

Fig. 5 Overall structure of tunnel

模型中共存在 3 种接触关系, 其中管片与管片之间、地层与管片之间的接触均设为硬接触, 且允许发生接触后分离; 管片与螺栓之间采用嵌入式接触, 即将螺栓嵌入实体管片中。

### 2.3 边界条件和地震动输入

为有效模拟半无限空间介质的辐射阻尼效应, 同时还能较好的模拟半无限地基的弹性恢复性能, 本文采用在实际工程中广泛应用的黏弹性人工边界, 通过在边界上设置连续分布的弹簧阻尼系统实现人工边界的施加。在 ABAQUS 内以 interaction 中的 spring 和 connect points to ground 分别模拟弹簧和阻尼。弹簧与阻尼力学参数计算公式为<sup>[17]</sup>

$$K_{BT} = \alpha_{BT} \frac{G}{R}, C_{BT} = \rho C_s \quad , \quad (1)$$

$$K_{BN} = \alpha_{BN} \frac{G}{R}, C_{BN} = \rho C_p \quad . \quad (2)$$

式中  $K_{BT}$ ,  $K_{BN}$  分别为切向弹簧和法向弹簧的刚度系数;  $C_{BT}$ ,  $C_{BN}$  分别为切向阻尼器和法向阻尼器的阻尼系数;  $\alpha_{BN}$  为法向弹簧刚度的修正系数,  $\alpha_{BT}$  为切向弹簧刚度的修正系数;  $G$  为介质的剪切模量,  $\rho$  为介质的密度;  $R$  为波源至边界结点的距离;  $C_s$ ,  $C_p$  分别为介质剪切波速和纵波波速, 计算方法可参考文献[17]。

本文采用基岩输入实现地震动输入, 即在整体模型底部施加安评报告中所提供的基岩地震加速度时程曲线(如图 1 所示), 沿隧道纵向输入地震波。

### 2.4 网格划分与计算工况

整体模型网格划分如图 2 所示, 隧道结构网格划分如图 6 所示。

### 2.5 接缝应力分析

图 7 为不同地震强度作用下的最大弯矩时刻接缝

处最大主应力分布云图, 拉应力为正值, 压应力为负值。由图可知, 在不同地震强度下接缝最大主应力分布规律基本一致, 主要以受拉为主, 受压区域较小; 最大主压应力最大值出现在环缝与纵缝交界处, 但值较小, 最大值出现在小震作用下, 仅为 1.327 MPa, 不会对管片造成损伤; 接缝内最大主拉应力最大值出现在左侧拱腰下侧接缝附近, 小、中、大震下最大主拉应力最大值分别为 2.0, 2.66, 2.826 MPa, 中震与大震下拱腰下侧接缝处的最大主拉应力已超过混凝土最大抗拉强度, 此时混凝土已发生一定程度损伤, 在一定程度上削弱了接缝震后的防水能力。



图 6 隧道结构网格划分

Fig. 6 Grid division of tunnel structure

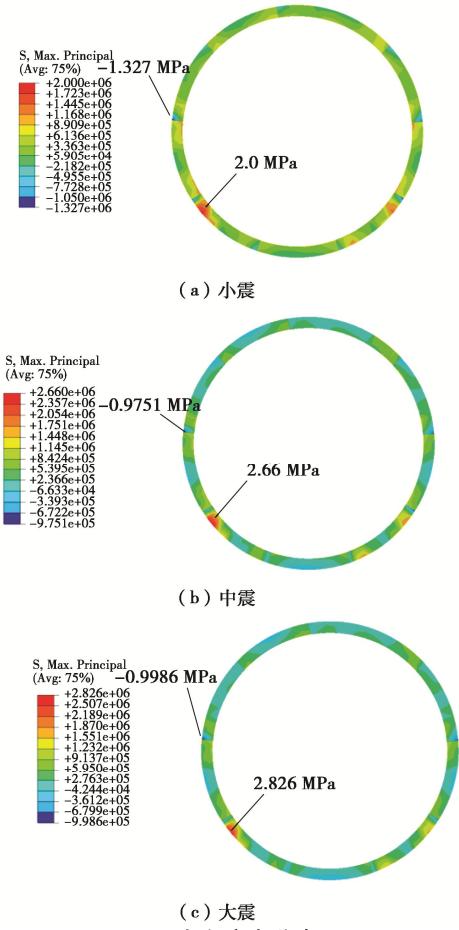


图 7 最大主应力分布云图

Fig. 7 Cloud diagram of distribution of maximum principal stress

在 ABAQUS 中, 以  $X$  轴作为 1 轴,  $Y$  轴作为 2 轴, 故下文中  $S_{11}$  即为  $X$  轴向应力,  $S_{22}$  即为  $Y$  轴向应力。图 8 为接缝处  $S_{11}$  应力分布云图, 图 9 为接缝

处  $S_{22}$  应力分布云图。由图可知, 不同地震强度不会改变接缝处的  $S_{11}$  应力和  $S_{22}$  应力分布规律; 由图 8 可知, 接缝处  $X$  轴向应力以受压为主, 且在不同地震强度下  $X$  轴向最大应力值基本相同;  $X$  轴向最大压应力可达 13.5 MPa 左右, 出现在拱脚纵缝附近,  $X$  轴向最大拉应力为 1.55 MPa 左右, 出现在拱腰纵缝附近。由图 9 可知, 接缝  $Y$  轴向应力以受压为主,  $Y$  轴向拉应力仅出现在拱顶和拱底处; 拱腰接缝外侧的  $Y$  轴向压应力最大, 约为 14.5 MPa, 接缝内侧压应力仅为 1 MPa 左右, 因而拱腰接缝处张开量会大于其余位置。

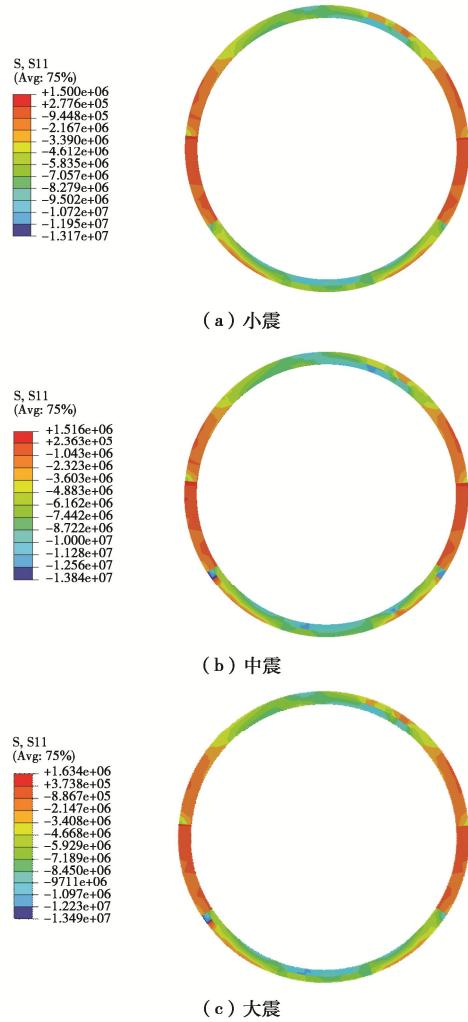


图 8  $S_{11}$  应力分布云图

Fig. 8 Cloud diagram of  $S_{11}$  stress distribution

## 2.6 接缝变形分析

接缝作为盾构隧道衬砌结构的薄弱点, 在地震作用后常会出现变形, 这对衬砌结构的力学及防水性能具有重要影响, 因而研究地震作用下的接缝变形具有十分重要意义。为研究地震作用下的接缝变形, 提取了地震结束后接缝的张开量与错台量。可以发现, 纵向地震激励作用下环缝张开量与错台量极小, 错台量最高仅为 2 mm, 基本无张开, 相对纵缝错台量而言较小, 故本文主要研究纵缝错台与张开变形。图 10 为不

同地震强度下纵缝错台量玫瑰图, 纵缝张开量较小, 最大仅为拱腰上侧纵缝部位存在的 2.2 mm 张开量, 其余部位张开量可忽略, 这与 2.5 中的分析结论吻合。

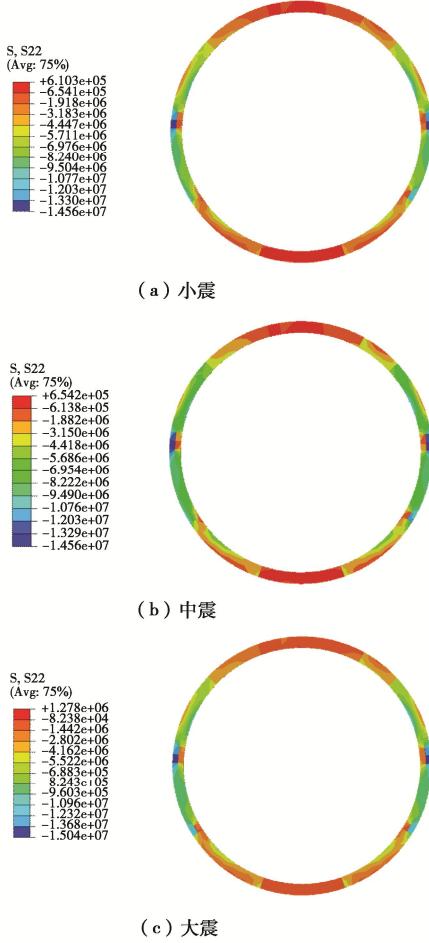
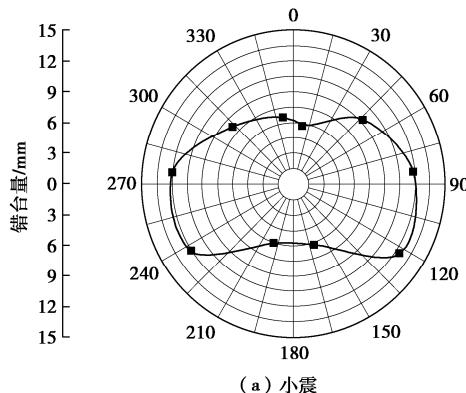


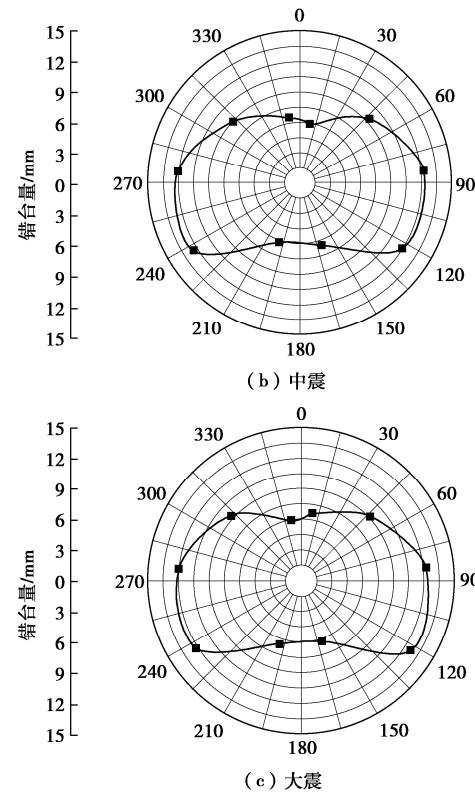
图 9 S22 应力分布云图

Fig. 9 Cloud diagram of S22 stress distribution

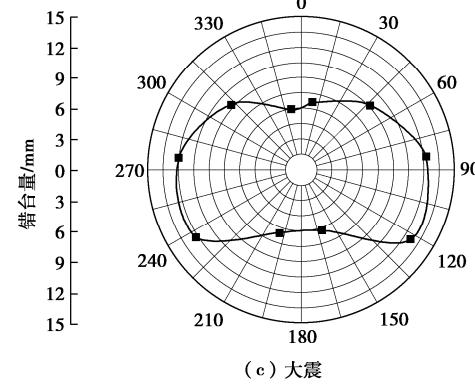
由图 10 可知, 不同地震强度下纵缝错台量分布规律及大小基本相同, 呈“眼镜”状分布, 拱顶与拱底错台量相对较小, 约为 6 mm; 拱腰与拱脚处错台量较大, 可达 12 mm 左右, 且由 2.5 分析可知, 拱腰下侧纵缝附近管片受损严重, 故拱腰下侧纵缝防水性能在大错台与管片损伤的同时作用下削弱严重; 拱腰上侧接缝除了存在较大错台量外, 还存在 2 mm 张开量, 对接缝防水性能削弱也较严重。



(a) 小震



(b) 中震



(c) 大震

图 10 纵缝错台量玫瑰图

Fig. 10 Rose chart of longitudinal seam stagger amount

### 3 地震作用下管片接缝防水性能分析

盾构隧道在发生地震后, 常会在管片接缝处出现严重渗漏水现象, 导致隧道被水淹没, 严重影响隧道结构安全和运营安全, 因此研究地震作用下管片接缝防水性能变化对提高结构安全性具有重要意义, 管片接缝防水性能改变主要原因是接缝的错台与张开, 因为本文依据 2.6 节中所得接缝变形数据对接缝防水性能展开研究, 由 2.6 节结果可知, 纵向地震激励作用下环缝张开量与错台量极小, 相对纵缝而言可忽略不计, 故本节仅对纵缝防水性能进行相应研究。

为实现研究目的, 利用 ABAQUS 建立了密封垫二维有限元实体模型。为解决密封垫在压缩模拟中出现严重的网格畸变问题, 采用了网格间求解变化技术<sup>[18]</sup>。

#### 3.1 网格划分与接触关系

依据本工程中密封垫与密封槽截面尺寸图(如图 11 所示), 建立了密封垫二维有限元实体模型, 如图 12 所示。其中密封垫模型采用线性平面应变划分网格, 管片密封槽以二维解析刚体实现模拟。

密封垫与密封垫、密封垫与密封槽接触关系设为表面与表面接触, 密封垫开孔部分接触关系设为自接触。接触属性中切向行为采用罚函数摩擦, 摩擦系数取 0.5, 法向行为设为硬接触, 允许接触后分离。其中接触参数根据参考文献[8]进行取值。

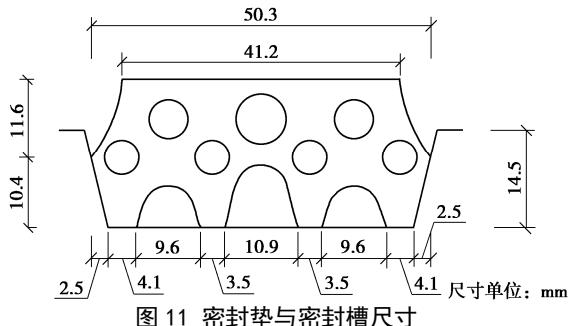


图 11 密封垫与密封槽尺寸

Fig. 11 Dimensions of gasket-seal groove

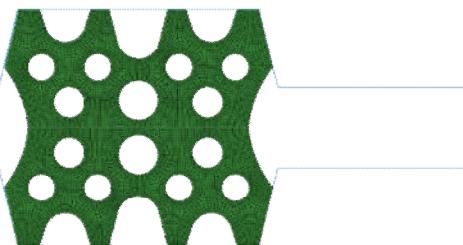


图 12 密封垫-密封槽二维实体模型

Fig. 12 Two-dimensional solid model for gasket-seal groove

### 3.2 材料本构与边界条件

本工程密封垫材料为三元乙丙橡胶材料, 为超弹体材料, 超弹体材料应力应变的非线性主要利用应变能函数定义, 本模型采用工程中常用的 Mooney-Rivlin 二参数模型<sup>[19]</sup>, 应变能函数表达式为

$$U = C_{10}(I_1 - 3) + C_{01}(I_2 - 3) \quad (3)$$

式中  $U$  为应变势能;  $I_1$ ,  $I_2$  为应变不变量;  $C_{10}$ ,  $C_{01}$  为材料参数。

经最小二乘法计算,  $C_{10}$  取 0.59238,  $C_{01}$  取 0.14809。密封垫橡胶硬度设为邵氏硬度  $H_A = 67$ 。

为使管片完全对称受压, 下侧管片约束  $X$ ,  $Y$  方向自由度, 上部管片约束  $X$  方向自由度并施加  $Y$  方向位移荷载。通过移动上部管片和密封垫来实现错台模拟。

### 3.3 计算工况

本工程在未发生地震时, 环间接缝错台量为 0 mm, 张开量为 2 mm, 为研究接缝在地震作用下防水性能, 基于 2.6 节中所得接缝变形数据设立工况。由于在不同地震强度下各处接缝变形基本相同, 且变形主要为纵缝变形, 故本文依据小震作用下环内各处纵缝变形设立 11 组工况, 各工况参数如表 2 所示。其中工况 3 与工况 12 张开量为 4.2 mm, 其余工况张开量皆为 2 mm。

### 3.4 结果分析

已有研究表明<sup>[20]</sup>, 密封垫接触面平均接触应力可作为密封垫防水性能指标。将各工况下接触面接触应力曲线积分后除以接触面长度得到平均接触应力, 将

各工况下平均接触应力进行处理, 得到图 13 和图 14, 其中未发生地震时接缝平均接触应力可达 3.28 MPa。图 13 为小震作用后环内各接缝平均接触应力; 用各位置平均接触应力/初始状态平均接触应力与 1 作差的结果来评价防水性能削弱, 图 14 为小震作用后环内接缝的防水性能削弱情况。

表 2 计算工况

Table 2 Working conditions

工况	位置(顺时针度数)	错台量/mm	工况	位置(顺时针度数)	错台量/mm
1	9.26	5.77	11	237.384	12.10
2	47.36	9.28	12	275.64	12.05
3	84.36	11.96	13	312.64	8.27
4	122.616	12.50	14	350.74	6.60
5	160.872	6.26	15	初始状态	0
6	199.128	6.14	20	—	—

由于地震作用后接缝变形各异, 因而接缝防水能力都存在不同。由图 13, 14 可知, 拱顶和拱底两侧接缝防水性能较好, 其中拱顶右侧接缝防水能力最好, 可达 2.77 MPa, 相比正常情况仅削弱了 16%; 环内拱腰附近接缝防水能力削弱严重, 接缝间平均接触应力皆小于 2.0 MPa, 防水性能削弱达到 40%, 且由 2.5 节分析结果可知, 此处管片损伤严重并存在一定的张开量, 故此处是环内接缝防水最薄弱位置, 在抗震设计中可考虑采取构造措施来加强此处防水性能, 在地震发生后应当对此处是否出现渗漏水进行重点监测。

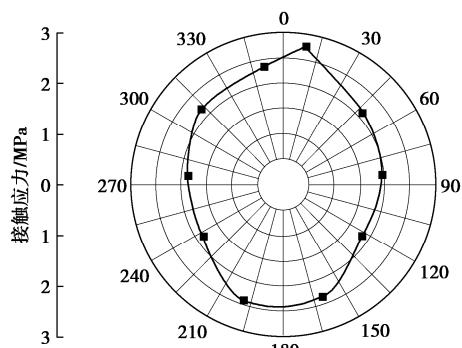


图 13 环内接缝平均接触应力

Fig. 13 Average contact stress of joints in rings

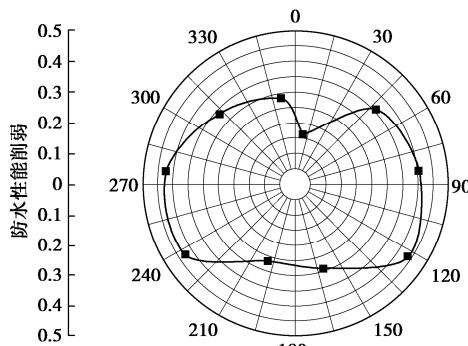


图 14 环内接缝防水性能削弱程度

Fig. 14 Degrees of weakening of waterproof performance of joints in rings

## 4 结 论

为研究大断面盾构隧道在地震条件下接缝力学及防水性能, 本文利用 ABAQUS 分别了建立地层-结构三维有限元模型及密封垫二维有限元实体模型, 研究了在不同地震强度下管片接缝的力学性能及管片接缝错台量与张开量, 基于不同位置接缝变形结果讨论了隧道防水性能退化情况。主要结论如下:

(1) 不同地震强度下接缝最大主应力分布规律基本一致, 主要以受拉为主, 最大主压应力最大值出现在拱脚左侧偏上的环缝与纵缝交界处, 接缝内最大主拉应力最大值出现在拱腰附近, 中震与大震下拱腰下部接缝处的最大主拉应力已超过混凝土最大抗拉强度, 此时混凝土已出现一定程度损伤, 在一定程度上削弱了接缝震后的防水能力。

(2) 不同地震强度下纵缝错台量分布规律及大小基本相同, 呈“眼镜”状分布, 拱顶与拱底错台量相对较小, 约为 6 mm; 拱腰与拱脚处错台量较大, 可达 12 mm 左右; 拱脚纵缝附近管片受损严重, 故拱腰下侧纵缝防水性能在大错台与管片损伤的同时作用下削弱严重; 纵向地震激励作用下环缝张开量与错台量极小。

(3) 拱顶和拱底两侧接缝防水性能较好, 其中拱顶右侧接缝防水能力最好, 可达 2.77 MPa, 相比正常情况仅削弱了 16%; 环内拱腰附近接缝防水能力削弱严重, 接缝间平均接触应力皆小于 2.0 MPa, 防水性能削弱达到 40%, 在抗震设计中可考虑采取构造措施来加强此处防水性能, 在地震发生后对此处是否出现渗漏进行重点监测。

## 参考文献:

- [1] 刘晶波, 李彬, 谷音. 地铁盾构隧道地震反应分析[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2005, 45(6): 757–760. (LIU Jing-bo, LI Bin, GU Yin. Seismic response analysis of subway shield tunnel[J]. Journal of Tsinghua University (Natural Science Edition), 2005, 45(6): 757–760. (in Chinese))
- [2] MIZUNO K, KOIZUMI A, et al. Dynamic behavior of shield tunnel in transverse direction considering effects of staggered-jointed ring[C]// Title of Host Publication Wind and Earthquake Engineering-Proceedings of the 10th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, 2010, Bangkok.
- [3] 潘佳春. 地铁盾构隧道的地震响应分析与减震隔震研究[D]. 淮南: 安徽理工大学, 2019. (PAN Jia-chun. Seismic Response Analysis and Shock Absorption and Isolation of Subway Shield Tunnel[D]. Huainan: Anhui University of Science and Technology, 2019. (in Chinese))
- [4] 朱彤, 王睿, 张建民. 盾构隧道在可液化场地中的地震响应分析[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(增刊 1): 57–60. (ZHU Tong, WANG Rui, ZHANG Jian-min. Seismic response analysis of shield tunnel in liquefiable site[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(S1): 57–60. (in Chinese))
- [5] 郭凯. 盾构隧道管片静力和动力响应特性的有限元模拟分析[D]. 大连: 大连理工大学, 2019. (GUO Kai. Finite Element Simulation Analysis of Static and Dynamic Response Characteristics of Shield Tunnel Slices[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2019. (in Chinese))
- [6] 张稳军, 焦亚磊, 张高乐. 复杂地层条件下大断面盾构隧道纵向地震响应分析[J]. 施工技术, 2019, 48(9): 48–51. (ZHANG Wen-jun, JIAO Ya-lei, ZHANG Gaul-le. Analysis of longitudinal seismic response of shield tunnel with large cross-section under complex stratum conditions[J]. Construction Technology, 2019, 48(9): 48–51. (in Chinese))
- [7] 禹海涛, 吴胤翔, 涂新斌, 等. 盾构隧道纵向地震响应的多尺度分析方法[J]. 中国公路学报, 2020, 33(1): 138–144, 152. (YU Hai-tao, WU Yin-xiang, TU Xin-bin, et al. Multi-scale analysis of longitudinal seismic response of shield tunnel[J]. Chinese Journal of Highways, 2020, 33(1): 138–144, 152. (in Chinese))
- [8] 杨贵生, 李宏亮, 丁超, 等. 地铁盾构隧道衬砌管片密封槽尺寸优化分析[J]. 土木工程学报, 2019, 52(增刊 1): 93–98, 232. (YANG Gui-sheng, LI Hong-liang, DING Chao, et al. Optimization analysis of the sealing groove size of subway shield tunnel lining[J]. Journal of Civil Engineering, 2019, 52(S1): 93–98, 232. (in Chinese))
- [9] 金跃郎, 丁文其, 肖明清, 等. 苏通 GIL 综合管廊超高水压盾构隧道接缝防水性能试验研究[J]. 隧道建设(中英文), 2020, 40(4): 538–544. (JIN Yue-lang, DING Wen-qi, XIAO Ming-qing, et al. Experimental study on waterproofing performance of shield tunnel joints with ultra-high water pressure in sutong GIL comprehensive pipe gallery[J]. Tunnel Construction (in Chinese and English), 2020, 40(4): 538–544. (in Chinese))
- [10] 张稳军, 丁超, 张成平, 等. 不同错台量对复合型密封垫影响及长期防水预测[J]. 隧道建设(中英文), 2020, 40(3): 337–345. (ZHANG Wen-jun, DING Chao, ZHANG Cheng-ping, et al. Influence of different fault sets on

- composite gasket and long-term waterproof prediction[J]. Tunnel Construction (in Chinese and English), 2020, **40**(3): 337 – 345. (in Chinese))
- [11] DING W Q, GONG C J, MOSALAM K M, et al. Development and application of the integrated sealant test apparatus for sealing gaskets in tunnel segmental joints[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2017, **63**: 54.
- [12] GONG C J, DING W Q, KHALID M, MOSALAM. Performance-based design of joint waterproofing of segmental tunnel linings using hybrid computational/experimental procedures[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2020, **96**: 103172.
- [13] 李 拼, 谢宏明, 何 川, 等. 基于有效接触应力的大张开量盾构隧道密封垫防水性能分析[J]. 隧道建设(中英文), 2019, **39**(12): 1993 – 1999. (LI Pin, XIE Hong-ming, HE Chuan, et al. Analysis of waterproof performance of large opening shield tunnel gasket based on effective contact stress[J]. Tunnel Construction (in Chinese and English), 2019, **39**(12): 1993 – 1999. (in Chinese))
- [14] LI X, ZHOU S H, DI H G, et al. Evaluation and experimental study on the sealant behaviour of double gaskets for shield tunnel lining[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, **75**: 81 – 89.
- [15] 焦亚磊. 软硬突变地层大直径盾构隧道纵向地震响应研究[D]. 天津: 天津大学, 2018. (JIAO Ya-lei. Longitudinal Seismic Response of Large-Diameter Shield Tunnels in Soft and Hard Abrupt Formations[D]. Tianjin: Tianjin University, 2018. (in Chinese))
- [16] 建筑抗震设计规范: GB50011—2010[S]. 2016. (Code for Seismic Design of Buildings: GB50011—2010[S]. 2016. (in Chinese))
- [17] 马笙杰, 迟明杰, 陈红娟, 等. 黏弹性人工边界在 ABAQUS 中的实现及地震动输入方法的比较研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2020, **39**(7): 1445 – 1457. (MA Sheng-jie, CHI Ming-jie, CHEN Hong-juan, et al. Realization of viscoelastic artificial boundary in ABAQUS and comparative study of ground motion input methods[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2020, **39**(7): 1445 – 1457. (in Chinese))
- [18] 张稳军, 李宏亮, 高文元, 等. 防控盾构隧道渗漏灾变的管片密封垫尺寸优化[J]. 施工技术, 2019, **48**(9): 43 – 47. (ZHANG Wen-jun, LI Hong-liang, GAO Wen-yuan, et al. Optimization of segment gasket size for prevention and control of shield tunnel leakage[J]. Construction Technology, 2019, **48**(9): 43 – 47. (in Chinese))
- [19] 欧阳文彪. 盾构隧道橡胶密封垫力学性能试验及数值分析[J]. 隧道建设, 2013, **33**(11): 933 – 936. (OUYANG Wen-biao. Mechanical test and numerical analysis of elastic gaskets of shield tunnels[J]. Tunnel Construction, 2013, **33**(11): 933 – 936. (in Chinese))
- [20] 赵 明, 丁文其, 彭益成, 等. 高水压盾构隧道管片接缝防水可靠性试验研究[J]. 现代隧道技术, 2013, **50**(3): 87 – 93. (ZHAO Ming, DING Wen-qi, PENG Yi-cheng, et al. Experimental study on the reliability of shield tunnel segment joints to remain watertight under high water pressure[J]. Modern Tunnelling Technology, 2013, **50**(3): 87 – 93. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202104008

# 不同含水率冻融后红砂岩剪切蠕变特性

陈国庆<sup>1</sup>, 简大华<sup>1</sup>, 陈宇航<sup>1</sup>, 万亿<sup>1</sup>, 林之恒<sup>2</sup>

(1. 成都理工大学地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室, 四川成都 610059; 2. 中铁二院工程集团有限责任公司, 四川成都 610031)

**摘要:** 针对高海拔地区岩体在冻融作用及含水状态下的劣化特征及长期稳定性, 对不同含水率红砂岩进行了冻融后核磁共振检测及剪切蠕变试验, 揭示了冻融循环及含水率变化对红砂岩细观结构及蠕变特性的影响机制, 据此构建合理的剪切蠕变模型。研究结果表明: 在冻融作用下, 饱水红砂岩呈现出由小尺寸孔隙增长向中小尺寸孔隙共同增长的趋势, 而饱和红砂岩主要以中、大孔隙增长为主。在长期荷载作用下, 随着含水率的增加, 冻融后红砂岩的蠕变量普遍增大, 而长期强度及长期折减系数显著降低, 破坏前试样更易出现加速蠕变特征, 破坏后试样宏观形态更为碎裂。根据红砂岩的冻融损伤及时效性损伤效应, 建立了红砂岩冻融剪切蠕变模型, 并对模型进行了参数优化辨识, 借此验证了模型的正确性及合理性。研究结果对于冻融岩质灾害的防控和评价具有参考价值。

**关键词:** 剪切蠕变; 含水率; 冻融; 红砂岩; 本构模型

中图分类号: TU458 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)04-0661-09

作者简介: 陈国庆(1982—), 男, 教授, 主要从事岩石力学、地质灾害防治研究工作。E-mail: chgq1982@126.com。

## Shear creep characteristics of red sandstone after freeze-thaw with different water contents

CHEN Guo-qing<sup>1</sup>, JIAN Da-hua<sup>1</sup>, CHEN Yu-hang<sup>1</sup>, WAN Yi<sup>1</sup>, LIN Zhi-heng<sup>2</sup>

(1. State Key Laboratory of Geohazard Prevention and Geoenvironment Protection, Chengdu University of Technology, Chengdu 610059,  
China; 2. China Railway Eryuan Engineering Group Co., Ltd., Chengdu 610031, China)

**Abstract:** According to the deterioration characteristics and long-term stability of rock mass in high altitude under the action of freeze-thaw and in water-saturated state, the nuclear magnetic resonance (NMR) technique is used to test the red sandstone samples subjected to freeze-thaw cycles under different water contents, and the shear creep experiments are conducted. Based on the experimental phenomena, the effects of freeze-thaw cycles and water content on the microstructure and creep characteristics of red sandstone are analyzed, and a reasonable creep model is proposed. The results show that the microstructure of wet red sandstone evolves from the main increase of small-size pore to the mutual increase of small-size pore and mesopore with the increasing freeze-thaw cycles, while the mesopore and macropore propagate mainly inside the saturated red sandstone. With the increase of water content, the creep strain of red sandstone generally increases, while the long-term strength and long-term reduction coefficient decrease significantly, the accelerated creep characteristics of red sandstone appear more easily before rock failure, and the macroscopic modes become more fragmented after rock failure. Considering the effects of freeze-thaw damage and time-dependent damage, a new shear creep model for red sandstone subjected to freeze-thaw cycles is established. The parameters of the model are identified by applying the 1stOpt mathematical analysis software, and the correctness and rationality of the model are verified. The research results have reference value for the prevention and evaluation of rock disasters in cold regions.

**Key words:** shear creep; water content; freeze-thaw; red sandstone; constitutive model

## 0 引言

高寒山区冰川、溪流和江河等地表径流发育, 表层含水岩体经受冻融作用后, 水冰相变产生冻胀力直接导致岩体内部裂隙扩展, 岩体不断劣化。在长期自身重力荷载作用下蠕变特性非常显著, 一旦达到长期抗剪强度, 极易诱发失稳破坏。因此, 对在不同含水

条件下的冻融岩石剪切蠕变特性进行深入研究, 对于寒区岩体工程建设具有重要意义。

目前, 国内外学者在岩石蠕变方面的研究做出了

基金项目: 国家自然科学基金项目(41972284, 41521002); 中铁二院工程集团有限责任公司科研项目(KYY2019066(19-20))

收稿日期: 2020-06-17

大量的探索，并获得了丰硕的研究成果。相关学者对不同含水率岩石的蠕变行为进行了研究，提出新的流变模型并验证模型的正确性<sup>[1-5]</sup>。岩石的蠕变特性受温度影响，高温下岩石的蠕变时长变短，抗变形能力下降<sup>[6]</sup>。Hou 等<sup>[7]</sup>在不同初始损伤水平砂岩多次加载蠕变试验的基础上，提出一套统一的蠕变参数来预测砂岩在不同初始损伤状态下的蠕变行为。法向荷载对岩石剪切蠕变特性有一定影响，在剪切荷载恒定条件下，岩石蠕变变形随着法向荷载的增大而减小<sup>[8-10]</sup>。杨圣奇等<sup>[11-12]</sup>通过在传统模型基础上加以改进，推导出一种非线性流变损伤模型。赵延林等<sup>[13]</sup>提出岩石黏弹塑应变分离的蠕变试验方法和数据处理技巧。相关学者对结构面剪切蠕变特性进行了研究，并建立能够合理描述结构面剪切蠕变特性的本构模型<sup>[14]</sup>。冻融作用对岩石蠕变行为具有显著影响，随着冻融循环次数增加，岩石破坏应力、蠕变时长及长期强度均有明显降低趋势<sup>[15]</sup>。

上述关于岩石蠕变的研究多数以岩石处于常温或冻融饱和状态为前提，而对于探讨岩石在不同冻融及含水状态下的剪切蠕变特性尚不多见。因此，本文通过对不同含水率红砂岩进行了冻融后核磁共振检测及剪切蠕变试验，分析了冻融作用下不同含水率红砂岩的孔隙结构演变特征及剪切蠕变特性，并考虑冻融与时效损伤效应，构建可描述冻融红砂岩剪切蠕变特性的本构模型。

## 1 试验方案设计

### 1.1 试验设备

试样选用于川藏线冻融区的红砂岩试样，严格按照《水利水电岩石试验规程》(SL264—2001)的试验要求，将岩样尺寸加工为 50 mm×50 mm×50 mm 的正方体试件，然后对加工完成的所有试件进行波速检测，剔除均质性较差试件。对筛选好的红砂岩试样进行试验，试验过程用到的仪器设备主要有：真空抽气饱和装置、全自动烘箱、全自动冻融测试仪、核磁共振分析系统以及岩石直剪流变仪。

### 1.2 试验步骤

首先，将试样放入烘箱中在 108℃条件下烘 24 h，得到干燥试样及试样的干重，再进行真空抽气饱和处理，得到饱和试样及试样的饱和含水率(3.78%)。其次，将饱和试样分 2 组放入烘箱中，每隔 1 h 对试样进行称重，直至获得饱水组试样(含水率为 1.5%与 2.4%)。因此，本次试样在红砂岩为干燥(0%)、饱水(1.5%与 2.4%)及饱和(3.78%)的条件下进行。最后，将试样放入全自动冻融测试箱中进行冻融循环，根据川藏线岩石采样区域的年温度幅值设定冻融温差

为-20℃~40℃，冻融时长以文献[16]参考，设定冻结时间为 1 小时，融化时间为 1 h，即每 2 h 为一次循环，冻融次数分别为 0, 30, 60, 90 及 120 次。通过以上步骤获得了不同含水率冻融后红砂岩试样。

为分析不同含水率红砂岩在冻融后的细观结构演变特征，通过核磁共振技术对红砂岩进行横向弛豫时间( $T_2$ )与孔隙度测试。试验采用 MacroMR12-15OH-I 核磁共振分析系统(如图 1 所示)，该仪器通过 CPMG 脉冲序列进行横向弛豫时间测试，仪器试验采用的共振频率为 12.803 MHz，主磁场强度为 0.3±0.05 T，磁体温度范围控制在 32.00±0.01℃ 之间。

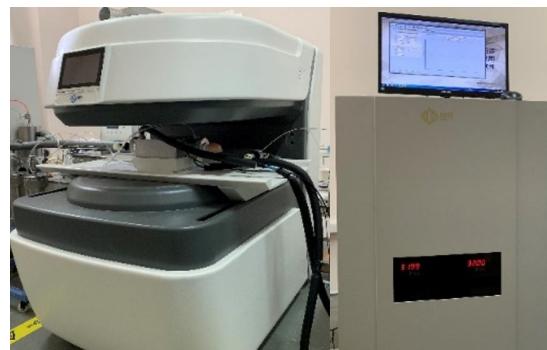


图 1 MacroMR12-15OH-I 核磁共振分析系统

Fig. 1 MacroMR12-15OH-I NMR system

将不同含水率冻融后的红砂岩放入 YZJL-300 岩石直剪流变仪(如图 2 所示)中进行剪切蠕变试验，试验采用分级加载法，设定初始正应力为 6 MPa，保持正应力不变，逐级施加剪切应力  $\Delta\tau$  为 6 MPa，每一级剪应力维持 2 d，按此加载至试样完全破坏。试验过程中连续记录应力、位移与时间数据。



图 2 YZJL-300 岩石直剪流变仪

Fig. 2 YZJL-300 rock direct shear creep apparatus

## 2 核磁共振测试结果分析

### 2.1 $T_2$ 谱分布特征

试样内部孔径的大小与横向弛豫时间( $T_2$ )的长短有关， $T_2$  越长，对应的孔径越大；孔隙数量则与  $T_2$  谱总面积有关， $T_2$  谱总面积越大，对应的孔隙数量越多。

图3给出了不同含水率红砂岩冻融后 $T_2$ 测试结果。可以看出, 红砂岩 $T_2$ 谱曲线主要呈现出3个峰值, 而峰下面积分布主要集中在横向弛豫时间0.1~10 ms之间, 反映出红砂岩试样内部主要发育有3种尺寸范围的孔隙结构, 而小尺寸孔隙分布最为广泛。由图3(a), (b)可知, 随着冻融循环次数的增加, 饱水试样的第一个谱峰和第二个谱峰都会随之增大。在任何冻融循环次数下, 饱水试样的第三谱峰均变化较小。由此可知, 冻融循环作用促进了饱水试样小尺寸孔隙的发育, 而含水率的增加有助于小尺寸孔隙扩展为相对更大的中尺寸孔隙。由图3(c)可以看出, 在30~90次冻融循环过程中, 饱和试样3个谱峰随冻融循环次数的增加产生了不同幅度的增长; 在90~120次冻融循环后, 第二与第三谱峰产生大幅度增长。表明红砂岩试样在饱和状态下, 冻融90次前主要以小、中尺寸孔隙增长为主, 而冻融90次后, 部分小尺寸孔隙逐渐扩展成为中大尺寸孔隙, 主要呈现以中大尺寸孔隙增长为主的趋势。

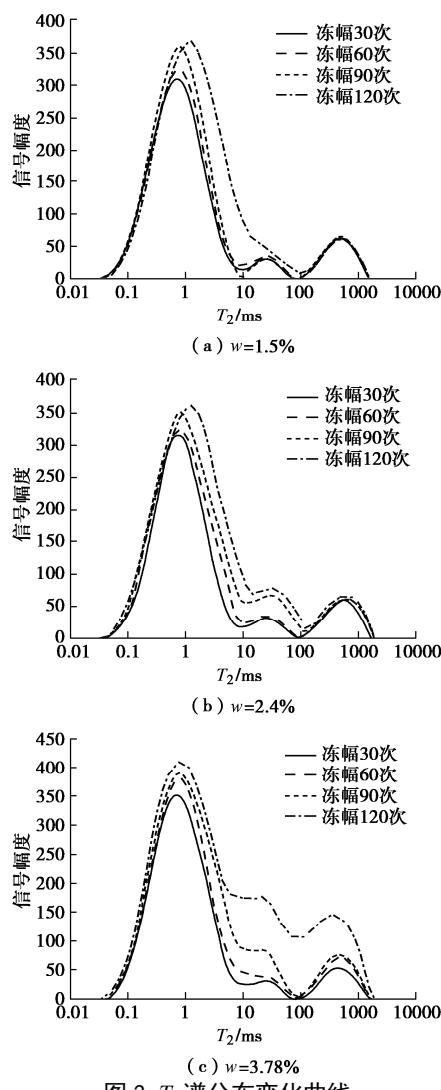
图3  $T_2$ 谱分布变化曲线

Fig. 3  $T_2$  distribution of red sandstone samples subjected to freeze-thaw cycles under different water contents

综上所示, 饱水红砂岩呈现出由小尺寸孔隙增长向中小尺寸孔隙共同增长的趋势, 而饱和红砂岩主要以中、大孔隙增长为主。

表1给出了不同含水率冻融后试样 $T_2$ 谱总面积及孔隙率的变化情况, 可以看出, 随着冻融循环次数的增加, 3种含水率下试样的 $T_2$ 谱总面积与谱面积变化率均有所增长, 但增长幅度不一, 含水率为1.5%, 2.4%及饱和试样在经历30到120次冻融循环后, 谱面积变化率分别增加了38.10%, 55.25%和85.48%。含水率越高, 冻融后红砂岩试样的孔隙率越大, 表明水分的增加加速了红砂岩内部孔隙的扩展, 增强了试样对冻融作用的敏感性。

表1 NMR试样 $T_2$ 谱总面积及孔隙率变化

Table 1 Total areas of  $T_2$  distribution and NMR porosities of red sandstone samples subjected to freeze-thaw cycles under different water contents

含水率 /%	冻融循环次 数N/次	$T_2$ 谱总 面积	谱面积变化 率/%	孔隙率 /%
1.5	30	13014	0	10.28
	60	13711	5.36	10.83
	90	14915	14.61	11.78
	120	17972	38.10	14.19
2.4	30	13189	0	10.92
	60	13965	5.88	11.87
	90	16372	24.13	13.53
	120	20476	55.25	16.14
3.78	30	14885	0	11.75
	60	16885	13.44	13.33
	90	19974	34.19	15.77
	120	27608	85.48	21.80

## 2.2 基于NMR的冻融损伤因子

对于冻融岩石的损伤破坏可认为是一个连续性不断降低的过程<sup>[17]</sup>, Kachanov通过引入无纲量变量—连续性因子 $\psi$ 来表征材料损伤劣化的渐变过程, 当 $\psi=1$ 时, 表示材料处于无损状态; 当 $0<\psi<1$ 时, 表示材料处于受损状态; 当 $\psi=0$ 时, 表示材料处于完全破坏状态。Rabotnov提出了连续性因子的相补参量—损伤度 $\omega$ ,  $\omega=1-\psi$ 。通过核磁共振技术可以获取岩样的孔隙率, 假设试验前岩样具有初始损伤, 其初始损伤度可以用初始孔隙率来描述, 并且冻融前后岩样尺寸大小未变, 即体积保持不变。

基于上述假设, 以未冻融的岩样作为初始状态, 冻融作用后的岩样作为损伤状态。冻融作用后孔隙率的增加使得岩样的损伤度增加、连续性降低, 可认为是岩样固体颗粒体积减小的原因, 则获得连续性因子 $\psi$ 的表达式为

$$\psi = V_s/V \quad , \quad (1)$$

式中,  $V$ 为岩样体积,  $V_s$ 为岩样固体颗粒体积, 二者之间的关系表示为

$$V_s = V(1-\varphi) \quad , \quad (2)$$

式中,  $\varphi$  为岩样的孔隙率。

根据应变等价原理, 受损岩石的应力 - 应变关系可用虚拟的无损状态下的应力 - 应变关系代替, 只需把其真实应力替换成有效应力。受损岩石在外荷载作用下的有效应力为  $\bar{\sigma} = \sigma / \psi$ , 其中  $\psi = 1 - \varphi$ ,  $\sigma$  为材料的真实应力, 可以得到红砂岩 NMR 孔隙率与有效应力表达式:

$$\bar{\sigma} = \sigma / (1 - \varphi) \quad (3)$$

根据式(3), 基于红砂岩核磁共振孔隙率检测结果可得出有效应力与孔隙率的关系。

根据表1给出的3种含水率(1.5%, 2.4%和3.78%)下试样的核磁共振孔隙率, 分别拟合出试样冻融循环30, 60, 90和120次后核磁共振孔隙率  $\varphi$  与冻融循环次数  $N$  之间的关系(如图4), 拟合表达式如下:

$$\begin{cases} 1.5\%: \varphi = 5.16667 \times 10^{-6} N^2 - 3.523 \times 10^{-4} N + 0.10925, \\ 2.4\%: \varphi = 8.13889 \times 10^{-6} N^2 - 5.165 \times 10^{-4} N + 0.11812, \\ 3.78\%: \varphi = 12.425 \times 10^{-6} N^2 - 7.678 \times 10^{-4} N + 0.13077. \end{cases} \quad (4)$$

根据式(4)可得出3种含水率下试样有效应力随冻融循环次数变化的关系式为

$$\begin{cases} 1.5\%: \bar{\sigma} = \sigma / (-5.16667 \times 10^{-6} N^2 + 3.523 \times 10^{-4} N + 0.89075), \\ 2.4\%: \bar{\sigma} = \sigma / (-8.13889 \times 10^{-6} N^2 + 5.165 \times 10^{-4} N + 0.88188), \\ 3.78\%: \bar{\sigma} = \sigma / (-12.425 \times 10^{-6} N^2 + 7.678 \times 10^{-4} N + 0.86922). \end{cases} \quad (5)$$

由图4可知, 不同含水率下红砂岩试样的核磁共振孔隙率与冻融循环次数具有良好的正相关性, 随着含水率的增大, 孔隙率增大明显, 反映出红砂岩试样在冻融作用下的敏感性随着含水率的增大变得更加强烈。基于损伤力学理论引入连续性因子, 推导获得的不同冻融循环条件下有效应力与冻融循环次数的关系表达式具有理论依据。

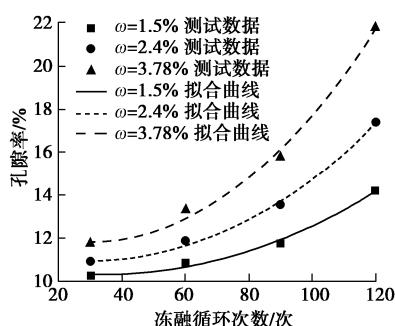


图4 冻融后红砂岩孔隙率与冻融循环次数拟合曲线

Fig. 4 Fitting curves between porosity and freeze-thaw cycles of red sandstone samples

### 3 剪切蠕变试验结果分析

#### 3.1 剪切蠕变特征

图5给出了冻融后红砂岩在干燥( $w=0\%$ )、饱水

( $w=1.5\%$ )及饱和( $w=3.78\%$ )状态下的剪切蠕变曲线, 由图可知, 同一含水率下, 随着冻融循环次数的增加, 试样能承受的剪切荷载等级逐渐降低。同样地, 当冻融循环次数相同时, 随着含水率的增加, 试样所能承受的剪应力等级逐渐降低, 而蠕变位移显著增加, 表明红砂岩剪切蠕变特性不仅与冻融次数有关, 且与含水率密切相关。

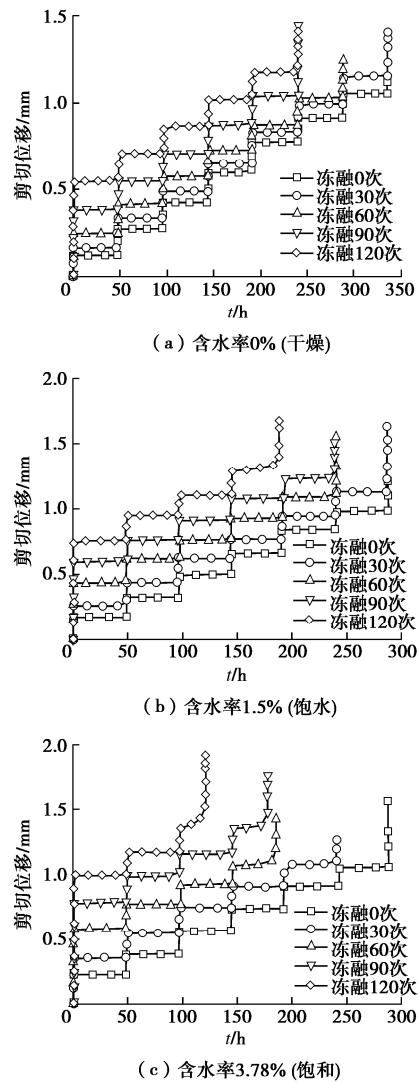


图5 不同含水率冻融后红砂岩剪切蠕变曲线

Fig. 5 Shear creep curves of red sandstone samples subjected to freeze-thaw cycles under different water contents

利用 Boltzmann 叠加原理对分级加载蠕变试验数据处理绘制出分别加载剪切蠕变曲线, 如图6所示。限于篇幅, 只列出不同含水率红砂岩冻融120次后的蠕变曲线。由图可知, 3种试样的蠕变位移在施加剪切荷载后很快就趋于平稳, 稳定蠕变为整个蠕变过程中的主要部分。

冻融后干燥试样在长期剪切荷载作用下仅表现出衰减和稳定蠕变特征, 且试样破坏发生在最后一级剪切荷载施加过程中, 表现为极短时间内位移突增。含

水率为1.5%与3.78%的试样除了表现出衰减和稳定蠕变特征外, 在破坏应力下还出现了明显的加速蠕变特性, 且在破坏应力下试样蠕变时长随着含水率的增加逐渐变短。

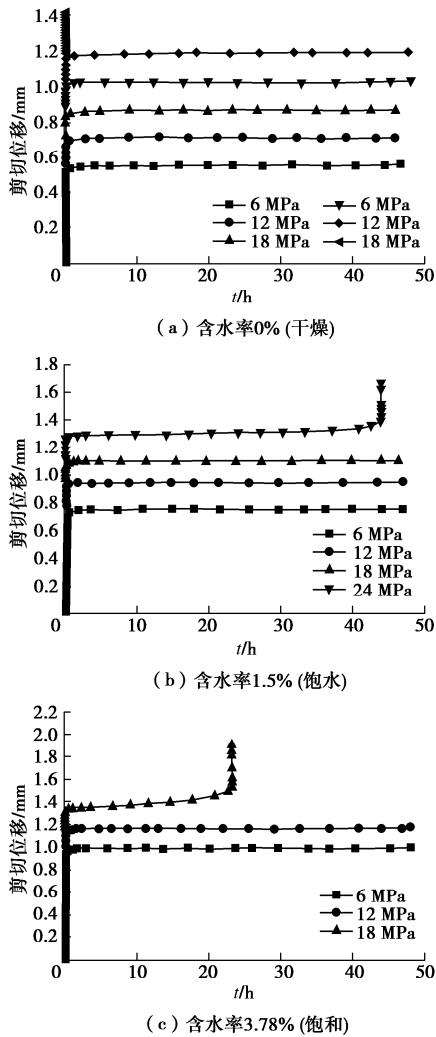


图6 不同含水率冻融后红砂岩分别加载剪切蠕变曲线

Fig. 6 Separated by loaded shear creep curves of red sandstone samples subjected to 120 freeze-thaw cycles under different water contents

以上现象分析原因如下, 干燥红砂岩冻融后受损较轻, 矿物颗粒之间胶结较为紧密, 稳态蠕变过程中, 颗粒间的能量积累到一定程度时, 瞬间就会发生整体剪切破坏, 呈现出典型的脆性破坏形式。而饱水及饱和红砂岩在冻融循环过程中, 由于水的附存促使冻胀力的产生, 削弱了矿物颗粒间的黏聚力, 加上融化后水对矿物颗粒的润滑与软化作用, 促进了颗粒间的滑移, 当稳态蠕变量达到一定阈值时, 进入加速蠕变阶段。

### 3.2 长期强度特征

根据稳定蠕变速率法<sup>[18-19]</sup>, 确定不同含水率冻融后红砂岩的长期强度, 并进一步计算红砂岩的长期折减系数, 如表2及图7所示。可以发现, 红砂岩长

期强度与冻融循环次数及含水率呈负相关; 随着含水率的增加, 红砂岩的长期折减系数有所减小, 验证了岩石内水作为冻融损伤的驱动因素深刻地影响了冻融红砂岩抵御长期荷载的能力。

对于含水率0%的试样, 其长期折减系数在冻融0~120次之间变化不大, 这是由于反复冻融作用不足以对岩石骨架造成太大的损伤, 而当试样内部充满足够的水分时, 水冰相变除了可以通过膨胀作用直接导致岩石内部孔隙扩展外, 还通过挤压微小孔隙导致岩石骨架的破坏。因此, 含水率3.78%的试样在冻融0~120之间长期折减系数呈持续下降趋势。

表2 不同含水率冻融后红砂岩长期剪切强度及长期折减系数

Table 2 Long-term shear strengths and reduction coefficients of red sandstone samples determined by steady creep rate method

含水率/%	冻融次数 N/次	剪切蠕变长	剪切蠕变破	长期折减
		期强度 $\tau_\infty/\text{MPa}$	坏强度 $\tau_f/\text{MPa}$	系数 ( $\tau_\infty/\tau_f$ )
0	0	41.74	45	0.928
	30	41.51	44	0.943
	60	33.91	38	0.892
	90	29.40	33	0.891
	120	28.43	32	0.888
1.5	0	35.77	42	0.852
	30	34.48	40	0.862
	60	29.46	34	0.866
	90	26.02	30	0.867
	120	20.31	24	0.846
3.78	0	35.34	41	0.862
	30	25.01	30	0.834
	60	19.19	24	0.800
	90	18.36	24	0.765
	120	13.35	18	0.742

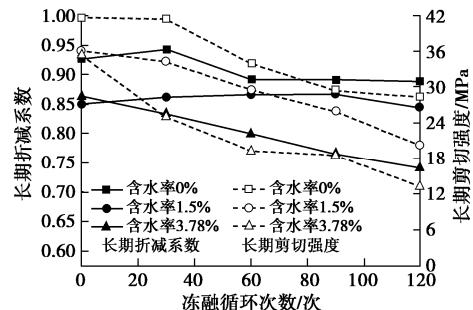


图7 长期折减系数及长期剪切强度随冻融循环次数的变化

Fig. 7 Long-term shear strengths and reduction coefficients of red sandstone samples varying with freeze-thaw cycles

### 3.3 宏观破坏形态

表3给出了冻融0, 60及120次后干燥、饱水及饱和红砂岩试样的剪切蠕变破坏形态, 从表中可以看出, 干燥且无冻融循环的红砂岩在多级加载破坏后断面较为平整, 断面四周保持较好的完整性; 冻融60次后断面四周出现轻微掉块现象; 冻融120次后断面出现小部分起伏。饱水与饱和无冻融红砂岩试样的断面上残留一部分错动擦痕; 冻融60次后饱水试样的断

表3 不同含水率冻融0, 60和120次后红砂岩剪切蠕变破坏形态

Table 3 Shear creep failure modes of red sandstone samples subjected to freeze-thaw cycles of 0, 60 and 120 under different water contents

含水率/%	冻融0次		冻融60次		冻融120次	
	断面特征	破坏形态	断面特征	破坏形态	断面特征	破坏形态
0 (干燥)						
1.5 (饱水)						
3.78 (饱和)						

面凹凸不平, 而饱和试样断面出现多组裂纹贯通, 四周岩块大面积脱落; 在冻融120次后, 饱水试样的断面粗糙度相较于冻融60次时有所增加, 且四周岩块脱落面积更大, 而饱和试样的破坏形态呈多个劈裂面相互组合, 加上四周掉块严重。由此可见, 红砂岩试样的含水率越高且经历的冻融循环次数越多, 其破坏时断面粗糙度越大且碎裂程度越为严重。

## 4 红砂岩冻融剪切蠕变模型

### 4.1 黏弹塑性损伤演化方程

上述试验结果表明, 含水率及冻融循环次数的变化显著影响了红砂岩在长期荷载作用下的蠕变特性。从岩石流变力学的观点, 描述岩石蠕变特征的力学元件应具有随冻融循环次数及含水率变化的非定常性, 在此考虑理想弹性体与黏性体中的剪切模量及黏滞系数与冻融循环次数及含水率相关, 即

$$G = G(N, w), \quad (6)$$

$$\eta = \eta(N, w), \quad (7)$$

式中,  $G$  为剪切模量,  $\eta$  为黏滞系数,  $N$  与  $w$  为冻融循环次数及含水率。

考虑时效性损伤的累积具有随时间变化的连续型随机分布特征, 在此引入时效损伤变量, 即

$$D = \int \frac{\partial F}{\partial t} dt, \quad (8)$$

式中,  $D$  为时效损伤变量,  $F$  为连续型损伤变量的概率分布函数, 引入高斯分布定义概率密度函数, 即

$$f(t, n, m) = \frac{1}{\sqrt{2\pi n}} e^{-\frac{(t-m)^2}{2n^2}}, \quad (9)$$

式中,  $m$  和  $n$  为表征时效性损伤演变规律的特征参数。

根据密度函数, 损伤变量可定义为

$$D(t, n, m) = \frac{1}{\sqrt{2\pi n}} \int \exp\left[-\frac{(t-m)^2}{2n^2}\right] dt \\ = \frac{1}{2} \left[ 1 + \operatorname{erf}\left(\frac{t-m}{n\sqrt{2}}\right) \right], \quad (10)$$

式中,  $\operatorname{erf}(t)$  是高斯误差函数, 以超越积分的形式表示为

$$\operatorname{erf}(t) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^t \exp(-x^2) dx. \quad (11)$$

通常, 描述岩石蠕变黏塑性变形的本构方程可以表示为

$$\frac{\partial \gamma_{vp}}{\partial t} = \frac{\tau}{\eta_{vs}} \left\langle \varphi \left( \frac{W}{W_0} \right) \right\rangle, \quad (12)$$

式中,  $\gamma_{vp}$  为黏塑性应变,  $\tau$  为剪应力,  $W$  为屈服函数,  $W_0$  为屈服函数的初值,  $\langle \rangle$  为条件判断函数。考虑到岩石在剪切荷载作用下破坏, 引入莫尔-库仑准则定义红砂岩的屈服函数, 因此,  $W$  可以定义为

$$W = \tau - \tau_s = \tau - (\tan \varphi_l \sigma_n + c_l), \quad (13)$$

式中,  $\tau_s$  是长期抗剪强度,  $\sigma_n$  是正应力,  $\varphi_l$  是长期内摩擦角,  $c_l$  是长期内聚力。选择相关流动准则确定  $W_0$ , 当  $W \geq 0$ ,  $W_0 = 1$ 。因此, 根据莫尔-库仑准则, 条件判断函数可定义为

$$\left\langle \varphi \left( \frac{W}{W_0} \right) \right\rangle = \begin{cases} 0 & W < 0 \\ 1 & W \geq 0 \end{cases}. \quad (14)$$

将式(7), (10), (13) 和式(14) 代入式(12),

满足

$$\gamma_{vp}(t, \tau, m, n, N, w) = \begin{cases} 0 & \tau < \tau_s \\ \frac{2\sqrt{2}\tau t}{\eta_{vs}(N, w) \left[ \sqrt{2} - 2 \int_0^{\frac{t-m}{n\sqrt{2}}} e^{-x^2} dx \right]} & \tau \geq \tau_s \end{cases} \quad (15)$$

## 4.2 冻融损伤蠕变本构模型

一般而言, 理想弹性体可描述岩石蠕变中的弹性变形特征, 其本构方程满足虎克定律, 表示为

$$\gamma_e = \tau_1 / G_e \quad , \quad (16)$$

式中,  $G_e$  是理想弹性体的剪切模量,  $\tau_1$  是理想弹性体的剪应力。Kelvin 体通常运用于描述岩石蠕变中的黏弹性变形特征, 其由理想弹性体和理想黏性体并联组成, 理想黏性体的本构方程满足牛顿黏性定律, 因此 Kelvin 体的本构方程可表示为

$$\gamma_{ve}(t) = \left( 1 - e^{-\frac{G_{ve}t}{\eta_{ve}}} \right) \frac{\tau_2}{G_{ve}} \quad , \quad (17)$$

式中,  $G_{ve}$  为 Kelvin 体中理想弹性体的剪切模量,  $\eta_{ve}$  为 Kelvin 体中理想黏性体的黏滞系数,  $\tau_2$  为 Kelvin 的剪切应力。将上述理想弹性体、Kelvin 体与黏塑性体串联, 可推到出一种改进的 Burgers 模型。对于不同含水率冻融后红砂岩而言, 其在加载前具有初始损伤, 结合前文基于 NMR 测试定义的损伤因子, 将其引入到模型构建之中, 即将式(3), (6) 与式(7) 代入式(15), (16) 与式(17) 之中, 满足:

$$\begin{cases} \bar{\tau}_1 = \bar{\tau}_2 = \bar{\tau}_3 \ , \\ \gamma = \gamma_e + \gamma_{ve} + \gamma_{vp} \ , \\ \gamma_e = \bar{\tau}_1 / G_e(N, w) \ , \\ \gamma_{ve} = \left( 1 - e^{-\frac{G_{ve}(N,w)t}{\eta_{ve}(N,w)}} \right) \frac{\bar{\tau}_2}{G_{ve}(N, w)} \ , \\ \gamma_{vp} = \begin{cases} 0 & (\tau < \tau_s) \\ \frac{2\sqrt{2}\tau \bar{t}}{\eta_{vs}(N, w) \left[ \sqrt{2} - 2 \int_0^{\frac{t-m}{n\sqrt{2}}} e^{-x^2} dx \right]} & (\tau \geq \tau_s) \end{cases} \end{cases} \quad (18)$$

因此, 总应变可表示为

$$\gamma = \begin{cases} \frac{\bar{\tau}}{G_e(N, w)} + \left( 1 - e^{-\frac{G_{ve}(N,w)t}{\eta_{ve}(N,w)}} \right) \frac{\bar{\tau}}{G_{ve}(N, w)} & (\tau < \tau_s) \\ \frac{\bar{\tau}}{G_e(N, w)} + \left( 1 - e^{-\frac{G_{ve}(N,w)t}{\eta_{ve}(N,w)}} \right) \frac{\bar{\tau}}{G_{ve}(N, w)} + \\ \frac{2\sqrt{2}\tau \bar{t}}{\eta_{vs}(N, w) \left[ \sqrt{2} - 2 \int_0^{\frac{t-m}{n\sqrt{2}}} e^{-x^2} dx \right]} & (\tau \geq \tau_s) \end{cases} \quad (19)$$

式(19)即为红砂岩冻融剪切蠕变模型的本构方程。在该蠕变模型推导过程中, 不仅考虑了在含水率控制下的冻融损伤作用对岩石剪切蠕变特征的影响, 且引入了统计损伤理论, 以高斯分布表述时效性损伤的演变规律, 使模型能充分描述岩石在加速蠕变阶段的非线性增长行为, 因此该模型能充分反映不同含水率冻融后红砂岩在各蠕变阶段的变形特征。

## 4.3 模型参数辨识与验证

依据上述不同含水率冻融后红砂岩剪切蠕变试验结果, 运用数学分析软件1stOpt v8.0, 基于全局通用优化算法对模型进行参数辨识, 限于篇幅, 仅列出冻融120次饱水及饱和试样的蠕变参数辨识结果(见表4)。从表中可以看出, 随着含水率的增加, 剪切模量和黏滞系数均随之减小, 与上述试验结果相对应。根据模型的识别参数, 将其代入本构方程中得到模型的理论曲线(如图8所示), 从理论曲线与真实试验数据的对比结果可知, 本文构建的模型与红砂岩蠕变试验数据在任何应力下均有较高的拟合度。且通过对比传统Burgers模型可以看出, 本文模型较完整地弥补了Burgers模型难以描述岩石加速蠕变的不足。以上即验证了模型的正确性及合理性。

表4 不同含水率冻融后红砂岩蠕变模型参数

Table 4 Identified parameters of red sandstone samples

含水率/%	剪应力 / MPa	$G_e$ / GPa	$G_{ve}$ / GPa	$\eta_{ve}$ /(GPa·h <sup>-1</sup> )	$\eta_{vs}$ /(GPa·h <sup>-1</sup> )	$m$	$n$
1.5	6	0.61	1.68	0.35	—	—	—
	12	1.55	13.81	3.71	—	—	—
	18	1.18	25.22	9.59	—	—	—
	24	2.05	32.55	11.32	15.2	7.6	1.2
3.78	6	0.25	1.47	0.13	—	—	—
	12	1.27	11.6	2.51	—	—	—
	18	1.54	19.75	7.16	8.3	9.8	3.2

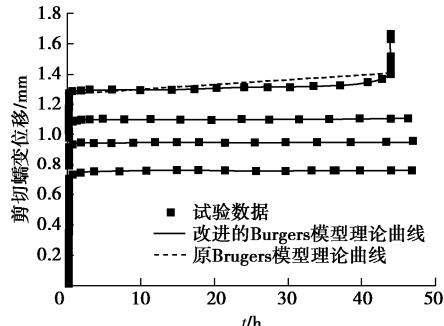


图8 试验曲线与理论曲线对比

Fig. 8 Comparison between creep data and theoretical curves

## 5 结论

(1) 在冻融循环作用下, 饱水红砂岩试样呈现出由小尺寸孔隙增长向中小尺寸孔隙共同增长的趋势; 而饱和红砂岩试样主要以中大孔隙增长为主。冻融循环作用促进了红砂岩试样各尺寸孔隙的发育, 而含水

率的增加有助于小尺寸孔隙演变为相对更大尺寸的孔隙。

(2) 随着含水率的增加, 冻融后红砂岩的蠕变量随之增大, 而长期强度、屈服应力以及长期折减系数普遍下降; 在屈服应力下试样的蠕变时长更短, 且更易表现出加速蠕变特征。在多级加载破坏后, 试样的剪切断面粗糙起伏度增大, 破碎更为严重。

(3) 基于核磁共振测试结果定义的损伤因子, 以及考虑冻融与时效性损伤的黏弹塑性本构关系, 构建了冻融红砂岩剪切蠕变本构模型。结合试验数据通过全局优化算法验证了模型的正确性及合理性, 表明模型能较好地描述红砂岩各蠕变阶段的变形特征。

## 参考文献:

- [1] 李男, 徐辉, 胡斌. 干燥与饱水状态下砂岩的剪切蠕变特性研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(2): 439–443. (LI Nan, XU Hui, HU Bin. Shear creep characteristics of sandstone under dry and saturated states[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(2): 439–443. (in Chinese))
- [2] 张泽林, 吴树仁, 王涛, 等. 甘肃天水泥岩剪切蠕变行为及其模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, 38(增刊2): 3603–3617. (ZHANG Ze-lin, WU Shu-ren, WANG Tao, et al. Study on shear creep behavior and its model of mudstone in Tianshui, Gansu Province[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, 38(S2): 3603–3617. (in Chinese))
- [3] WANG X G, HU B, TANG H M, et al. A constitutive model of granite shear creep under moisture[J]. Journal of Earth Science, 2016, 27(4): 677–685.
- [4] MA C, ZHAN H B, YAO W M, et al. A new shear rheological model for a soft interlayer with varying water content[J]. Water Science and Engineering, 2018, 11(2): 131–138.
- [5] 杨秀荣, 姜谙男, 江宗斌. 含水状态下软岩蠕变试验及损伤模型研究[J]. 岩土力学, 2018, 39(增刊1): 167–174. (YANG Xiu-rong, JIANG An-nan, JIANG Zong-bin. Creep test and damage model of soft rock under water containing condition[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(S1): 167–174. (in Chinese))
- [6] WANG Y Y, WU Y, FAN X Y, et al. Study of the temperature dependence of the uniaxial creep property of similar material of new soft rock[J]. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 2017, 93(1): 012022.
- [7] HOU R, ZHANG K, TAO J, et al. A nonlinear creep damage coupled model for rock considering the effect of initial damage[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2018(2): 1–11.
- [8] 王宇, 李建林, 刘峰. 坝基软弱夹层剪切蠕变及其长期强度试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(增刊2): 3378–3384. (WANG Yu, LI Jian-lin, LIU Feng. Experimental research on shear creep and its long-term strength of weak intercalation in dam foundation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(S2): 3378–3384. (in Chinese))
- [9] 刘文博, 张树光, 陈雷, 等. 基于统计损伤原理的岩石加速蠕变模型研究[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(9): 1696–1704. (LIU Wen-bo, ZHANG Shu-guang, CHEN Lei, et al. Accelerated creep model for rock based on statistical damage principle[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(9): 1696–1704. (in Chinese))
- [10] 熊良宵, 虞利军, 杨昌斌. 硬性结构面的剪切流变模型及试验数值分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(增刊1): 2894–2899. (XIONG Liang-xiao, YU Li-jun, YANG Chang-bin. Shear rheological model for hard structural surface and test numerical analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(S1): 2894–2899. (in Chinese))
- [11] 杨圣奇, 徐卫亚, 杨松林. 龙滩水电站泥板岩剪切流变力学特性研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(5): 895–902. (YANG Sheng-qi, XU Wei-ya, YANG Song-lin. Investigation on shear rheological mechanical properties of shale in Longtan Hydropower Project[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(5): 895–902. (in Chinese))
- [12] 杨圣奇, 徐鹏. 一种新的岩石非线性流变损伤模型研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(10): 1846–1854. (YANG Sheng-qi, XU Peng. A new nonlinear rheological damage model for rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(10): 1846–1854. (in Chinese))
- [13] 赵延林, 唐劲舟, 付成成, 等. 岩石黏弹塑性应变分离的流变试验与蠕变损伤模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(7): 1297–1308. (ZHAO Yan-lin, TANG Jin-zhou, FU Cheng-cheng, et al. Rheological test of separation between viscoelastic-plastic strains and creep damage model[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(7): 1297–1308. (in Chinese))
- [14] 李任杰, 吉锋, 冯文凯, 等. 隐伏非贯通结构面剪切蠕变特性及本构模型研究[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(12): 2253–2261. (LI Ren-ji, JI Feng, FENG Wen-kai, et al. Shear creep characteristics and constitutive model of hidden

- non-persistent joints[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **41**(12): 2253 - 2261. (in Chinese))
- [15] 张峰瑞, 姜谙男, 杨秀荣, 等. 冻融循环下花岗岩剪切蠕变试验与模型研究[J]. 岩土力学, 2020, **41**(2): 509 - 519. (ZHANG Feng-rui, JIANG An-nan, YANG Xiu-rong, et al. Study of shear creep experiment and model of granite under freeze-thaw cycles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, **41**(2): 509 - 519. (in Chinese))
- [16] 申艳军, 杨更社, 荣腾龙, 等. 岩石冻融循环试验建议性方案探讨[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(10): 1775 - 1782. (SHEN Yan-jun, YANG Geng-she, RONG Teng-long, et al. Proposed scheme for freeze-thaw cycle tests on rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(10): 1775 - 1782. (in Chinese))
- [17] 沈为. 损伤力学[M]. 武汉: 华中理工大学出版社, 1995. (SHEN Wei. Damage Mechanics[M]. Wuhan: Huazhong University of Technology Press, 1995. (in Chinese))
- [18] 刘新喜, 李盛南, 周炎明, 等. 高应力泥质粉砂岩蠕变特性及长期强度研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2020, **39**(1): 138 - 146. (LIU Xin-xi, LI Sheng-nan, ZHOU Yan-ming, et al. Study on creep behavior and long-term strength of argillaceous siltstone under high stresses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2020, **39**(1): 138 - 146. (in Chinese))
- [19] 马芹永, 郁培阳, 袁璞. 干湿循环对深部粉砂岩蠕变特性影响的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(3): 593 - 600. (MA Qin-yong, YU Pei-yang, YUAN Pu. Experimental study on creep properties of deep siltstone under cyclic wetting and drying[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(3): 593 - 600. (in Chinese))

### 第三届全国软土工程学术会议第一号通知（征文）

第一届全国软土工程学术会议本着“软土工程的理论创新与工程实践”的主题,于2013年11月在同济大学顺利召开。第二届全国软土工程学术会议围绕着“软土工程的性能与安全”的主题,于2017年11月在天津大学成功举办。第三届全国软土工程学术会议将于2021年11月中旬在南京召开。全国各地软土工程专家学者将欢聚一堂,以“软土工程智能建造”为主题,针对重大软土工程问题、软土工程新理论、新技术以及学科发展进行研讨。

本次会议将为学者和同行面对面深入广泛的学术交流研讨提供机会,届时将邀请土力学与软土工程领域的知名专家学者就软土工程学科的发展作综述报告,共同探讨土力学与软土工程学科的发展趋势,展现最新研究进展和成果。

会议将通过大会特邀报告、主题报告、分组报告、研究生专场报告等形式,大家共享新思想,激发新思维,拓宽新视野,进一步推动我国在软土工程的理论和工程实践等方面的进程,促进我国软土工程领域的可持续发展。

会议主要研讨软土工程的基本理论、实践探索、新技术和

新方法等。征文内容包括以下10个方面。<sup>①</sup>①软土的基本特性与本构关系;②软土工程勘察、测试与智能评价;③软土地基处理创新与智能化施工;④软土基础工程;⑤软土地下工程;⑥软土动力学与地震工程;⑦软土工程数值仿真与信息化技术;⑧绿色软土工程;⑨软土地区重大工程实践;⑩软土工程的其他问题。

应征论文须符合上述征文内容要求,且未公开发表过,作者文责自负,字数一般不超过8000字(6页以内,含图表与公式)。

学术委员会将组织专家对所提交的论文进行审查,录用论文将推荐至《岩土工程学报》增刊、《建筑科学与工程学报》正刊等形式发表。论文格式详见《岩土工程学报》征稿简则,期刊录用论文的版面费按照各期刊要求收取。

论文请通过电子邮件发到大会秘书处会务邮箱(softsoilseu@163.com),并注明作者的详细通讯地址、邮编、联系电话及Email地址。

DOI: 10.11779/CJGE202104009

# 纤维加筋土坯的蒸发过程及抗拉强度特性

荣德政, 唐朝生\*, 曾 浩, 程 青, 李昊达, 施 磊

(南京大学地球科学与工程学院, 江苏 南京 210023)

**摘要:** 土坯作为一种生态、低碳和环保的建筑材料, 其力学性能是学界和工程技术人员关注的重点。为了提高土坯的综合抗拉特性, 提出采用纤维加筋技术对土坯进行改性处理。通过模拟土坯的形成过程, 制备了一系列不同纤维掺量(0~0.2%)、初始含水率(16.5%~20.5%)和干密度(1.50~1.70 g/cm<sup>3</sup>)的压实土坯试样, 进行自然干燥处理, 并对干燥后的土坯试样开展了一系列劈裂试验, 重点分析了纤维掺量和初始压实状态对土坯干燥失水过程及抗拉强度的影响。结果表明: ①纤维加筋对土坯的干燥失水过程没有明显影响, 但加筋土坯的残余含水率随纤维掺量呈“先降后升”趋势; ②纤维加筋能显著提高土坯的抗拉强度, 但其对抗拉强度的贡献随掺量的增加呈“先升后缓”趋势, 对南京地区的下蜀土而言, 其最优纤维掺量为0.1%, 且纤维加筋能有效抑制土坯的脆性破坏模式, 改善土坯的残余抗拉强度和韧性; ③提高土坯制作时的初始含水率和初始干密度对改善土坯的抗拉强度和纤维加筋效果有较好的正面作用; ④纤-土界面的微观力学作用及纤维的“桥梁”作用是控制纤维加筋土坯综合抗拉特性的关键因素。

**关键词:** 土坯; 纤维加筋土; 干燥蒸发; 抗拉强度; 含水率; 干密度

中图分类号: TU432 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)04-0670-09

作者简介: 荣德政(1996—), 男, 硕士研究生, 主要从事工程地质与环境岩土工程研究。E-mail: rongdezheng@mail.nju.edu.cn。

## Evaporation process and tensile behavior of fiber-reinforced rammed earth

RONG De-zheng, TANG Chao-sheng, ZENG Hao, CHENG Qing, LI Hao-da, SHI Bin

(School of Earth Sciences and Engineering, Nanjing University, Nanjing 210023, China)

**Abstract:** The rammed earth is an environmental-friendly building material. Its mechanical properties draw lots of attention among researchers and engineers in recent years. In order to improve the tensile performance of the rammed earth, the fiber-reinforcement is applied to better modify its properties. A series of compacted rammed earth samples with different fiber contents (0~0.2%), initial water contents (16.5%~20.5%) and dry densities (1.5~1.7 g/cm<sup>3</sup>) are prepared by simulating the natural air-drying process of rammed earthmaking. The splitting tensile tests are carried out on the air-dried rammed earth samples. The effects of fiber content and initial state on the evaporation process and tensile strength of rammed earth are analyzed. The results show that: (1) The fiber content has few influences on the evaporation rate of the reinforced rammed earth. But with the increase of the fiber content, the residual moisture content of the reinforced rammed earth decreases first and then increases. (2) The fiber inclusion can significantly improve the tensile strength of the rammed earth, but the contribution of fiber reinforcement to strength increment will be reduced beyond a certain fiber content. The optimum fiber content for Xiashu soil in Nanjing area is observed at 0.1%. The fiber inclusion can also modify the brittle failure mode of the rammed earth to ductile one so as to improve the residual tensile strength and toughness of the rammed earth. (3) Increase of the initial water content and the initial dry density can significantly improve the tensile strength and the fiber reinforcement benefit. (4) The micromechanical interaction of the fiber-soil interface and the "bridging" effect of the fiber are the key factors controlling the overall tensile behavior of the fiber-reinforced rammed earth.

**Key words:** rammed earth; fiber-reinforced soil; drying evaporation; tensile strength; water content; dry density

## 0 引言

土坯是一种历史悠久的建筑材料。土坯的原材料分布广泛, 易于获取, 土坯的制作工艺简单, 无需焙烧, 方便快捷。因此, 同混凝土、烧制砖等建筑材料相比, 土坯具有低成本、低排放、绿色、节能环保的

优点。目前世界上有许多国家和地区的房屋和基础设施都是采用土坯进行建造, 如欧洲、非洲、中东、东南亚和中国西北、西南、东南地区等<sup>[1]</sup>。随着可持续

收稿日期: 2020-06-17

\*通信作者 (E-mail: tangchaosheng@nju.edu.cn)

发展、节能减排、绿色环保等建造理念在全球范围内的不断推进, 土坯作为一种原生态的建筑材料在学界和工程界均引起了广泛关注, 尤其在一些发达国家和地区, 土坯建筑正受到越来越多人们的青睐, 推广迅速<sup>[2]</sup>。当前中国正在大力推进资源节约型和环境友好型社会, 大力发展绿色建筑, 如何更科学地利用土坯材料和开发新型土坯建筑产品, 指导工程实践, 从而使这一古老建筑工艺呈现新的生命力, 有必要围绕该课题开展深入的基础研究。

国内外学者在土坯的力学性能方面已经取得了一些研究成果<sup>[3-6]</sup>。如 Jaqun 等<sup>[7]</sup>在控制吸力条件下开展了三轴试验, 指出吸力是影响夯土土坯强度的主要参数; Bui 等<sup>[8]</sup>测试了土坯干燥过程中的抗压强度, 发现当土坯含水率低于 4%时, 其强度几乎不受含水率影响; Beckett 等<sup>[9]</sup>通过开展无侧限抗压强度试验, 研究了不同初始含水率对压实水泥固化土坯力学特性的影响, 发现在略低于最优含水率下压实时, 水泥对土坯的加固效果最好; El-Nabouche 等<sup>[10]</sup>通过开展大尺度直剪试验, 发现分层击实的土坯墙层间剪切强度能维持较高的水平, 达到非层间强度的 78%~91%; 然而, 以往关于土坯力学特性的研究主要局限于抗压强度, 抗拉特性的研究相对较少。在实际工程中, 土坯墙根部在地震、强风等水平荷载条件下常会发生张拉破坏, 在干湿气候循环作用下土坯表面也易发育干缩裂隙, 在本质上也是一种张拉破坏形式, 会对构筑物的稳定性产生负面影响<sup>[11]</sup>。因此, 如何提高土坯的抗拉强度是该领域的一个重要研究课题。

近些年来, 一种通过向土体中加入离散短丝纤维的加筋技术逐渐兴起, 为改善土坯的力学性能提供了新的思路。纤维加筋是一种物理作用, 不会改变土体的基本化学性质和原始结构, 是一种绿色改性技术。研究人员近年来围绕纤维加筋土的工程性质开展了大量研究<sup>[12-15]</sup>。Consoli 等<sup>[16]</sup>通过开展无侧限抗压强度试验, 研究了水泥固化剂对纤维加筋土力学特性的影响, 发现即使少量水泥的掺入也能极大提高纤维加筋土的强度。王德银等<sup>[17]</sup>通过开展直剪试验, 研究了纤维加筋非饱和土的剪切特性, 指出相对于内摩擦角, 纤维对土体黏聚力的增强效果要明显得多。Tang 等<sup>[18-19]</sup>通过开展一系列拉拔试验, 并利用扫描电镜技术对纤维加筋与土的微观作用机制进行了研究, 指出纤维加筋的机理在于纤维和土颗粒之间的界面力学作用(黏结和摩擦)能激发纤维的拉筋效果和对土体变形的约束能力。尽管纤维加筋技术具有较好增强效果, 但以往研究主要局限于相对较高含水率状态下的土样。而土坯在制作过程中需要将其风干, 纤维的掺入是否会影响土坯干燥过程中的蒸发特性? 抗拉特性如何? 目前学界尚未见相关报道。

为此, 本文提出采用纤维加筋来提高土坯的抗拉强度。通过开展一系列蒸发试验及劈裂试验, 重点研究了不同纤维掺量、初始含水率和压实干密度对纤维加筋土坯蒸发过程及抗拉强度的影响规律, 探讨了纤维加筋对土坯的增强机理。研究结果对优化土坯制作工艺及指导工程应用有一定意义。

## 1 试验材料和方法

### 1.1 试验材料

试验所用土样为取自南京地区的下蜀土, 其基本物理性质如表 1 所示。试验中所采用的纤维为聚丙烯纤维, 长度约 12 mm, 其物理力学参数见表 2。

表 1 南京地区下蜀土基本物理性质

Table 1 Basic physical properties of Xiashu soil in Nanjing area

相对质量 密度 $G_s$	液限 $w_L/\%$	塑限 $w_p/\%$	塑性指 $I_p$	最大干密度 $\rho_d/(g\cdot cm^{-3})$	最优含水率 $w_{opt}/\%$
2.71	34.5	18.4	17	1.70	16.5

表 2 聚丙烯纤维基本物理力学性质

Table 2 Physical and mechanical properties of polypropylene fiber

密度 $/(g\cdot cm^{-3})$	直径 $/mm$	长度 $/mm$	抗拉强度 $/MPa$	弹性模量 $/MPa$	熔点 $/{ }^{\circ}C$	燃点 $/{ }^{\circ}C$
0.91	0.048	12	$\geq 350$	$\geq 3500$	165	590

### 1.2 试样制备

将取回后的土样风干碾碎, 过 2 mm 筛。随后烘干, 按特定的纤维掺量(纤维质量占干土质量的百分比)在干土中混入聚丙烯纤维, 并充分搅拌至纤维-干土混合物中纤维团聚体完全散开, 此时可将纤维视为在土中均匀分布。

为了探究纤维掺量对土坯力学性质等的影响, 本文共设计了 5 种不同的纤维掺量, 分别为 0.0, 0.05%, 0.10%, 0.15% 及 0.2%。在上述纤维-干土混合物中再分别加入适量的水, 配置成 3 种不同的初始含水率(16.5%, 18.5% 和 20.5%), 然后密封静置, 以便土样内部水分分布均匀。在此之后, 称取适量纤维/土混合物置于直径为 61.8 mm 高度为 20 mm 的环刀中, 利用液压机将混合物分别压制到 1.50, 1.60 及 1.70 g/cm<sup>3</sup> 的干密度。

本次研究共开展了 9 组试验, 对应的纤维掺量、初试含水率和干密度如表 3 所示。此外, 为了降低试验误差, 每组试样按照同样的试验方法制备了 4 个平行样。

### 1.3 试验方法

#### (1) 风干过程

将所有制备好的试样置于恒定 30℃±2℃ 的空调房间内进行风干, 房间的相对湿度为 45%±3% (对应吸力约 110±10 MPa), 模拟土坯的干燥过程。为了研究土样在干燥过程中的水分蒸发特性, 本文利用电子天平(精度 0.01 g)对试样进行定时称重, 基于获得的质量数据计算出试样的含水率变化。为了消除环境条件波动对蒸发速率的影响, 干燥过程中同时设置

了一组纯水试样作为蒸发参照样<sup>[20]</sup>, 并用相对蒸发速率  $E_a/E_p$  ( $E_a$  为试样水分蒸发速率,  $E_p$  为纯水蒸发速率) 来描述试样的蒸发过程。当各组试样在 48 h 内重量变化小于 0.1 g 时, 视试样达到风干状态, 干燥结束。

表 3 各组试样的参数

Table 3 Parameters of different sets of samples

试样编号	纤维掺量 /%	初始含水率 /%	压实干密度 /(g·cm <sup>-3</sup> )
T1	0	16.5	1.70
T2	0.05	16.5	1.70
T3	0.10	16.5	1.70
T4	0.15	16.5	1.70
T5,S1	0.20	16.5	1.70
S2	0.20	18.5	1.70
S3,G1	0.20	20.5	1.70
G2	0.20	20.5	1.60
G3	0.20	20.5	1.50

### (2) 抗拉强度测试

为了获得土坯试样的抗拉强度, 对前述的风干土样开展了一系列巴西劈裂试验。试样试验前后图片及试样受力示意图分别如图 1 (a), (b) 所示。进行加载后, 当试样发生变形满足  $\frac{a}{h} < \epsilon$  时 ( $a, h$  分别对应试样横向及纵向变形, 如图 1 (c) 所示), 对应试样的抗拉强度可由如下公式得到<sup>[21]</sup>

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi D t} \quad . \quad (1)$$

式中  $\sigma_t$  试样抗拉强度;  $P$  为施加的劈裂荷载峰值;  $D$  为试样直径;  $t$  为试样厚度。该方法的具体细节及力学原理可参见文献[21]。试验过程中控制竖向加载速率为 1 mm/min, 当试样发生破坏或者竖向应变达到 6% 时结束试验, 并进一步测试了试样的残余含水率。

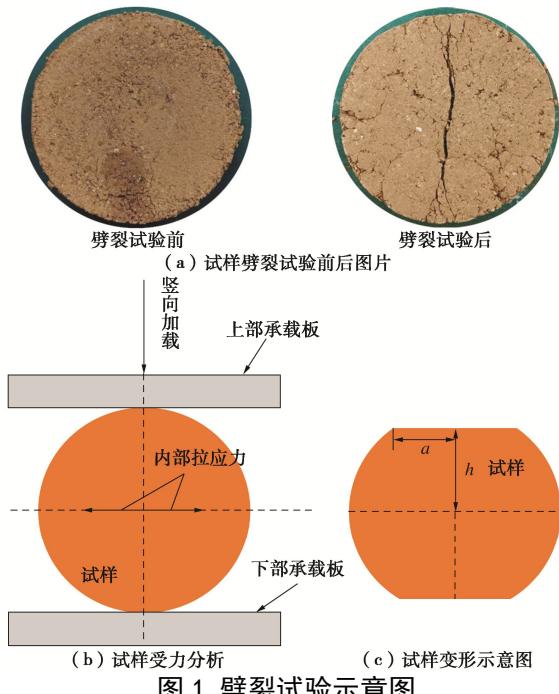


图 1 劈裂试验示意图

Fig. 1 Schematic diagram of split tensile tests

## 2 试验结果

### 2.1 土坯蒸发过程

#### (1) 纤维掺量的影响

图 2 和图 3 分别给出了不同纤维掺量试样 T1~T5 (表 3) 在干燥过程中的平均含水率和相对蒸发速率变化曲线。从图 3 中可以看出, 各组试样蒸发失水过程趋于一致, 几乎不受纤维掺量的影响。此外, 在干燥初期, 含水率随时间线性减小, 试样的含水率下降和时间表现出一定线性关系。随着干燥的持续, 含水率的变化逐渐减小, 变化趋势由直线型过渡为曲线型, 并最终达到稳定。

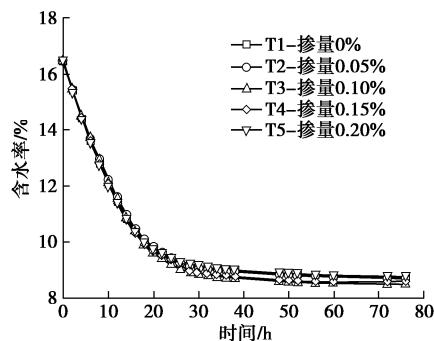


图 2 不同纤维掺量试样平均含水率随时间变化

Fig. 2 Variation of average water content versus time for samples with different fiber contents

从各组试样的蒸发曲线来看(图 3), 在试验开始后, 压实土样的蒸发速率随着时间的推移不断降低并最终降至 0。类似地, 各组试样的蒸发速率也几乎不受纤维掺量的影响, 变化趋势基本一致。由此可见, 在土坯中加入纤维不会明显改变干燥失水过程。

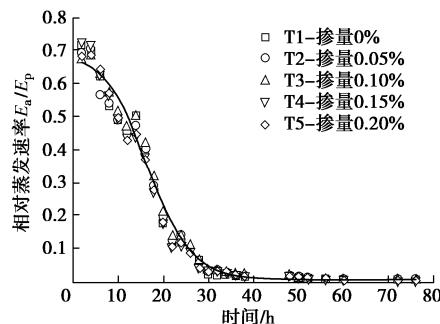


图 3 不同纤维掺量试样相对蒸发速率随时间变化

Fig. 3 Variation of relative evaporation rate ( $E_a/E_p$ ) versus time for samples with different fiber contents

当试样 T1~T5 蒸发结束后, 测定了其残余含水率, 结果如图 5 所示。从图中可以看出, 试样的残余含水率总体上差别不大, 在 8.5%~8.9% 范围内波动, 其随着纤维掺量的增加呈现出先降低后升高的变化趋势。对于纤维掺量在 0~0.2% 之间的 5 组试样来讲,

在纤维掺量为 0.1% 时, 其对应土坯的残余含水率最低, 为 8.5%。有研究表明<sup>[7]</sup>, 土坯强度的主要来源是其干燥过程中随含水率降低内部不断增加的吸力。尤其在含水率较低, 接近风干时, 土坯含水率的轻微变化能显著改变土体的吸力。因此土坯干燥越彻底, 残余含水率越低, 理论上越能达到更高的力学强度。但对于纤维加筋土坯, 其力学性质受含水率和纤维掺量的共同控制, 最优纤维掺量应结合后续的力学性质加以综合考虑。

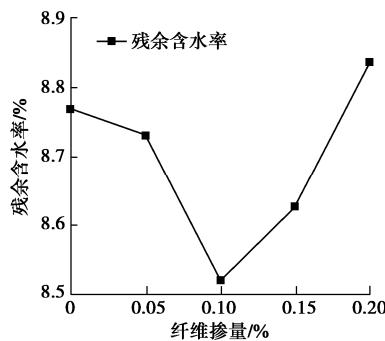


图 4 不同纤维掺量试样残余含水率

Fig. 4 Residual water contents of samples with different fiber contents

## (2) 初始含水率的影响

图 5 (a) 给出了不同初始含水率试样 S1~S3 (表 3) 在干燥过程中的含水率变化曲线。由图中可以看出, 由于初始含水率不同, 3 组含水率变化曲线表现出明显差异, 近乎平行排布, 然而 3 组试样的失水过程与前文所述相似, 含水率的变化趋势并无太大差别, 基本由最初的直线型过渡到曲线型, 并最终达到稳定。

从图 5 (a) 中还可以看出, 试样 S1~S3 的残余含水率随初始含水率的增加而增加。如初始含水率分别为 16.5%, 18.5% 和 20.5% 时, 对应的残余含水率分别为 8.8%, 9.4% 和 11.0%。由于初始含水率的差异会导致压实过程中的土体结构发生变化, 这是造成土坯残余含水率产生差异的主要原因, 具体将在后文中进行解释。

虽然 3 组试样在含水率变化趋势上相差不大, 但蒸发特性呈现出一定差异 (图 5 (b)), 对应的初始相对蒸发速率分别为 0.68, 0.72 和 0.76, 即初始含水率越高, 蒸发速率越大。随着干燥蒸发的进行, 3 组试样的蒸发速率差异不断减小, 逐渐趋于同一量值, 并最终全部降至 0。

为了进一步分析含水率与相对蒸发速率的关系, 将相关结果绘制于图 5 (c) 中。可以看出, 试样的相对蒸发速率随含水率的变化可分为两个阶段: 缓慢减小阶段 I 和快速减小阶段 II。在缓慢减少阶段, 3 组

试样的蒸发路径基本重合, 主要是因为蒸发早期试样的含水率相对较高, 此时蒸发速率主要受含水率控制。随着干燥的持续, 3 组试样的蒸发速率分别沿不同的路径进入快速减小阶段, 且转折点对应的含水率随试样初始含水率的增加而增加, 这主要也与初始含水率不同导致的土结构及持水能力差异有关<sup>[20]</sup>。由此可见, 在不同蒸发阶段, 试样含水率和土结构的支配作用也不同。

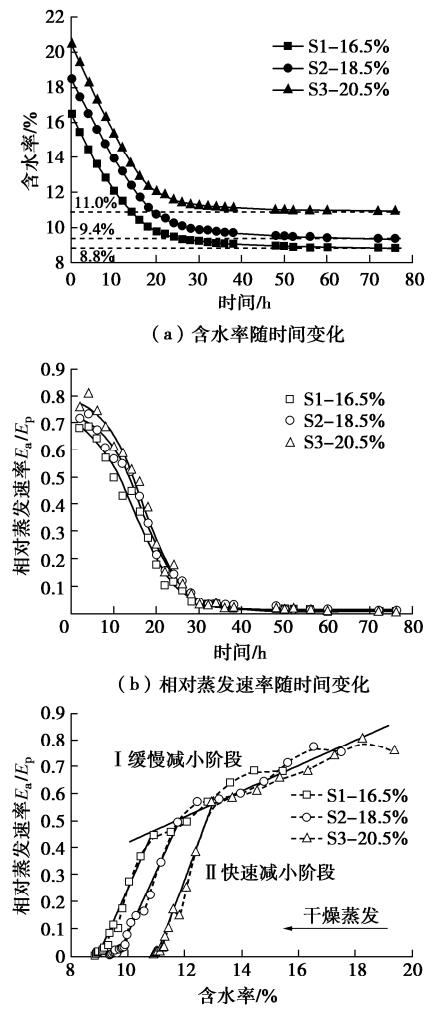


图 5 不同初始含水率试样蒸发过程

Fig. 5 Evaporation process of samples with different initial water contents

## (3) 初始干密度对蒸发过程的影响

图 6 (a) 展示了不同初始干密度试样 G1~G3 (表 3) 在干燥过程中含水率的变化曲线。从图中可以看出, 就单个试样而言, 其干燥失水趋势与前文所述基本一致, 然而对比 3 组试样, 干燥蒸发开始后含水率的变化呈现明显差异。总体上, 含水率线性减小段对应的斜率随初始干密度的增加而减小。干燥结束后, 试样初始干密度越小, 对应的最终残余含水率也越低。图 6 (b) 的结果表明, 初始干密度越小的试样对应的相

对蒸发速率越高。如试样 G1、G2 和 G3 的初始相对蒸发速率分别为 0.76, 0.81 和 0.85。

干燥结束后, 测得 3 组试样的残余含水率分别为 10.9 (G1)、8.4 (G2) 和 7.9% (G3), 随初始干密度的增加而增加 (图 6 (a)), 这也与初始干密度不同导致的土结构差异有关, 后文将对此加以解释。

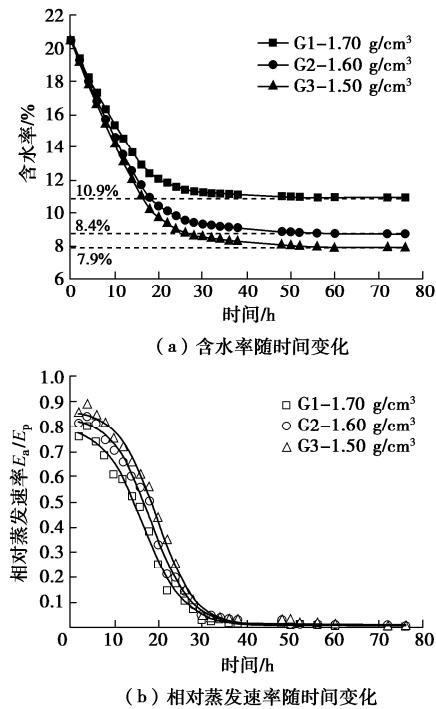


图 6 不同初始干密度试样蒸发过程

Fig. 6 Evaporation process of samples with different initial dry densities

## 2.2 土坯抗拉强度

### (1) 纤维掺量对土坯抗拉特性的影响

图 7 (a) 给出了 5 组不同纤维掺量土坯试样的典型劈裂试验曲线。从图中可以看出, 试验曲线总体上呈现三阶段特征: ①在试验开始阶段, 劈裂应力随应变单调递增; ②劈裂应力达到峰值后出现急剧跌落, 存在明显的峰值应力损失; ③随着应变的进一步增加, 残余劈裂应力最终趋于近似稳定值。当纤维掺量小于 0.1% 时, 峰值应力损失总体较大, 而当纤维掺量大于 0.1% 后, 试样劈裂破坏时峰值应力损失明显减小, 破坏模式由脆性破坏逐渐向韧性破坏转变, 尤其对于纤维掺量为 0.2% 的试样, 劈裂应力在破坏后只有轻微的减小。

根据曲线的峰值劈裂应力、残余劈裂应力及式 (1), 分别计算了各组试样的抗拉强度及残余抗拉强度, 结果如图 7 (d) 所示。在 0 到 0.1% 的纤维掺量范围内, 土坯的抗拉强度出现了随掺量的增加而升高的趋势, 而当纤维掺量超过 0.1% 后, 多加入的纤维对

抗拉强度的贡献不明显, 土坯抗拉强度变化趋于平缓。比如当纤维掺量在 0 到 0.1% 之间时, 每掺入 0.05% 的纤维, 土坯的抗拉强度平均能提升 15.5%。然而, 当纤维掺量大于 0.1% 后, 其抗拉强度并未出现明显提升, 甚至当纤维掺量从 0.1% 增加到 0.15% 时, 土坯的抗拉强度反而有略微降低。对于残余抗拉强度而言, 总体上随纤维掺量的增加呈现线性增大的趋势。

综上可知, 在土坯中加入纤维, 不仅仅能显著提高抗拉强度, 更能减弱土坯的脆性破坏模式, 减缓破坏过程中峰值强度的损失。因此, 如果仅仅从提高强度和降低成本出发, 基于本文的试验结果, 0.1% 的纤维掺量可视为最佳。但根据文献资料, 纤维掺量对力学强度的贡献并不是越高越好, 最佳纤维掺量通常在 0.1%~0.3% 范围内<sup>[22]</sup>。

### (2) 初始含水率对土坯抗拉特性的影响

图 7 (b) 展示了 3 组不同初始含水率土坯的典型劈裂试验曲线。从图中可以发现, 试验曲线同上文所述, 也呈现三阶段特征。初始含水率越高的试样, 曲线上升段的斜率越大, 即试样的刚度越大, 试样的破坏形式越趋近于脆性破坏。如当初始含水率为 16.5% 的试样发生破坏时, 其强度随应变缓慢减小, 且峰值抗拉强度与残余抗拉强度之差较小。而对初始含水率为 20.5% 的试样而言, 当发生劈裂破坏时, 其强度迅速跌落, 峰值抗拉强度损失比较显著。总体上, 残余抗拉强度随初始含水率也呈递增趋势, 但增幅不如峰值抗拉强度明显。

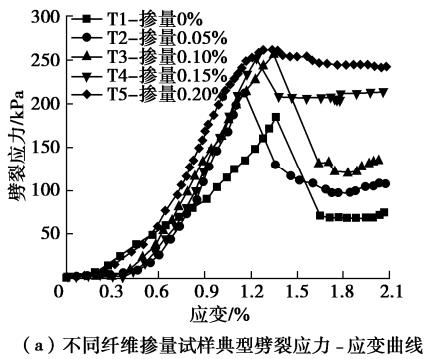
图 7 (c) 给出了 3 组试样抗拉强度及残余抗拉强度。在纤维掺量均为 0.2% 时, 初始含水率为 16.5%, 18.5% 和 20.5% 的试样平均抗拉强度分别为 258.2, 305.8 和 437.5 kPa。可以看出, 试样的抗拉强度随初始含水率的增加而提高, 呈指数增长趋势。比如, 当初始含水率从 16.5% 提高到 18.5%, 试样抗拉强度提升了 18.4%。而当含水率从 18.5% 提高到 20.5%, 试样抗拉强度则提升了 43.1%。初始含水率越高, 对抗拉强度的贡献越明显。对于残余抗拉强度而言, 总体上也呈现随初始含水率增加而提高的趋势, 但增幅呈下降趋势。

### (3) 初始干密度对土坯抗拉特性的影响

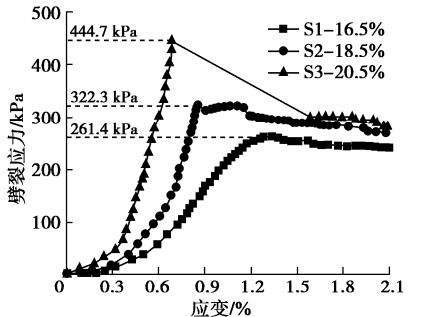
图 7 (d) 给出的是 3 组不同初始干密度试样的典型劈裂试验曲线。从图中可以看出, 在干密度为 1.7 g/cm³ 时, 其曲线上升段相对较陡, 破坏瞬间的峰值强度损失较大, 试样表现出明显的脆性。而对于干密度为 1.5, 1.6 g/cm³ 的试样, 其曲线上升段斜率相对较缓, 发生破坏的瞬间峰值抗拉强度损失较小。

3 组试样的抗拉强度及残余抗拉强度结果如图 7

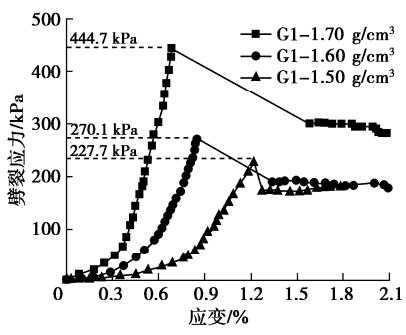
(f) 所示。初始干密度为 1.50, 1.60 和 1.70 g/cm<sup>3</sup> 的试样平均抗拉强度分别为 222.2, 254.8 和 437.5 kPa。试样抗拉强度随初始干密度的增大而提高。此外, 从曲线的变化趋势得知, 随着初始干密度的增大, 试样抗拉强度的增幅也越大。如试样 G1~G3 中, 当干密度从 1.50 g/cm<sup>3</sup> 增加大到 1.60 g/cm<sup>3</sup> 时, 抗拉强度提高了 19.2%, 而当干密度从 1.60 g/cm<sup>3</sup> 增大到 1.70 g/cm<sup>3</sup> 时, 抗拉强度则提高了 65.2%, 增幅显著。此外, 从图 7 (f) 中也可以看出, 试样破坏后的残余抗拉强度也随着初始干密度的增加而明显升高。



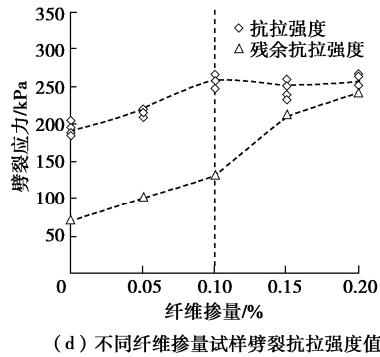
(a) 不同纤维掺量试样典型劈裂应力-应变曲线



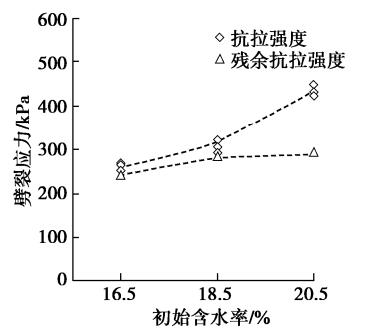
(b) 不同初始含水率试样典型劈裂应力-应变曲线



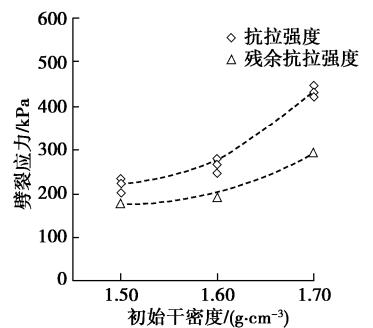
(c) 不同初始干密度试样典型劈裂应力-应变曲线



(d) 不同纤维掺量试样劈裂抗拉强度值



(e) 不同初始含水率试样劈裂抗拉强度值



(f) 不同初始干密度试样劈裂抗拉强度值

图 7 劈裂试验结果

Fig. 7 Results of split tensile tests

### 3 讨论

#### 3.1 纤维加筋土坯蒸发过程的影响因素

通常情况下, 土中水分的持续蒸发需要满足 3 个条件<sup>[23]</sup>: ①土体表面有持续的热量供应; ②大气中蒸汽压低于土体表面附近蒸汽压; ③体内部有持续的水分供应到蒸发面。由此可见, 影响初始为非饱和状态的土坯干燥蒸发的因素很多, 例如环境因素、试样初始条件等。本文主要针对纤维掺量、初始含水率及初始干密度 3 个因素进行分析。

纤维作为一种改良土坯力学性质的添加物, 对其干燥失水过程的影响相对较小。然而, 土坯的残余含水率却呈现出随纤维掺量先减小后增加的趋势(图 1~3)。这是由于当纤维掺量较少时(0~0.1%), 纤维能在土坯压实过程中相对均匀分布, 形成相互交织的三维网络, 为水分迁移提供潜在的通道, 进而促进土坯中水分传导至蒸发面进行蒸发, 使得土坯中水分减少, 残余含水率降低。Miller 等<sup>[24]</sup>的研究结果表明, 纤维的加入能显著提高土体的渗透系数。但随着纤维掺量的进一步增加(大于 0.1%), 试样的残余含水率呈现增加趋势, 这可能有以下几个方面的原因: ①过多的纤维会在土坯中发生相互纠缠, 产生团聚现象<sup>[25]</sup>, 水分得以储存于相互纠缠的纤维中; ②纤维本身是一种不透水材料, 成团后易在试样中形成阻水屏障, 对水分迁移和蒸发产生负面影响; ③当掺量进一步增加,

纤维与土坯有更多接触，土颗粒与纤维、纤维与纤维之间可能形成更多的储水夹角和细小孔隙，从而提升土坯的持水能力。但这些还需要后续更精细的试验结果加以论证。

除纤维的掺入以外，土坯自身的初始含水率与初始干密度也是影响其蒸发特性的重要因素。对于不同初始含水率的土坯，其蒸发速率及残余含水率随初始含水率的提高而提高（图 5）。前者的提高主要是由于蒸发开始阶段，高初始含水率的土坯内部的吸力水平相对较低，因此土-气界面之间存在较大的蒸汽压梯度，从而在一开始就能保持较高的蒸发速率。此外，含水率越高，可供蒸发的水分越多，这对提高蒸发速率也有积极作用。

对于残余含水率而言，其在本质上反映了特定干燥环境条件下土体的持水能力。由于本次试验各组试样都是在相同的环境条件下干燥，理论上残余含水率应该一致，然而实测结果并非如此，这些现象都可以从土体结构方面进行解释。有研究表明<sup>[25]</sup>，土体压实时含水率越低，越呈现团聚体结构，内部存在较多的大孔隙（团聚间孔隙）。随着含水率增加，团聚体逐渐分散，土样压实后越趋近于均匀的基质状结构，孔隙相对较小，且孔径分布均匀。因此，初始含水率较高的土坯拥有更加细小的孔隙和更高的持水能力，蒸发快要结束时能表现出更高的吸力水平，在降低土坯表面蒸汽压、抑制蒸发的同时，也阻碍了水分子的迁移和逃逸，从而提高了其残余含水率。类似地，由于初始干密度的增加也能使得土坯中大孔隙减小，小孔隙增多，因此随着初始干密度的增加，土坯持水能力也会增强，其蒸发速率降低，残余含水率升高<sup>[20]</sup>。

### 3.2 纤维加筋土坯抗拉强度的影响因素

纤维加筋对土坯抗拉强度的贡献主要取决于纤维表面同土颗粒之间的黏结和摩擦作用<sup>[19]</sup>。当土坯含水率较高时，孔隙间存在较多水分，其润滑作用会降低纤维-土界面作用力，削弱纤维加筋效果<sup>[17]</sup>。将制作好的土坯样进行干燥后，土体发生收缩，一方面纤维会随土体收缩变形发生进一步弯曲，另一方面孔隙水的润滑作用逐渐减弱，纤维-土界面作用力不断增强。当土样在外力作用下发生变形时，纤维的抗拔出能力和产生的“锚固”效应也更加明显，从而赋予了纤维加筋土坯较高的抗拉强度（图 8 和图 10）。

通常，适当增加土中的纤维掺量可以增加单位体积内纤维的数量，从而提升纤维的加筋效果。在前文的分析中，当纤维掺量小于 0.1% 时，土坯的抗拉强度随掺量的增加而增大。这主要是由于纤维掺量较低时，纤维趋向于均匀分布，土颗粒和纤维能够充分接触。试样内部一旦出现拉应力，便会激发纤维和土颗粒间

的黏结和摩擦作用。因此，纤维自身的拉筋效果和抗拉强度能够充分发挥，从而提升了土坯的抗拉强度。然而，纤维掺量并不是越高越好。如纤维掺量大于 0.1% 后，便难以进一步提高土坯的抗拉强度（图 7）。这主要是因为过多的纤维易相互缠绕并产生成团现象<sup>[26]</sup>，在土坯中形成软弱结构面，限制了抗拉强度的进一步提升。Millogo 等<sup>[27]</sup>在研究红麻纤维加筋土时，发现土样抗压强度也会随纤维掺量的变化出现峰值现象。

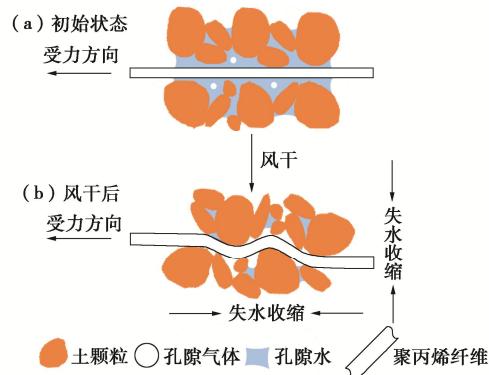


图 8 纤-土界面作用示意图

Fig. 8 Schematic diagram of interfacial mechanical interaction between soil particles and fiber

如前文所述，当土坯的初始含水率及初始干密度发生改变时，土样的微观结构会相应发生改变，这也会影响纤维的加筋效果产生重要影响。Tang 等<sup>[28]</sup>在研究中指出，纤维-土界面的作用力大小与界面接触条件尤其是有效接触面积密切相关。初始含水率的升高使土坯在压实后内部结构由团聚体结构向基质结构转变<sup>[25]</sup>，相比较而言，干燥后更加致密均匀，纤维-土有效接触点数量和面积均会增大（图 9），纤维能抵抗更大的拉应力，加筋效果得到改善。除此之外，均匀基质结构的土样单位体积内的颗粒联结数量比团聚体结构土样多，拉断需要克服土颗粒间的作用力也因此增加。这解释了图 7 (b) 和图 7 (e) 中土坯的抗拉强度随初始含水率的增加而增加的现象。

初始干密度的差异直接影响了土颗粒和纤维界面的接触状态。干密度越高，土颗粒与土颗粒之间、纤维与土颗粒之间的有效接触面积越大，土坯干燥后纤维与土颗粒之间的咬合更密切，纤维加筋的效果更好。Tang 等<sup>[19]</sup>通过开展单根纤维拉拔试验也证实了上述观点，即纤-土界面剪切强度随干密度的增加而增加。此外，由于压实干密度越高的土坯在同等条件下吸力水平也越高，其对土坯强度的贡献也越大。因此，提高初始干密度能够有效增加纤维加筋土坯的抗拉强度（图 7 (c), (f)）。

### 3.3 纤维加筋土坯劈裂破坏特征

纤维加筋在提高土坯抗拉强度的同时，还能够显著降低土坯破坏时的脆性，这对提高土坯结构的整体

稳定性和安全性具有重要意义。这主要是因为纤维加筋土坯破坏后, 破坏面上的纤维并不会被瞬间拔出或拉断, 纤维能够像“桥梁”一样连接破坏面的两边, 使土样呈现“裂而不断”的现象, 继续承担拉应力, 从而起到抑制裂隙发展的作用(图10)。该“桥梁”作用与破坏面上的纤维数量有关, 纤维掺量越高, 则单位破坏面上纤维数量越多, 因此加筋土坯的残余抗拉强度与纤维掺量呈现较好的正相关关系。此外, “桥梁”作用也与纤维-土界面作用力大小有关, 界面作用力越大, 纤维的抗拔能力和承担拉应力的能力越强, 对裂隙的抑制效果越佳。只有当拉应力超过纤维-土界面剪切强度或者纤维自身的抗拉强度时, 断面上的纤维会被拔出或者被拉断, 从而丧失加筋效果。

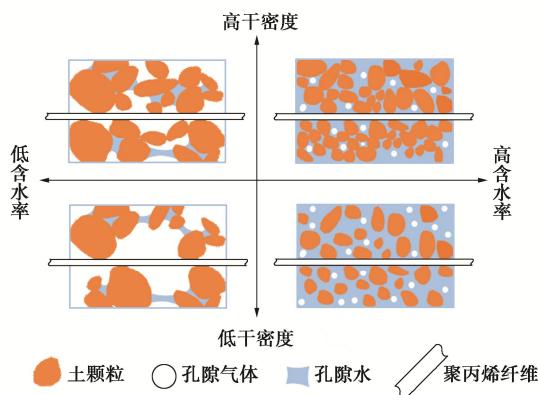


图9 不同初始状态下纤-土界面作用示意图

Fig. 9 Schematic diagram of structure of fiber-reinforced rammed earth under different initial conditions

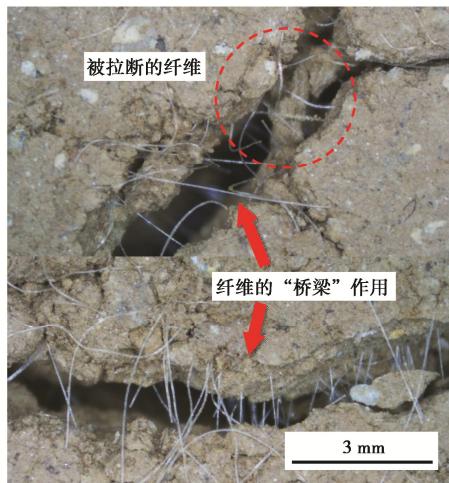


图10 纤维的“桥梁”作用

Fig. 10 “Bridging effect” of fiber

## 4 结 论

通过开展一系列室内干燥及劈裂试验, 研究了不同压实状态下纤维加筋土坯的蒸发过程及抗拉强度特性, 得到以下主要结论:

(1) 纤维加筋土坯的蒸发过程受初始压实状态的

影响。蒸发速率随初始含水率的增大而增大, 随初始干密度增大而减小。在土坯中加入纤维, 对土坯干燥蒸发过程的影响不明显。

(2) 在本文研究的纤维掺量范围内(0~0.2%), 纤维加筋土坯干燥蒸发结束后的残余含水率呈现“先降后升”的趋势, 当纤维掺量为0.1%时残余含水率最低。此外, 其残余含水率还随初始含水率和初始干密度的增大而增大, 这主要是因为土坯的初始结构不同改变了土坯的持水能力。

(3) 纤维加筋能有效改善土坯的拉伸力学性能。纤维加筋土坯的抗拉强度随纤维掺量呈“先升后缓”趋势。对南京地区的下蜀土而言, 在掺量为0~0.1%范围内, 纤维的掺入对土坯抗拉强度的提升效果非常明显。而当掺量超过0.1%后, 纤维掺量的进一步增加对土坯抗拉强度的贡献不明显, 但能有效抑制土坯破坏时的脆性, 提高土坯的残余抗拉强度及韧性, 这对土坯结构的稳定性和安全性具有重要积极意义。综合而言, 本文试验条件确定的最优纤维掺量为0.1%。

(4) 提高土坯的初始含水率和初始干密度, 有利于提高土坯的抗拉强度和纤维加筋效果。而纤维加筋土坯破坏后的残余抗拉强度与纤维掺量呈现正相关关系。这主要与纤维-土界面力学作用条件及纤维的拉筋效果得到改善有关。

总体而言, 纤维加筋对土坯抗拉特性具有正面作用, 是一种有效的土体增强技术, 有较为广阔的应用前景。本文是该课题的前期工作, 后续会在纤维加筋材料优化、纤-土界面微观作用机制、纤维加筋土坯耐久性等方面开展更细致和深入的研究。

## 参考文献:

- [1] PACHECO-TORGAL F, JALALI S. Earth construction: Lessons from the past for future eco-efficient construction[J]. Construction and Building Materials, 2012, **29**: 512~519.
- [2] HALL M, DJERBIB Y. Rammed earth sample production: context, recommendations and consistency[J]. Construction and Building Materials, 2004, **18**(4): 281~286.
- [3] 刘军, 袁大鹏, 周红红, 等. 狗尾草对加筋土坯力学性能的影响[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2010, **26**(4): 720~723, 733. (LIU Jun, YUAN Da-peng, ZHOU Hong-hong, et al. Impact of green bristle grass on mechanical properties of reinforced rammed earth[J]. Journal of Shenyang Jianzhu University (Natural Science), 2010, **26**(4): 720~723, 733. (in Chinese))
- [4] EASTON D. The Rammed Earth House[M]. Vermont: Chelsea Green Publishing Company, 2007: 1~42.
- [5] KOUAKOUC H, MORELJ C. Strength and elasto-plastic

- properties of non-industrial building materials manufactured with clay as a natural binder[J]. *Applied Clay Science*, 2009, **44**(1/2): 27 – 34.
- [6] SILVEIRA D, VARUM H, ANÍBAL Costa, et al. Mechanical properties of rammed earth bricks in ancient constructions[J]. *Construction and Building Materials*, 2012, **28**(1): 36 – 44.
- [7] JAQUIN P A, AUGARDE C E, GALLIPOLI D, et al. The strength of unstabilised rammed earth materials[J]. *Géotechnique*, 2009, **59**(5): 487 – 490.
- [8] BUI Q B, MOREL J C, HANS S, et al. Effect of moisture content on the mechanical characteristics of rammed earth[J]. *Construction and Building materials*, 2014, **54**: 163 – 169.
- [9] BECKETT C, CIANCIO D. Effect of compaction water content on the strength of cement-stabilized rammed earth materials[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2014, **51**(5): 583 – 590.
- [10] EL-NABOUCH R, BUI Q B, PLÉ O, et al. Characterizing the shear parameters of rammed earth material by using a full-scale direct shear box[J]. *Construction and Building Materials*, 2018, **171**: 414 – 420.
- [11] ARAKI H, KOSEKI J, SATO T. Tensile strength of compacted rammed earth materials[J]. *Soils and Foundations*, 2016, **56**(2): 189 – 204.
- [12] 谢约翰, 唐朝生, 尹黎阳, 等. 纤维加筋微生物固化砂土的力学特性[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(4): 675 – 682. (XIE Yue-han, TANG Chao-sheng, YIN Li-yang, et al. Mechanical behavior of microbial-induced calcite precipitation (MICP) - treated soil with fiber reinforcement[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2019, **41**(4): 675 – 682. (in Chinese))
- [13] TANG C S, WANG D Y, CUI Y J, et al. Tensile strength of fiber-reinforced soil[J]. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2016, **28**(7): 04016031.
- [14] 唐朝生, 施斌, 高玮, 等. 纤维加筋土中单根纤维的拉拔试验及临界加筋长度的确定[J]. 岩土力学, 2009, **30**(8): 2225 – 2230. (TANG Chao-sheng, SHI Bin, GAO Wei, et al. Single fiber pull-out test and the determination of critical fiber reinforcement length for fiber reinforced soil[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2009, **30**(8): 2225 – 2230. (in Chinese))
- [15] PATEL S K, SINGH B. Strength and deformation behavior of fiber-reinforced cohesive soil under varying moisture and compaction states[J]. *Geotechnical and Geological Engineering*, 2017, **35**(4): 1767 – 1781.
- [16] CONSOLI N C, BASSANI M A A, FESTUGATO L. Effect of fiber-reinforcement on the strength of cemented soils[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2010, **28**(4): 344 – 351.
- [17] 王德银, 唐朝生, 李建, 等. 纤维加筋非饱和黏性土的剪切强度特性[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(10): 1933 – 1940. (WANG De-yin, TANG Chao-sheng, LI Jian, et al. Shear strength characteristics of fiber-reinforced unsaturated cohesive soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2013, **35**(10): 1933 – 1940. (in Chinese))
- [18] TANG C S, SHI B, GAO W, et al. Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2007, **25**(3): 194 – 202.
- [19] TANG C S, SHI B, ZHAO L Z. Interfacial shear strength of fiber reinforced soil[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2010, **28**(1): 54 – 62.
- [20] AN N, TANG C S, XU S K, et al. Effects of soil characteristics on moisture evaporation[J]. *Engineering Geology*, 2018, **239**: 126 – 135.
- [21] FRYDMAN S. Applicability of the Brazilian (indirect tension) test to soils[J]. *Australian Journal of Applied Science*, 1964, **15**(4): 335 – 343.
- [22] 王德银, 唐朝生, 李建, 等. 纤维加筋非饱和黏性土的剪切强度特性[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(10): 1933 – 1940. (WANG De-yin, TANG Chao-sheng, LI Jian, et al. Shear strength characteristics of fiber-reinforced unsaturated cohesive soils[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2013, **35**(10): 1933 – 1940. (in Chinese))
- [23] HILLEL D. *Introduction to Environmental Soil Physics*[M]. Massachusetts: Academic Press, 2003: 337 – 361.
- [24] MILLERC J, RIFAI S. Fiber Reinforcement for waste containment soil liners[J]. *Journal of Environmental Engineering*, 2004, **130**(8): 891 – 895.
- [25] DELAGE P, AUDIGUIER M, CUI Y J, et al. Microstructure of a compacted silt[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1996, **33**(1): 150 – 158.
- [26] CHADUVULA U, VISWANADHAM B V S, KODIKARA J. A study on desiccation cracking behavior of polyester fiber-reinforced expansive clay[J]. *Applied Clay Science*, 2017, **142**: 163 – 172.
- [27] MILLOGO Y, MOREL J C, AUBERT J E, et al. Experimental analysis of pressed rammed earth blocks reinforced with Hibiscus cannabinus fibers[J]. *Construction and Building Materials*, 2014, **52**: 71 – 78.
- [28] TANG C S, SHI B, GAO W, et al. Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2007, **25**(2): 194 – 202.

DOI: 10.11779/CJGE202104010

# 基于钻进过程指数定量评价岩体完整性原位试验研究

曹瑞琅<sup>1</sup>, 王玉杰<sup>1</sup>, 赵宇飞<sup>1\*</sup>, 汪小刚<sup>1</sup>, 和孙文<sup>2</sup>, 彭林军<sup>3</sup>

(1. 中国水利水电科学研究院流域水循环模拟与调控国家重点实验室, 北京 100038; 2. 中国水利水电第十四工程局有限公司,  
云南 昆明 650051; 3. 大连大学院士创业园, 辽宁 大连 750011)

**摘要:** 钻孔过程中钻具实时响应特征蕴藏着大量工程地质信息, 通过解译钻进数据定量评价岩体完整性, 可为快速获取工程岩体的地质特征提供新途径。采用高精度数字液压、扭矩、转速和激光位移传感器监测地质钻机传动部位, 搭建了新型地质钻机数字钻进监测系统。开展了均质材料和裂隙岩体原位钻进试验, 根据实时、连续及同步获取的钻具响应特征参数, 建立了钻进压力、钻进扭矩、钻头转速和钻进速度的函数关系。在此基础上, 滤除钻机机械参数对钻进速度的影响, 提出了用于表达岩体完整性的新指标——钻进过程指数。研究发现, 钻进过程指数的数字变化趋势能综合反映岩体的破碎程度, 能通过信息化方法和数据运算获取岩体完整性, 削减了人工统计 RQD 和编纂岩芯柱状素描图等繁杂的工序, 还降低了人为主观因素的不利影响。

**关键词:** 岩体完整性; 地质钻机; 钻进过程指数; 钻进速度; 原位试验

中图分类号: TU432 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)04-0679-09

作者简介: 曹瑞琅(1985—), 男, 博士, 高级工程师, 主要研究方向是隧道及地下工程。E-mail: Caorl@iwhr.com。

## In-situ tests on quantitative evaluation of rock mass integrity based on drilling process index

CAO Rui-lang<sup>1</sup>, WANG Yu-jie<sup>1</sup>, ZHAO Yu-fei<sup>1</sup>, WANG Xiao-gang<sup>1</sup>, HE Sun-wen<sup>2</sup>, PENG Lin-jun<sup>3</sup>

(1. China State Key Laboratory of Simulation and Regulation of Water Cycle in River Basin, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100038, China; 2. Sinohydro Bureau 14th Corporation, Kunming 650051, China; 3. Academician Pioneering Park, Dalian University, Dalian 116622, China)

**Abstract:** The real-time response characteristics of drilling tools contain important engineering geological information. By interpreting the drilling data, the rock mass integrity can be quantitatively evaluated, which provides a new way to quickly obtain the geological characteristics of engineering rock mass. A new type of digital geological drilling monitoring system is established by using the high-precision digital hydraulic, torque, rotational speed and laser displacement sensors to monitor the transmission part of geological drill. Based on the real-time, continuous and synchronous drilling response characteristic parameters of drilling tools, the functional relationships among drilling thrust, rotational torque, rotational speed and drilling rate are established. On this basis, the influences of drilling machine parameters on drilling rate are filtered out, and a new index, drilling process index, is proposed to express the rock mass integrity. The digital change of the drilling process index can comprehensively reflect the fragmentation degree of rock mass, and the rock mass integrity can be obtained through the information method and data operation. The complicated procedures such as statistical work of RQD and drillingcore sketch are reduced, and the adverse influences of human subjective factors are also reduced.

**Key words:** rock mass integrity; geological drill; drilling process index; drilling rate; in-situ test

## 0 引言

正确认识和定量描述岩体性质是任何岩土工程安全、合理和高效施工的基础。室内岩石力学试验结果往往不能反映节理岩体的宏观特征和工程分类<sup>[1]</sup>, 因此, 现场地质钻探通常作为岩土工程的常规勘测手段<sup>[2-3]</sup>。通过对钻孔和岩芯重新排列后, 岩土工程人员观察结构面分布和判断填充物的性质<sup>[4]</sup>, 在此基础上, 经过

大量繁琐编纂和地质描绘, 形成描述岩体结构特征的图表<sup>[5]</sup>。事实上, 钻孔过程中钻具与岩体直接接触, 钻具响应信息综合反映了岩体性质<sup>[6]</sup>。因此, 钻孔过

基金项目: 国家自然科学基金项目(52079150, 51674058); 中国水利水电科学研究院基本科研业务费专项项目(GE0145B092020)

收稿日期: 2020-07-14

\*通信作者(E-mail: Zhaoyf@iwhr.com)

程本身就是一种定量测定岩体性质的原位试验。

钻孔过程中蕴藏着大量地质信息，岩土工程界希望利用监测仪器记录钻孔过程的数据，用于分析岩体性质。最初，Teale<sup>[7]</sup>、Hughes<sup>[8]</sup>、Detournay 等<sup>[9]</sup>和 Yagiz<sup>[10]</sup>的研究重点是建立钻孔数据与完整岩石力学参数的关系。然而，岩体是由完整岩石和结构面共同组成，工程实践表明，大多数情况下岩体结构特征比完整岩石的性质对工程更重要<sup>[11]</sup>。岩体完整性是地质力学分类中的主要评分项目，如 Q 系统<sup>[12]</sup>、RMR<sup>[13]</sup>和 GSI<sup>[14]</sup>。此后的研究<sup>[15-17]</sup>尝试通过钻探资料获得岩体空间结构特征，特别是钻孔过程在围岩分类<sup>[18-19]</sup>、地层界面辨识<sup>[20-21]</sup>等方面的应用，对实际工程有较大的参考价值。一般认为，使用同一钻机和同一钻头钻取完整岩石时，钻进速度应为常数<sup>[6, 22-23]</sup>。基于这一假设，岳中琦<sup>[24]</sup>通过试验数据拟合建立了钻孔速度与岩石质量指标（RQD）之间的关系；Ru 等<sup>[25]</sup>基于最小二乘支持向量机和蒙特卡罗理论建立了钻速指数的概率评估方法。

然而，受钻进压力、钻进扭矩和钻头转速影响，钻进速度并不是常数。这一现象普遍反映在岩石可钻性评估中<sup>[26-27]</sup>。将钻进速度作为评价岩体完整性特征的唯一标准显然是不可靠的。只有消除各种因素对钻进速度影响，才能建立合理的岩体完整性评价指标。

为滤除钻进压力、钻进扭矩和钻头转速对钻进速度的影响，本研究在完整和裂隙岩体中开展了各种因

素下的现场数字钻探试验。然后，对钻孔速度修正和归一化，提出了一种新的描述岩体完整性的指标：钻进过程指数（DPI）。钻进过程指数在完整岩块中是一个常数，可以通过数字变化反映裂隙岩体的结构特征。

## 1 数字钻进过程试验

### 1.1 试验设备

为了建立钻具响应参数和岩体完整性的关系，将一种新研发的地质钻机数字钻进监测系统（图 1）运用于钻孔原位测试过程。如图 2 所示，这个系统由高精度数字传感器、自动采集仪以及数据分析软件组成。

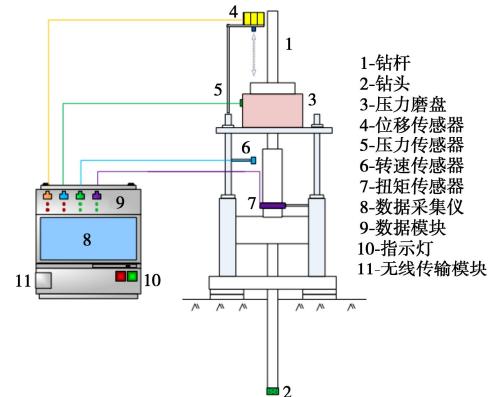


图 1 地质钻机数字钻进监测系统的原理图

Fig. 1 Schematic diagram of digital drilling monitoring system

液压传感器（图 2（b））安装于钻机推进装置的输油管道，用于监测钻进压力 ( $F$ , kN)。在钻机钻杆

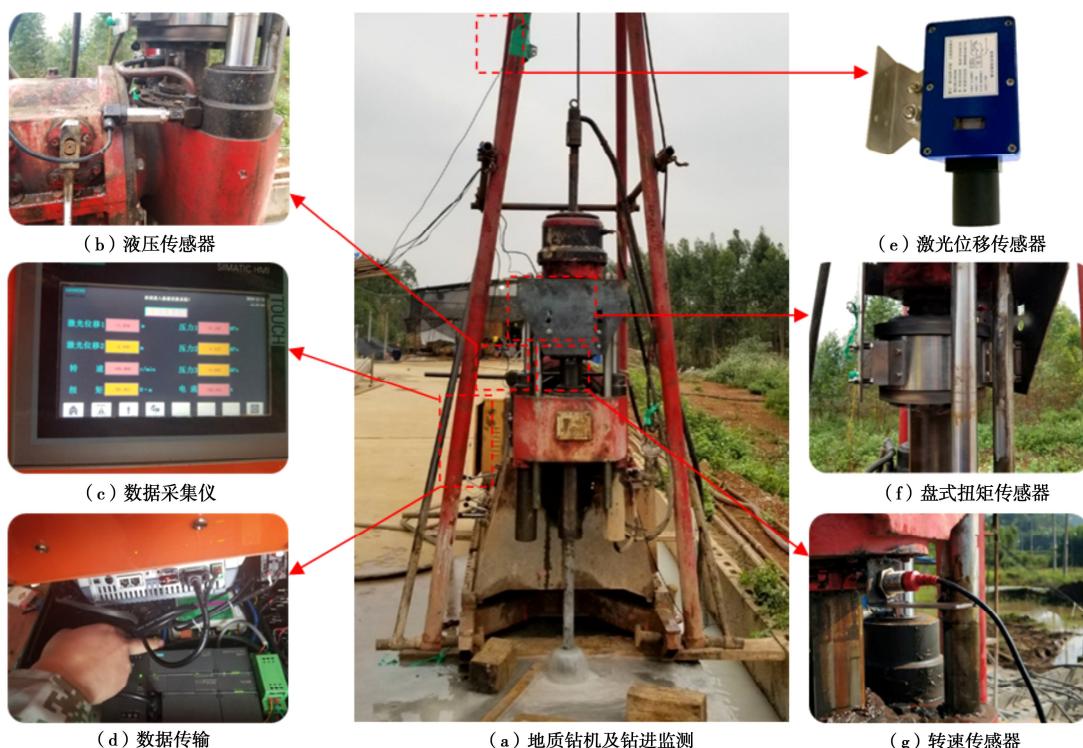


图 2 数字钻进监测系统及原位测试

Fig. 2 Digital drilling system and in-situ tests

上设立特殊的标志点, 转速传感器(图2(g))安装在距离标志点10~12 mm处, 用于监测钻头转速( $N$ , rev/s), 并通过非接触式空气耦合装置传输数据信号。盘式扭矩传感器(图2(f))安装于钻杆上, 内部转子随钻杆转动时测量受力, 由外部定子解译信号并传输到数据采集仪, 用于监测钻进扭矩( $M$ , N·m)。通过激光传感器(图2(e))监测钻进位移( $S$ , mm), 激光传感器的标靶放置在随钻杆移动的钻机磨盘上, 监测精度可达0.1 mm。 $F$ ,  $N$ ,  $M$ 以及 $S$ 会被同步和实时采集, 数据采样时间间隔为1 s, 并传输给数据自动采集仪(图2(c))和网络云端(图2(d))。

此外, 钻进装置可根据工程对钻孔的实际需要进行调整。试验中采用了地质钻探用金刚石取芯钻头, 其内直径为75 mm, 钻头长250 mm, 与岩土工程规定的获取RQD用钻头规格相一致<sup>[28]</sup>。

## 1.2 均质材料钻进试验

为厘清影响钻进速度的关键因素, 开展了一系列均质材料的钻进正交试验。首先, 用直径200 mm取芯钻头钻孔; 然后, 在此钻孔中由深到浅回灌C20等級砂浆, 并养护至标准强度, 形成均质材料的钻孔; 最后, 采用数字钻进系统开展原位钻进测试。

试验用地质钻机型具有4个可调节挡位, 各个挡位对应的转速分别是0.67, 1.92, 3.67和6.67 rev/s, 见图3。钻机钻进压力由油压泵控制, 当油压为零时, 钻具和夹持装置受重力作用使钻头产生最小压力值, 约为8.5 kN, 钻机钻进压力最大值可以达到80.0 kN。需要说明的是, 在特定钻杆钻头转速下施加过大的钻进压力, 会导致转速异常, 即卡钻, 所以试验中最终能够实现的钻进压力变化范围为8.5~66.2 kN(见图3)。钻头钻进扭矩作为一种破岩过程中的岩体所给予的反作用力, 将受制于钻进压力和岩体特征参数。综上所述, 在正常工作状态下的数字钻进时, 地质钻机的主要特征参数( $F$ ,  $N$ 和 $M$ )被全部监测和数据化。

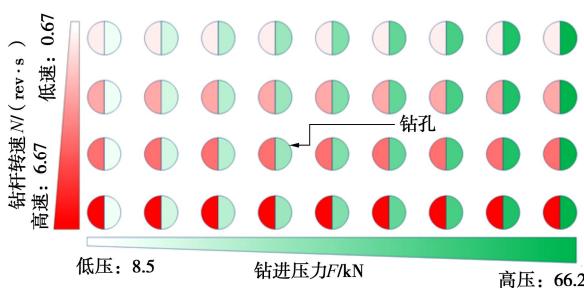


图3 均质材料钻进试验

Fig. 3 Drilling tests on homogeneous materials

## 1.3 裂隙岩体钻进试验

裂隙岩体现场试验依托云南省德厚水库, 该工程库区广泛分布石灰岩, 岩溶普遍发育。处理岩溶渗漏及防渗是工程建设的首要任务, 受区域地质条件的限

制, 探明岩体裂隙的分布状况用于指导工程灌浆尤为重要。为能精细获取钻孔附近岩体结构特征分布, 同步开展数字钻进原位试验(见图2)和传统钻孔取芯。

## 2 影响钻进速度的关键因素分析

### 2.1 均质材料钻进试验结果

针对均质材料数字钻进试验, 一共开展了37组测试, 相应的统计分析见表1。当钻头转速( $N$ )分别为0.67, 1.92, 3.67和6.67 rev/s时, 随着钻进压力( $F$ )增加, 试验方案编号依次为A1~A10、B1~B10、C1~C8和D1~D9。试验设计的 $F$ 值是10~60 kN, 增加梯度是10 kN, 但由于实际的 $F$ 还要取决于钻具和材料之间相互作用, 所以它是波动值。钻进位移( $S$ )主要在200~250 mm, 随着钻进时间( $T$ )减小, 钻进速度( $V$ )会逐渐增加, 变化范围是0.71~5.46 mm/s。

表1 均质材料钻进试验结果

Table 1 Drilling test results of homogeneous materials

编号	$N$ /(rev·s <sup>-1</sup> )	$F$ /kN	$M$ /(N·m <sup>-1</sup> )	$S$ /mm	$T$ /s	$V$ /(mm·s <sup>-1</sup> )
A1	0.67	9.3	75.87	251.34	354	0.71
A2	0.67	11.5	92.59	252.75	337	0.75
A3	0.67	19.3	100.21	265.92	277	0.96
A4	0.67	28.8	119.40	260.91	223	1.17
A5	0.67	35.7	135.62	248.92	196	1.27
A6	0.67	41.3	153.17	239.94	186	1.29
A7	0.67	45.5	194.11	265.22	149	1.78
A8	0.67	51.6	184.27	258.44	142	1.82
A9	0.67	60.4	198.10	259.86	122	2.13
A10	0.67	66.2	224.30	170.04	78	2.18
B1	1.92	8.5	68.62	245.96	143	1.72
B2	1.92	19.3	96.66	266.40	120	2.22
B3	1.92	23.5	115.26	271.20	120	2.26
B4	1.92	29.3	119.63	226.54	94	2.41
B5	1.92	35.8	140.94	263.68	103	2.56
B6	1.92	42	165.21	252.01	79	3.19
B7	1.92	46.5	166.01	264.60	70	3.78
B8	1.92	53.1	186.22	252.72	72	3.51
B9	1.92	58.2	193.7	237.25	65	3.65
B10	1.92	60.5	211.73	199.92	68	2.94
C1	3.67	9.7	73.66	235.47	141	1.67
C2	3.67	18.3	99.04	236.71	90	2.63
C3	3.67	29.0	120.11	284.00	80	3.55
C4	3.67	34.9	138.58	241.68	57	4.24
C5	3.67	40.2	142.66	264.24	72	3.67
C6	3.67	46.7	172.63	246.62	59	4.18
C7	3.67	51.5	192.12	211.19	49	4.31
C8	3.67	57.5	200.30	178.02	43	4.14
D1	6.67	8.5	69.01	255.06	117	2.18
D2	6.67	11.5	79.32	263.61	101	2.61
D3	6.67	18.8	99.36	265.68	81	3.28
D4	6.67	25.1	110.88	236.28	66	3.58
D5	6.67	30.4	126.78	247.04	64	3.86
D6	6.67	35.5	143.69	240.30	54	4.45
D7	6.67	42.5	157.99	261.66	42	6.23
D8	6.67	48.8	175.45	231.65	41	5.65
D9	6.67	53.6	195.36	202.02	37	5.46

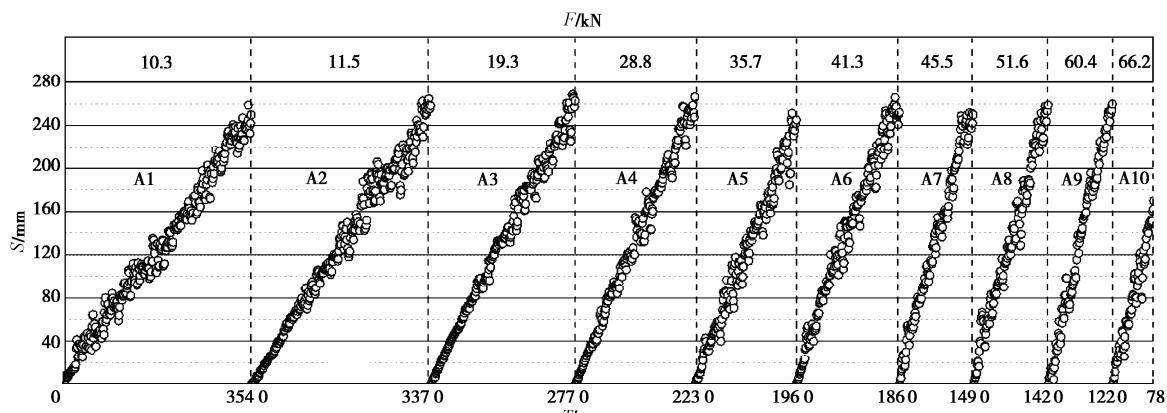


图4 各种钻进压力下钻进位移和钻进时间监测值

Fig. 4 Monitoring values of drilling displacement and drilling time under various thrusts

## 2.2 钻进压力

不同钻进压力时钻进位移和钻进时间的监测值见图4。 $S$  和  $T$  的散点值会聚集成直线，直线斜率为钻进速度 ( $V$ , mm/s)。在相同钻进压力时，钻进速度基本为固定值，这与 Yue 等<sup>[6,24]</sup>和 Yarali 等<sup>[22]</sup>的研究结论一致。但是，随着钻进压力增加，直线斜率明显不同，这表明钻进速度会随着钻进压力增大而改变，并非为固定值。钻进位移约 250 mm，当钻进压力位 9.3 kN 时，用时为 354 s；当钻进压力位 60.4 kN 时，用时仅为 122 s。这个钻进压力变化前后，钻进速度由 0.71 mm/s 增加至 2.13 mm/s，增加了将近 200 %。由此可见，钻进压力对钻进速度的影响是显著的。

图4中的10种钻进压力和其对应钻进速度整理成图5的散点图。通过曲线拟合得到了钻进压力和钻进速度的关系，两者呈现良好的指数函数关系，相关指数 ( $R^2$ ) 达到了0.90，关系式如下所示：

$$V = 0.25F^{0.5} \quad (R^2 = 0.90) \quad (1)$$

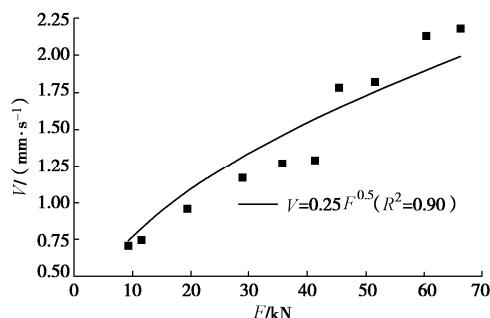


图5 钻进压力和钻进速度的函数关系

Fig. 5 Relationship between thrust and drilling rate

## 2.3 钻进扭矩

钻进扭矩 ( $M$ ) 并非是钻机的直接输出参数，而是钻进过程中岩体对钻机的反作用效果。钻机在运行中实际钻进压力和钻进扭矩都是持续波动的，从图6可以看出， $M$  和  $F$  呈现出典型的正相关，二者关系可表达为

$$M = 2.623F + 47.040 \quad (R^2 = 0.83) \quad (2)$$

尤其在  $F < 70$  kN 时， $M$  和  $F$  的相关性会更好，实际钻进过程中，钻进压力普遍小于 70 kN，这种现象对解释钻进压力和钻进扭矩关系是有利的。对于一般地质钻机采用钻进压力表达钻进扭矩是可靠的，可以将两种因素合并为一个独立因素考虑。同时，数字钻进时监测钻进压力是非常容易实现的，而采用扭矩传感器监测钻进扭矩异常困难（见图2）。所以，采用钻进压力表达钻进扭矩，将降低了数字钻机技术的硬件应用难度，有利于这种新技术在工程中的广泛应用。

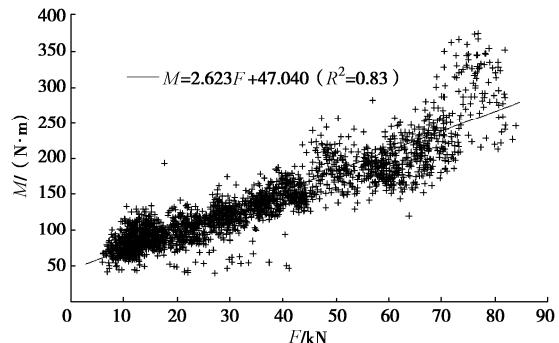


图6 钻进扭矩与钻进压力的相关性

Fig. 6 Correlation between rotational torque and thrust

## 2.4 钻头转速

在钻进压力接近 20 kN 时，不同钻头转速下钻进位移 ( $S$ ) 和钻进时间 ( $T$ ) 的监测值见图7。钻头转速由 0.67 rev/s 增加至 6.67 rev/s，钻进速度由 0.96 mm/s 增加至 3.28 mm/s，增加了 3.42 倍。钻头转速  $N$  和钻进速度  $V$  之间同样存在很好的指数函数关系（图8），表达为

$$V = 1.31N^{0.5} \quad (R^2 = 0.93) \quad (3)$$

## 2.5 多重因素组合

将正交试验的所有结果进行统计分析，得到了图9 所示的钻进速度变化曲线。需要指出，在数据统计分析中，考虑到式(2)的转换关系，将钻进扭矩的作用融入钻进压力加以考虑。从图9 中可以看出，各个线条形成辐射状的曲线簇，钻进速度与钻进压力和钻

头转速呈现较好的指数函数关系, 相关系数 ( $R^2$ ) 均在 0.74 以上, 最高达 0.97。

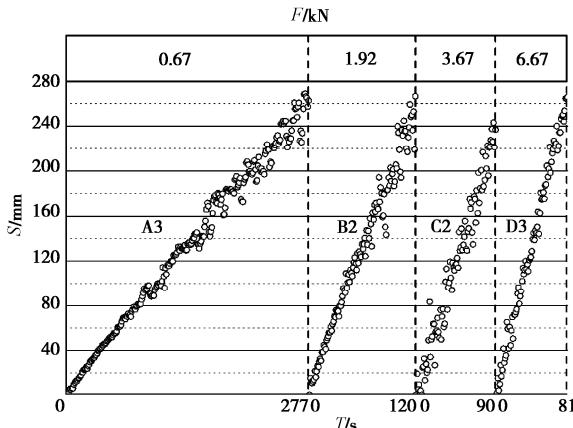


图 7 各种钻头转速下钻头位移和钻进时间监测值

Fig. 7 Monitoring values of bit displacement and drilling time at various bit rotational speeds

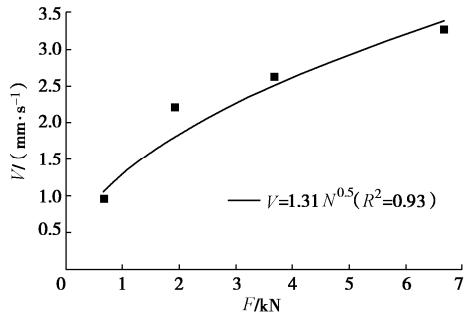


图 8 钻头转速和钻进速度的函数关系

Fig. 8 Functional relationship between rotational speed and drilling rate

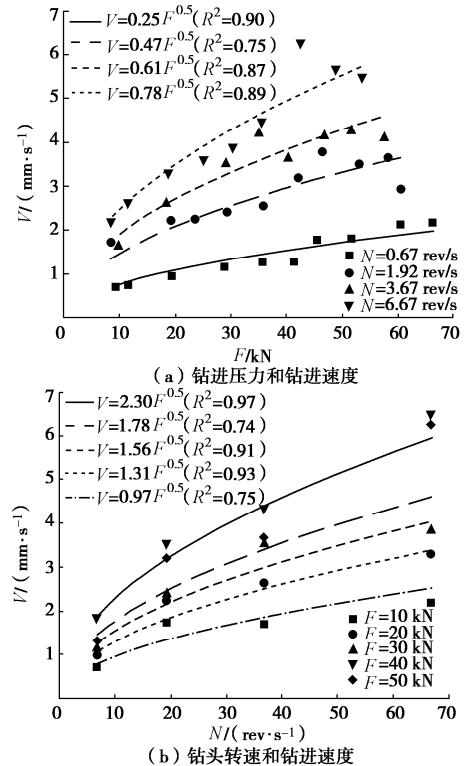


图 9 钻进速度的变化规律

Fig. 9 Variation patterns of drilling rate

### 3 钻进过程指数

#### 3.1 均质材料钻进过程指数

如图 10 (a) 所示, 在钻进压力和钻头转速发生变化时, 钻进速度的离散性非常大, 最小钻进速度 ( $V_{\min}$ ) 为 0.71 mm/s, 而最大钻进速度 ( $V_{\max}$ ) 达到了 6.23 mm/s。所以, 试验数据表明, 即使在均质材料中机械参数对钻进速度的影响是显著的, 仅采用钻进速度作为评价岩体参数的唯一标准是不合理的。为此, 在钻进速度指标的基础上, 滤除  $F$ ,  $N$  和  $M$  对  $V$  的影响, 提出了钻进速度的归一化参数: 钻进过程指数 (drilling process index, DPI)。这个新指标在均质材料中应具有唯一性, 基于图 9 的曲线规律, 采用多元函数回归, 将 DPI 定义为

$$DPI = \alpha \cdot V \cdot F^{-0.5} \cdot N^{-0.5}, \quad (4)$$

式中,  $\alpha$  为常量, 是一个与岩石强度有关的参数, 根据表 1 和图 9 的试验数据, 本试验中  $\alpha=3.19$ 。

钻进过程指数变化规律见图 10 (b), 无论钻进压力和钻头转速怎么变化, DPI 均处于 0.78 和 1.35 之间, 在均质材料中它是非常稳定的数值, 平均值 ( $DPI_{avg}$ ) 为 1。因此, 利用钻进过程指数表达岩体完整性明显比传统的钻进速度更为合理。

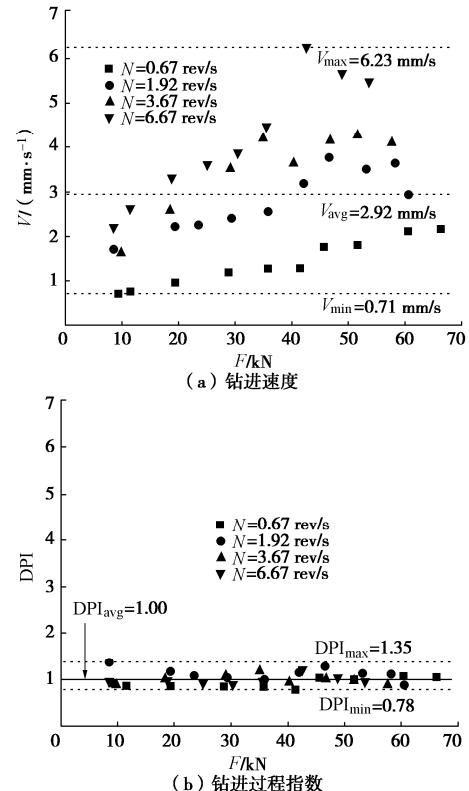


图 10 钻进速度的变化规律

Fig. 10 Discreteness of drilling rate and DPI

#### 3.2 裂隙岩体钻进过程指数

为了获取裂隙岩体的 DPI 分布特征, 在德厚水库

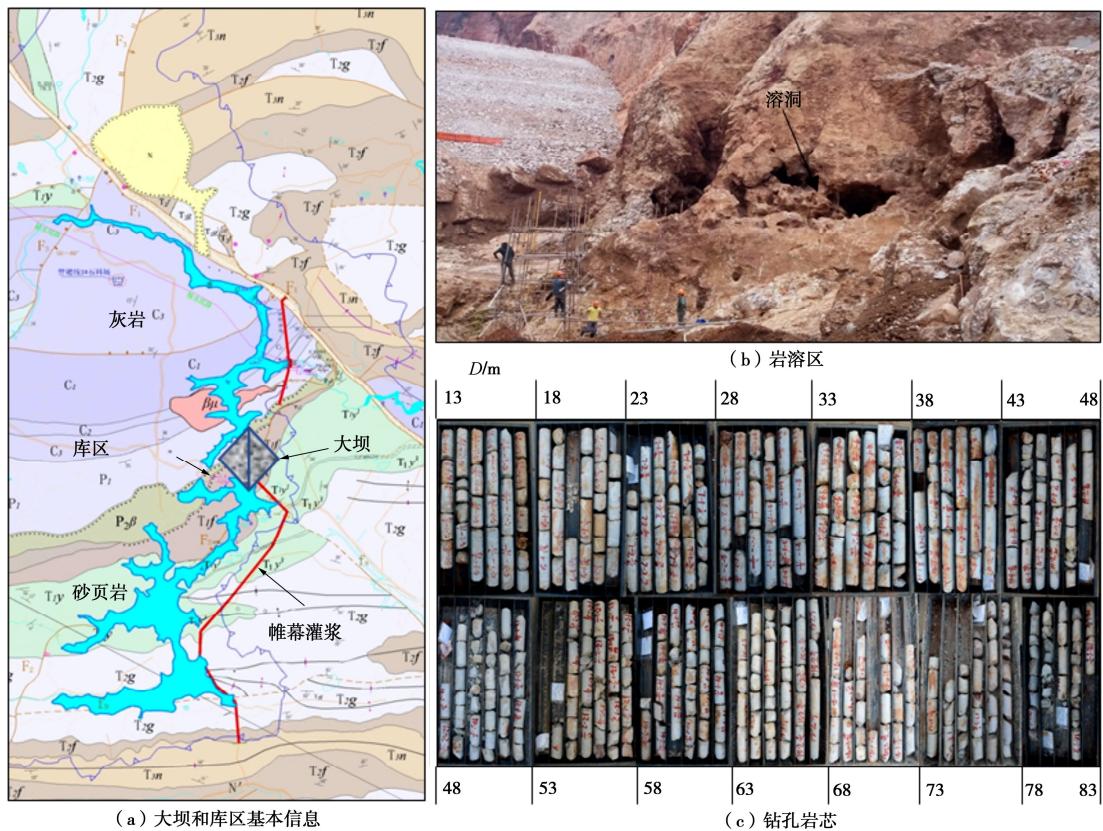


图 11 现场试验场地资料

Fig. 11 Basic information of in-situ tests

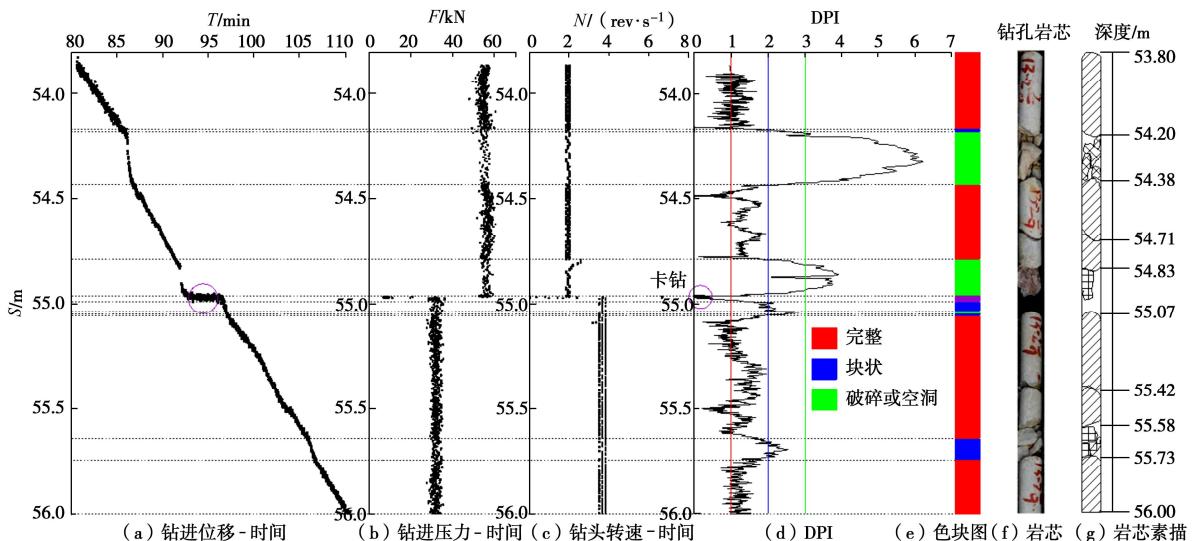


图 12 裂隙岩体的 DPI 和完整性

Fig. 12 DPI and integrity of fractured rock mass

开展了工程岩体的数字钻进试验，同时钻孔取芯观测以实现对比验证。图 11 (a) 描绘了库区的覆盖范围和大坝的位置，探测区域主要分布石灰岩，岩溶特别发育，岩体存在破碎层和空洞（见图 11 (b)），获取的岩芯按照深度排列（见图 11 (c)）。

在裂隙岩体中数字钻进位移 - 时间曲线是波动的（见图 12 (a)），对应钻进压力和钻头转速见图 12 (b) 和图 12 (c)，进一步数据处理得到裂隙岩体的

DPI（见图 12 (d)）。均质岩体中的 DPI 的理想值为 1，而在裂隙岩体中的 DPI 是一个变量，主要特征可归纳如下：

(1) 当岩体完整时，DPI 的变化范围是 0~2，平均 DPI 接近 1，例如钻进深度为 53.8~54.2 m、54.4~54.8 m、55.1~55.6 m 以及 55.7~56.0 m，在图 12 (e) 中用红色区域填充。

(2) 当岩体为块状或小裂隙时，DPI 会增大，处

于2~3之间, 分布在钻进深度54.2, 55.1和55.6 m处, 在图12(e)中用蓝色区域填充。

(3) 岩体非常破碎或出现空洞时, 钻进深度54.2~54.4 m和54.8~55.0 m, DPI会超过3, 在图12(e)中用绿色区域填充。DPI峰值甚至可以达到6以上, 此时DPI的具体数值意义不大, 可以统一认为是岩体不完整。

(4) 在深度54.9 m处, DPI值突变为0, 主因是钻进速度瞬间降低至零, 出现了卡钻现象。

按照表2中DPI和岩体完整性的关系, 绘制了图12(e)的岩体完整性的色彩柱状图, 和传统的岩芯柱状图(图12(f))及素描图(图12(g))相比, 它能定量的表述钻孔内岩体完整性, 具有重要应用价值。

表2 DPI和岩体完整性的关系

Table 2 Relationship between DPI and rock mass integrity

岩体完整性	完整	块体状	破碎或空洞
DPI	$0 < \text{DPI} \leq 2$	$2 < \text{DPI} \leq 3$	$3 < \text{DPI}$

### 3.3 钻进过程指数的本质

以往研究常采用钻进速度描述岩体参数, 本项试验结果(表1和图9)证实钻进速度会受到钻进压力 $F$ 和钻头转速 $N$ 的影响。因此, 必须根据不同钻进状态下的变化规律, 再消除各种因素的影响, 才能解译真实的数字钻进指标和岩体参数之间的映射关系。

由图9可以看出, 均质材料中“钻进速度 $V$ 和钻进压力 $F$ ”以及“钻进速度 $V$ 和钻头转速 $N$ ”均呈现良好的指数关系( $V$ 与 $F^{0.5}$ 和 $N^{0.5}$ )。因此, 可将钻进速度 $V$ 与钻进压力 $F$ 和钻头转速 $N$ 的负指数( $F^{-0.5}$ 和 $N^{0.5}$ )相乘, 来消除 $F$ 和 $N$ 对 $V$ 的影响。也就是说钻进过程中的真实常量并非钻进速度<sup>[6, 22-23]</sup>, 而是 $V \cdot F^{0.5} \cdot N^{0.5}$ 。为使数字钻进数据( $V \cdot F^{0.5} \cdot N^{0.5}$ )能表达裂隙岩体的完整性, 定义了钻进过程指数(DPI)。在完整岩石中, 平均钻进过程指数(DPI<sub>avg</sub>)固定为1, 满足下式:

$$\text{DPI}_{\text{avg}} = \frac{\sum_i^n V \cdot F^{-0.5} \cdot N^{-0.5}}{n \cdot V_{\text{avg}} \cdot F_{\text{avg}}^{-0.5} \cdot N_{\text{avg}}^{-0.5}} = 1 \quad , \quad (5)$$

式中,  $V_{\text{avg}}$ ,  $F_{\text{avg}}$ 和 $N_{\text{avg}}$ 分别为完整岩石的钻进速度、钻进压力和钻头转速的平均值。

对于一段完整岩体, 根据式(5), 可以得出式(4)中拟合参数 $\alpha$ 为

$$\alpha = \frac{1}{V_{\text{avg}} \cdot F_{\text{avg}}^{-0.5} \cdot N_{\text{avg}}^{-0.5}} \quad . \quad (6)$$

若 $F$ 和 $N$ 不发生变化, 在软质岩钻进中,  $V_{\text{avg}}$ 相对较大, 对应 $\alpha$ 值相对较小, 那么在硬质岩中 $\alpha$ 值相

对较大, 所以 $\alpha$ 是一个与岩体强度参数有关的参数。另外, 需要指出, 在完整岩石中,  $\alpha$ 可直接按式(6)计算取值, 在裂隙岩体中,  $\alpha$ 应在完整岩体段取值。例如, 在图12(d)中,  $\alpha$ 可采用53.8~54.2 m、54.4~54.8 m、55.1~55.6 m或55.7~56.0 m段对应的 $V_{\text{avg}} \cdot F_{\text{avg}}^{-0.5} \cdot N_{\text{avg}}^{-0.5}$ 的倒数。

对于裂隙岩体, 完整段岩体DPI均值仍接近1; 破碎段岩体材料均一性发生变化, 本质是在 $\alpha$ ,  $F$ 和 $N$ 不变时 $V$ 会增大, 也即常量 $V \cdot F^{0.5} \cdot N^{0.5}$ 的增加, 表现为DPI升高。

### 3.4 DPI和RQD的关系

岩土工程中常用RQD表达岩体的完整性, 并广泛应用到岩体质量评价和岩体分类<sup>[13]</sup>。根据RQD实际意义和DPI的特点, RQD和DPI的关系可定义为

$$\left. \begin{aligned} \text{RQD} &= \frac{\sum L_i (0 < \text{DPI} \leq 2)}{L} \times 100\% , \\ L_i (0 < \text{DPI} \leq 2) &\geq 10 \text{ cm} , \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

式中,  $L_i (0 < \text{DPI} \leq 2)$ 指DPI处于0~2之间时对应的岩芯长度。

对于图12的裂隙岩体, 根据式(7)得到的RQD值为74, 采用图12(f)的岩芯传统量测方法得到的RQD为72, 二者是非常吻合。数字钻进过程指数为获取RQD提供了一种简易的、定量的新方法。通过自动化和信息化的数据运算得到DPI以获取岩体完整性, 减少了人工统计RQD和编纂岩芯柱状素描图等繁杂的工序, 还降低了人为主观因素在评价岩体完整性中的不利影响。

## 4 结 论

通过开展均质材料和裂隙岩体中的数字钻进试验, 重点探讨了钻进压力、钻头转速和钻进扭矩等机械参数对钻进速度的影响, 并提出了一种用于定量评价岩体完整性的新指标。研究结果表明:

(1) 钻进压力和钻进扭矩具有良好的线性相关性, 两个因素可简化为单因素: 钻进压力。数字钻进过程中钻进速度是变量, 与钻进压力和钻头转速呈现较好的指数函数关系。

(2) 通过对钻进速度进行归一化处理, 滤除了钻机机械参数对钻进速度的影响, 得到了用于表达岩体完整性的新指标: DPI。完整岩体DPI为0~2、块状岩体DPI为2~3, 非常破碎与空洞岩体DPI大于3。

(3) DPI和RQD具有很好的相关性, 通过这种数字技术获取DPI评价岩体完整性, 减少了人工繁琐地质编纂工作和人为主观因素。

## 参考文献:

- [1] HOEK E. Strength of jointed rock masses[J]. *Géotechnique*, 2015, **33**(3): 187 – 223.
- [2] ANDO M. Geological and geophysical studies of the Nojima fault from drilling: an outline of the Nojima fault zone probe[J]. *The Island Arc*, 2001, **10**(3/4): 206 – 214.
- [3] FILLION M H, HADJIGEORGIOU J. Quantifying influence of drilling additional boreholes on quality of geological model[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2009, **56**: 347 – 363.
- [4] OLSON L, SAMSON C, MCKINNON SD. 3-D laser imaging of drill core for fracture detection and rock quality designation[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2015, **73**: 156 – 164.
- [5] SARICAM T, OZTURK H. Estimation of RQD by digital image analysis using a shadow-based method[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2018, **112**: 253 – 265.
- [6] YUE Z Q, LEE C F, LAW K T, et al. Automatic monitoring of rotary percussive drilling for ground characterization illustrated by a case example in Hong Kong[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2004, **41**(4): 573 – 612.
- [7] TEALE R. The concept of specific energy in rock drilling[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 1965, **2**(2): 57 – 73.
- [8] HUGHES H M. Some aspects of rock machining[J]. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1972, **9**(2): 205 – 211.
- [9] DETOURNAY E, DEFOURNY E. A phenomenological model for the drilling action of drag bits[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1992, **29**(1): 13 – 23.
- [10] YAGIZ S. Assessment of brittleness using rock strength and density with punch penetration test[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2009, **24**(1): 66 – 74.
- [11] JANTUNEN E. A summary of methods applied to tool condition monitoring in drilling[J]. *International Journal of Machine Tools and Manufacture*, 2002, **42**(9): 997 – 1010.
- [12] BARTON NR, LIEN R, LUNDE J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 1974, **6**(4): 189 – 236.
- [13] 许宏发, 陈 锋, 王斌魏, 等. 岩体分级 BQ 与 RMR 的关系及其力学参数估计[J]. *岩土工程学报*, 2014, **36**(1): 195 – 198. (XU Hong-fa, CHEN Feng, WANG Bin-wei, et al. Relationship between RMR and BQ for rock mass classification and estimation of its mechanical parameters [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2014, **36**(1): 195 – 198. (in Chinese))
- [14] HOEK E, MARINOS P, BENISSI M. Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses: The case of Athens schist formation[J]. *Bulletin of Engineering Geology and Environment*, 1998, **57**: 151 – 160.
- [15] SCHUNNESSON. The drillability assessment of rocks using the different brittleness values[J]. *Tunnelling & Underground Space Technology*, 1996, **11**(3): 345 – 351.
- [16] GUI M W, SOGA K, BOLTON M D, et al. Instrumented borehole drilling for subsurface investigation[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 2002, **128**(4): 283 – 291.
- [17] SAEIDI O, TORABI SR, ATAEI M. Development of a new index to assess the rock mass drillability[J]. *Geotechnical and Geological Engineering*, 2013, **31**(5): 1477 – 1495.
- [18] 刘建民, 曹治国. 考虑钻孔速率的公路隧道围岩类别超前分类研究[J]. *公路交通科技*, 2007, **24**(5): 99 – 102. (LIU Jian-min, CAO Zhi-guo. Study of surrounding rock stability classification considering drilling rock rate[J]. *Journal of Highway and Transportation Research and Development*, 2007, **24**(5): 99 – 102. (in Chinese))
- [19] 邱道宏, 李术才, 薛翊国, 等. 基于数字钻进技术和量子遗传-径向基函数神经网络的围岩类别超前识别技术研究[J]. *岩土力学*, 2014, **35**(7): 2013 – 2018. (QIU Dao-hong, LI Shu-cai, XUE Yi-guo, et al. Advanced prediction of surrounding rock classification based on digital drilling technology and QGA-RBF neural network[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2014, **35**(7): 2013 – 2018. (in Chinese))
- [20] 田 昊, 李术才, 薛翊国, 等. 基于钻进能量理论的隧道凝灰岩地层界面识别及围岩分级方法[J]. *岩土力学*, 2012, **33**(8): 2457 – 2464. (TIAN Hao, LI Shu-cai, XUE Yi-guo, et al. Identification of interface of tuff stratum and classification of surrounding rock of tunnel using drilling energy theory[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2012, **33**(8): 2457 – 2464. (in Chinese))
- [21] 谭卓英, 蔡美峰, 岳中琦, 等. 钻进参数用于香港复杂风

- 化花岗岩地层的界面识别[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(增刊1): 2939 - 2945. (TAN Zhuo-ying, CAI Mei-feng, YUE Zhong-qi, et al. Interface identification of intricate weathered granite ground investigation in Hong Kong using drilling parameters[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(S1): 2939 - 2945. (in Chinese))
- [22] YARALI O, KAHRAMAN S. The drillability assessment of rocks using the different brittleness values[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2011, 26(2): 406 - 414.
- [23] DARBOR M, FARAMARZI L, SHARIFZADEH M. Performance assessment of rotary drilling using non-linear multiple regression analysis and multilayer perceptron neural network[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2019, 78: 1501 - 1513.
- [24] 岳中琦. 钻孔过程监测(DPM)对工程岩体质量评价方法的完善与提升[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(10): 1977 - 1996. (YUE Zhong-qi. Drilling process monitoring for refining and upgrading rock mass quality classification methods[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33(10):1977 - 1996. (in Chinese))
- [25] RU Z L, ZHAO H B, ZHU C X. Probabilistic evaluation of drilling rate index based on a least square support vector machine and Monte Carlo simulation. Bulletin of Engineering Geology and the Environment[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2019, 78: 3111 - 3118.
- [26] KALANTARI S, BAGHBANAN A, HASHEM ALHOSSEINI H. An analytical model for estimating rock strength parameters from small-scale drilling data[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2019, 11(1): 139 - 149.
- [27] WANG Q, GAO H, JIANG B, et al. Research on an evaluation method for the strength of broken coal mass reinforced by cement slurry based on digital drilling test technology[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2019, 78: 4599 - 4609.
- [28] HARRISON J P. Selection of the threshold value in RQD assessments[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 1999, 36(5): 673 - 685.

### 彩色插图索引

- Doi: 10.11779/CJGE202104001 一文彩色插图 ..... (封 2)
- Doi: 10.11779/CJGE202104007 一文彩色插图 ..... (后插 1)
- Doi: 10.11779/CJGE202104010 一文彩色插图 ..... (后插 2)
- Doi: 10.11779/CJGE202104011 一文彩色插图 ..... (后插 2, 封 3)
- Doi: 10.11779/CJGE202104012 一文彩色插图 ..... (封 4)
- Doi: 10.11779/CJGE202104015 一文彩色插图 ..... (后插 1, 后插 2)

DOI: 10.11779/CJGE202104011

# 金沙江结合带高位远程滑坡失稳机理及减灾对策研究 ——以金沙江色拉滑坡为例

朱赛楠<sup>1</sup>, 殷跃平<sup>\*1</sup>, 王 猛<sup>2</sup>, 朱 茂<sup>3</sup>, 王晨辉<sup>4</sup>, 王文沛<sup>1</sup>, 李俊峰<sup>1</sup>, 赵 慧<sup>1</sup>

(1. 中国地质环境监测院, 北京 100081; 2. 四川省地质调查院, 四川 成都 610081; 3. 北京东方至远科技股份有限公司, 北京 100081;  
4. 中国地质调查局水文地质环境地质调查中心, 河北 保定 071051)

**摘要:** 金沙江结合带是一条以强烈挤压为主的活动性断裂带, 带内经强烈侵蚀切割形成褶皱高山与深切河谷地貌, 岩体结构复杂破碎, 软弱岩层发育, 流域性特大高位地质灾害频繁发生。以金沙江色拉滑坡为例, 采用现场调查测绘、多期遥感数据分析、InSAR 动态观测、物探、地表位移监测等手段, 详细分析了色拉滑坡的基本特征、变形过程、形成机理及发展趋势, 并结合金沙江水电开发及特殊地质条件探讨了高位堵江滑坡早期识别与灾害风险管理问题。形成认识如下: 色拉滑坡前后缘高差 693 m, 体积约  $6520 \times 10^4 \text{ m}^3$ , 属于典型特大高位滑坡。可分为后部下错变形区(I)、中部拉裂变形区(II)和前部应力集中区(III)3个变形区。受地质构造、地层岩性、降雨与河流冲刷侵蚀等作用影响, 失稳模式为多级渐进式破坏, 未来滑坡前部发生破坏失稳的可能性较大。采用空天地一体化等先进技术手段, 可及时识别高位滑坡变形区域与变形量等信息, 为此类流域性灾害链防灾减灾提供科学依据。

**关键词:** 金沙江结合带; 高位远程滑坡; 失稳机理; InSAR; 早期识别

中图分类号: P694 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)04-0688-10

作者简介: 朱赛楠(1984—), 男, 博士后, 高级工程师, 主要从事地质灾害防治方面的研究工作。E-mail: 6057817@qq.com。

## Instability mechanism and disaster mitigation measures of long-distance landslide at high location in Jinsha River junction zone: case study of Sela landslide in Jinsha River, Tibet

ZHU Sai-nan<sup>1</sup>, YIN Yue-ping<sup>1</sup>, WANG Meng<sup>2</sup>, ZHU Mao<sup>3</sup>, WANG Chen-hui<sup>4</sup>, WANG Wen-pei<sup>1</sup>,  
LI Jun-feng<sup>1</sup>, ZHAO Hui<sup>1</sup>

(1. China Institute of Geological Environment Monitoring, Beijing 100081, China; 2. Sichuan Institute of Geological Survey, Chengdu 610081, China; 3. Beijing Vastitude Technology Co., Ltd., Beijing 100081, China; 4. Center for Hydrogeology and Environmental Geology Survey, China Geological Survey, Baoding 071051, China)

**Abstract:** The Jinsha River junction zone is the active fault one dominated by strong compression. It belongs to the topography of high mountains and valleys, the rockmass structure is complex, and the weak rock strata develop, and the high-location geo-hazards occur frequently. Taking Sela landslide in the Jinsha River as an example, the methods of multi-phase remote sensing data, field investigation and surveying, multi-phase InSAR dynamic observation, geophysical exploration and surface displacement monitoring are used to analyze the basic characteristics, deformation process, development trend and formation mechanism of Sela landslide. Considering the hydropower development and special geological conditions of the Jinsha River, the early identification and disaster risk management of high-position landslides are discussed. The results are as follows: Sela landslide is a typical one with the height difference of 693 m and the volume of about  $6520 \times 10^4 \text{ m}^3$ . Based on its deformation characteristics, the landslide is divided into three deformation areas. Under the influences of geological structure, stratigraphic lithology, rainfall and river erosion, the instability mode of the landslide is a multistage progressive failure, which is likely to occur in the front of the landslide in the future. The advanced technology such as the integration of space and earth can identify the deformation area and deformation quantity of the high-position landslide in time, and provide scientific basis for the disaster prevention and mitigation of basin disaster chain.

**Key words:** Jinsha River junction zone; high-location and long-distance landslide; instability mechanism; InSAR; early identification

基金项目: 国家重点研发计划项目(2018YFC1505404); 中国地质调查局地质调查项目(DD20190637)

收稿日期: 2020-07-17

\*通信作者(E-mail: yinyp@cigem.cn)

## 0 引言

金沙江上游地区以板块缝合带、地壳拼接带等深大断裂为构造格架, 呈现强烈侵蚀切割的褶皱断块高山与河谷深切的高山峡谷地貌, 缝合带内发育结构复杂的蛇绿混杂岩套, 造成流域性特大高位地质灾害链风险极高<sup>[1]</sup>。受此复杂地质条件影响, 近年来该区域高位堵江滑坡灾害频繁发生。例如, 2018年10月10日和11月3日, 金沙江白格滑坡连续发生两次高位堵江灾害, 总方量达到3050万方, 导致金沙江断流, 造成10.2万人受灾, 仅云南省直接经济损失达74.3亿元<sup>[2-3]</sup>。1969年9月26日支斯山滑坡堵江, 造成金沙江堵断14 h, 残留长1 km, 高700 m的陡崖<sup>[4]</sup>。

高位滑坡一般指从高陡斜坡上部位置剪出并形成凌空加速坠落的滑坡, 它具有撞击粉碎效应和动力侵蚀效应, 并铲刮下部岩土体, 使体积明显增加, 往往造成重大的地质灾害<sup>[5]</sup>。从早期识别来看, 高位滑坡高差大, 剪出口位置高, 具有超视距隐蔽性, 如重庆武隆鸡尾山滑坡<sup>[6-8]</sup>、贵州水城滑坡<sup>[9]</sup>, 用常规调查排查方法难以提前发现; 从动力学来看, 具有高速运动、远程成灾的特点, 如西藏易贡滑坡<sup>[10]</sup>、四川三溪村滑坡<sup>[11]</sup>, 滑坡发生后巨大冲击作用会带来动力侵蚀效应和堆载效应, 从而转化为高速远程的碎屑流或泥石流; 从成灾模式来看, 高位滑坡具有复杂链式灾害特点, 如四川茂县新磨滑坡<sup>[5, 12]</sup>, 湖北秭归千将坪滑坡<sup>[13]</sup>, 贵州毕节纳雍崩塌<sup>[14]</sup>, 灾害发生后多形成崩塌、滑坡、碎屑流、堰塞坝、涌浪等链生灾害。

色拉滑坡位于西藏自治区贡觉县敏都乡, 金沙江干流右岸, 前后缘高差近700 m, 属于典型特大高位滑坡, 目前正处于蠕滑变形阶段。本文采用现场调查测绘、多期遥感数据分析、InSAR动态观测、无人机航测、物探、地表位移监测等手段, 分析了色拉滑坡的变形过程特征、形成机理及发展趋势, 并结合金沙江水电开发及特殊地质条件探讨了高位堵江滑坡早期识别与灾害风险管理问题, 为此类流域性灾害链防灾减灾提供科学依据。

## 1 滑坡基本特征

### 1.1 地质环境条件

色拉滑坡地处藏东横断山脉、金沙江流域河谷地带, 主要由河流侵蚀地貌、构造地貌和冰蚀地貌组成, 河谷深切, 呈“V”型, 冲沟发育, 风化剥蚀严重。滑坡后缘为一走向N76°E的条形山脊, 山顶高程3775 m, 前缘为金沙江, 江面高程2649 m, 滑坡南侧为一

走向N102°E冲沟。滑坡体地形高陡, 坡度一般在30°~35°。在构造上, 色拉滑坡位于近南北向的金沙江缝合带内, 受青藏高原向东侧挤压作用, 断裂带内剪应力集中, 近EW向的色协龙断裂和近SN向的洛冷登—巴巴断裂在滑坡东北方向交汇, 区域内岩体结构破碎疏松, 岩性多样, 主要出露地层有二叠系、三叠系岗托岩组(PT<sub>1g</sub>)钠长绿帘阳起—透闪石片岩、玄武岩、绿泥片岩等, 产状一般为254°∠20°, 岩体糜棱岩化和蚀变作用严重。该区域属高山高原气候, 雨量较丰沛, 年均降水量约470~760 mm, 最大年降水量1067 mm。现场调查未见滑坡体上存在地下水出露现象。根据遥感解译与现场调查, 受此复杂地质条件影响, 金沙江上游流域白玉—巴塘段堵江滑坡灾害较发育。

### 1.2 滑坡形态特征

色拉滑坡平面形态特征明显, 根据多期卫星遥感影像、高分辨率无人机摄影数据和现场调查, 滑坡后缘高程3342 m, 前缘临江面高程2649 m, 相对高差693 m。平面形态近似舌状, 纵长约1280~1551 m, 横宽约986~1046 m, 平面面积约163×10<sup>4</sup> m<sup>2</sup>, 估算平均厚度约40 m, 体积约6520×10<sup>4</sup> m<sup>3</sup>。滑坡主滑方向约127°, 斜坡上陡下缓, 整体坡度30°~35°, 上部最陡处约40°~45°(图1)。

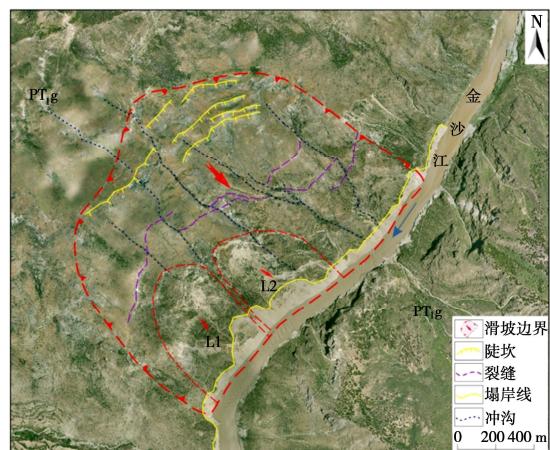


图1 色拉滑坡形态特征无人机影像图(2019年7月1日)

Fig. 1 Morphological characteristics of Sela landslide

滑坡体分为两级平台, 一级平台位于坡体中部, 高程3088 m, 宽约120 m, 坡度15°, 平台上拉张裂缝发育, 二级平台位于滑坡体后缘, 高程3342 m, 宽约260 m, 坡度12°, 为坡体下错形成(图2)。受降水冲刷和坡体上部崩塌滚石运动影响, 坡面形成多条冲沟。滑坡体后部形成多级下错陡坎, 高度10~53 m。滑坡前部发育两个次级滑坡, 坡体表面已解体。前缘坡脚受金沙江流水冲刷, 局部滑塌形成高约30~150 m的高陡临空面。



图 2 色拉滑坡平台分级 (2019 年 5 月 25 日)

Fig. 2 Classification of Sela landslide (May 25, 2019)

### 1.3 滑坡变形分区特征

根据 2019 年 7 月 1 日的卫星遥感数据, 滑坡体发育的两级平台地貌, 以及下错、拉裂和滑塌等变形特征, 将滑坡体分为后部下错变形区(I)、中部拉裂变形区(II) 和前部滑塌应力集中区(III) 等 3 个区域, 其中 III 可分为前部滑塌变形区(III-1) 和前部应力集中区(III-2) (图 3), 各分区特征如下。

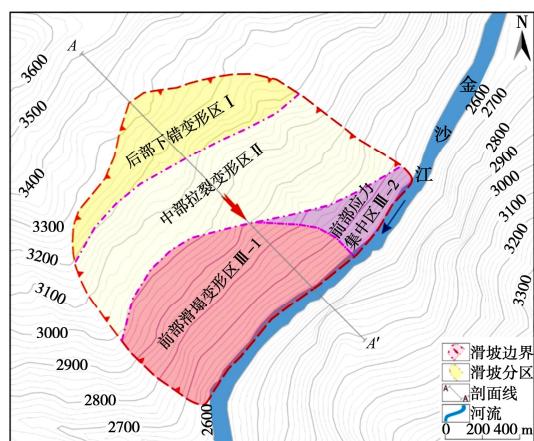


图 3 色拉滑坡平面分区图

Fig. 3 Plan and zoning of Sela landslide

后部下错变形区(I): 主要包括滑坡后部二级平台以上至滑坡后缘边界线区域, 高程在 3180~3420 m 范围内, 坡度 15°, 纵向长 177~466 m, 横向宽 986~1033 m, 面积为  $30.6 \times 10^4 \text{ m}^2$ , 估算体积约  $1224 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。发育七级下错形成的弧形阶梯状陡坎, 断续发育, 未完全贯通。单级陡坎横向长 156~272 m, 垂向位错 24~102 m, 厚度 10~53 m, 总位错量达到 200~230 m。沿坡向发育数条冲沟, 宽度 5~10 m, 深度 2~3 m (图 4)。

中部拉裂变形区(II): 主要包括中部一级平台以上至二级平台以下区域, 高程在 2700~3200 m 范围内, 坡度 30°, 纵向长 528 m, 横向宽 1046 m, 面积

为  $56.2 \times 10^4 \text{ m}^2$ , 估算体积约  $2248 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。发育 5 条大型拉张裂缝, 裂缝长约 120~500 m, 宽度 0.2~1.0 m。沿坡向发育 4 条冲沟, 宽度 5~12 m, 深度 2~4 m (图 5)。

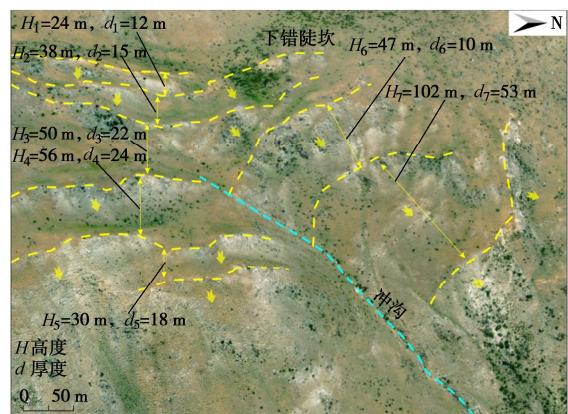


图 4 滑体后部阶梯状陡坎

Fig. 4 Scarps at rear of landslide

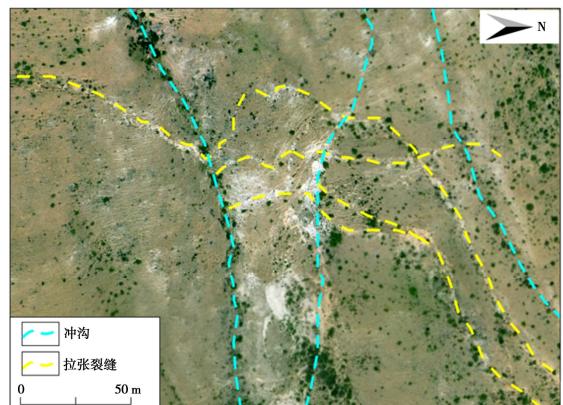


图 5 滑体中部拉张裂缝和冲沟发育

Fig. 5 Tensile cracks and gullies in middle of landslide

前部滑塌变形区(III-1): 主要包括南侧一级平台以下至前缘边界的两个次级滑坡区域, 高程在 2600~3220 m 范围内, 坡度 35°, 纵向长 752 m, 横向宽 1046 m, 面积为  $48.6 \times 10^4 \text{ m}^2$ , 估算体积约  $1944 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。发育两个次级滑坡, 滑坡 L1 斜长 745 m, 宽度 512 m, 后缘局部形成高度 1.2~25.3 m 滑动陡壁。滑坡 L2 斜长 652 m, 横向宽 434 m, 后缘局部陡壁高约 1.8~28.2 m。前缘受上游白格滑坡堰塞体泄流冲刷影响, 发生塌岸, 滑塌高度最大约 240 m (图 6)。

前部应力集中区(III-2): 主要包括东侧一级平台以下至前缘边界区域, 高程在 2600~2900 m 范围内, 坡度 35°, 纵向长 752 m, 横向宽 1046 m, 面积为  $27.6 \times 10^4 \text{ m}^2$ , 估算体积约  $1104 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。受后部滑体挤压推动作用, 局部发生溜滑现象, 前缘受冲刷影响塌岸高度最大约 125 m。

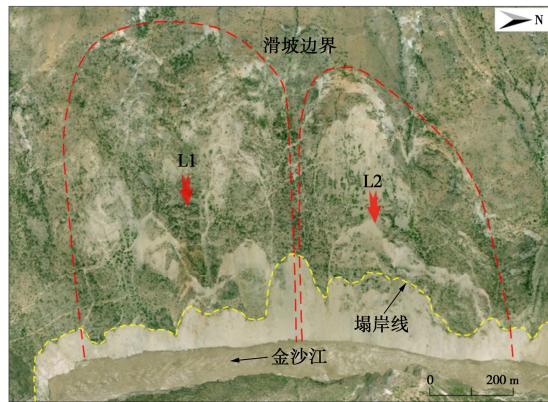


图 6 滑体前部发育 2 个次级滑坡

Fig. 6 Two secondary landslides in the front of landslide

#### 1.4 滑坡空间结构特征

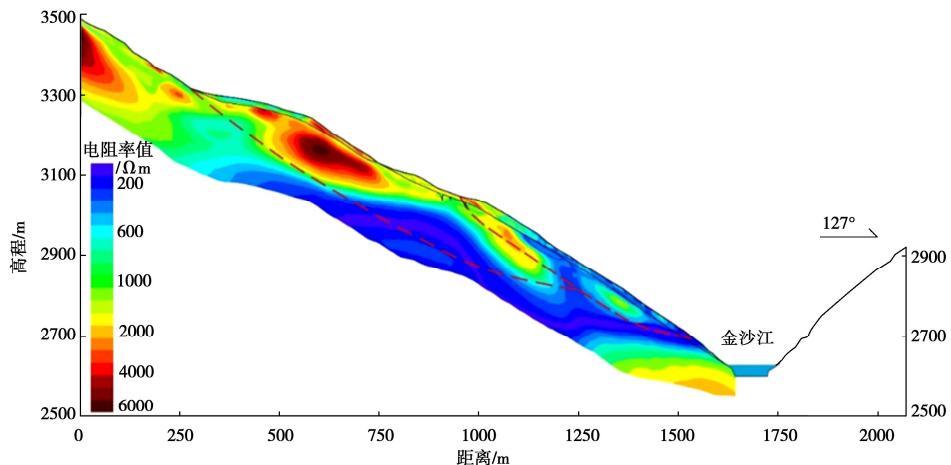
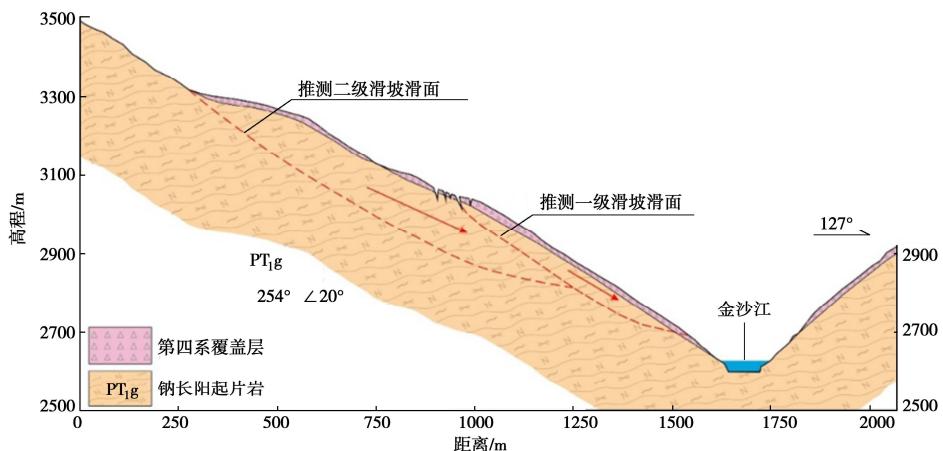
采用高密度电阻率法对滑坡  $A-A'$  剖面进行物探剖面测量, 测线自滑坡后缘至前缘金沙江边, 纵长 2000 m, 探测最大深度 150 m, 测线方向 S53°E。物探结果显示, 色拉滑坡表层为第四系堆积碎石土, 层厚约 10~20 m, 下部为基岩。滑坡体结构复杂, 垂向裂缝发育。在一级平台以下(高程 2750~3088 m)和

二级平台以下(高程 3088~3300 m)发育有两个高电阻率带, 该区域岩层为全风化—强风化, 结构较破碎, 强度较低, 厚度在 60~150 m, 下部低电阻率带为强风化—中风化基岩。在金沙江边高程为 2670~2750 m 之间低电阻率区域地下水富集, 高程 2550~2670 m 之间为高电阻率区域。通过分析判断, 该低电阻率和高电阻率的结合处即为滑动面, 滑坡从金沙江边地下水富集带剪出(图 7)。

根据滑坡基本变形特征与物探测量结果, 将该滑坡分为前部一级滑坡与后部二级滑坡, 一级滑坡包括前部滑塌变形区(III-1)和应力集中区(III-2), 平均厚度约 40 m, 体积约  $3048 \times 10^4 \text{ m}^3$ ; 二级滑坡包括后部下错变形区(I)和中部拉裂变形区(II), 平均厚度 40 m, 体积约  $3472 \times 10^4 \text{ m}^3$ (图 8)。

## 2 滑坡变形过程分析

为了追溯色拉滑坡变形历史, 分别采用差分合成孔径雷达干涉测量技术(InSAR)和偏移量跟踪技术(offset tracking)分析滑坡时序形变过程。

图 7 色拉滑坡物探剖面图 ( $A-A'$ )Fig. 7 Geophysical prospective profile of Sela landslide ( $A-A'$ )图 8 色拉滑坡地质剖面图 ( $A-A'$ )Fig. 8 Geological profile of Sela landslide ( $A-A'$ )

## 2.1 InSAR 技术形变分析

InSAR 技术测量选取了欧空局的 Sentinel 数据, 时间自 2014 年 10 月 31 日—2018 年 12 月 2 日, 合计 82 景, 空间分辨率  $5\text{ m} \times 20\text{ m}$ 。由于 InSAR 测量的是 LOS 方向的形变, 升降轨 LOS 方向上的投影结果存在明显差异, 所以对滑坡区升降轨处理结果进行叠加联合分析, 获取了沿滑坡坡向水平方向和竖直方向的时序形变速率(图 9)。图 11 结果显示, 2014 年 10 月 31 日—2018 年 12 月 2 日之间滑坡变形区范围明显, 形变较大区域主要集中在中前部, 沿坡向水平方向最大形变速率达到  $55\text{ mm/a}$ (图 9(a)), 坚直向下最大形变速率达到  $48\text{ mm/a}$ (图 9(b)), 而前缘一级滑坡崩滑区并未形成干涉条纹, 出现了失相干现象。

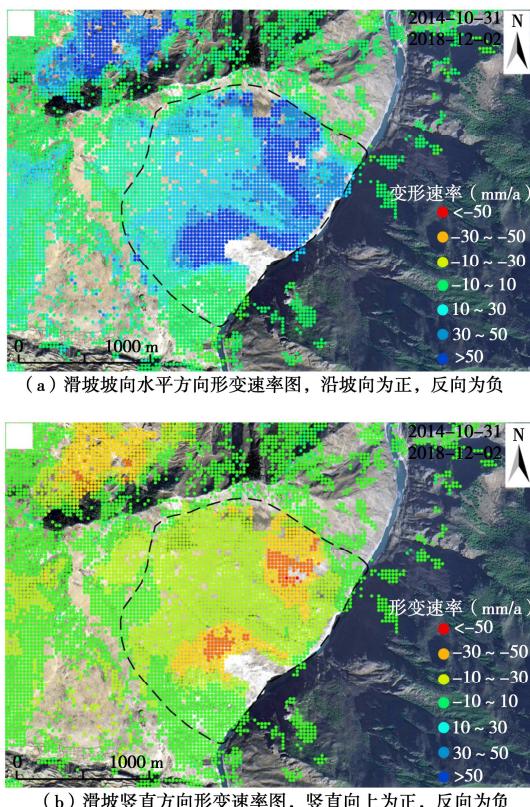


图 9 色拉滑坡 InSAR 形变速率图

Fig. 9 InSAR deformation rate of Sela landslide

## 2.2 Offset Tracking 技术形变分析

InSAR 技术能够获取大面积区域的形变信息, 但在滑坡体短期内发生较大形变时, 会出现失相干现象或无法正确反演的问题。Offset Tracking 技术利用 SAR 图像相关特征获取地面的形变信息, 对短期内大形变有较好的反演效果, 能够较好地弥补 InSAR 技术的局限性。因此又采用了 Offset Tracking 技术对滑坡体变形历史进行了分析, 选取了意大利航天局 COSMO-SkyMed 高分辨率升轨数据, 时间自 2018 年 11 月 7 日—2019 年 10 月 7 日, 合计 14 景, 空间分辨率  $1\text{ m} \times 1.7\text{ m}$ 。

分析结果显示, 监测时间范围内变形主要集中在前部一级滑坡滑塌变形区, 距离向最大形变量达到  $310\text{ mm}$ (图 10(a)), 方位向最大形变量达到了  $293\text{ mm}$ , 运动方向与箭头相反, 沿坡向向下(图 10(b))。

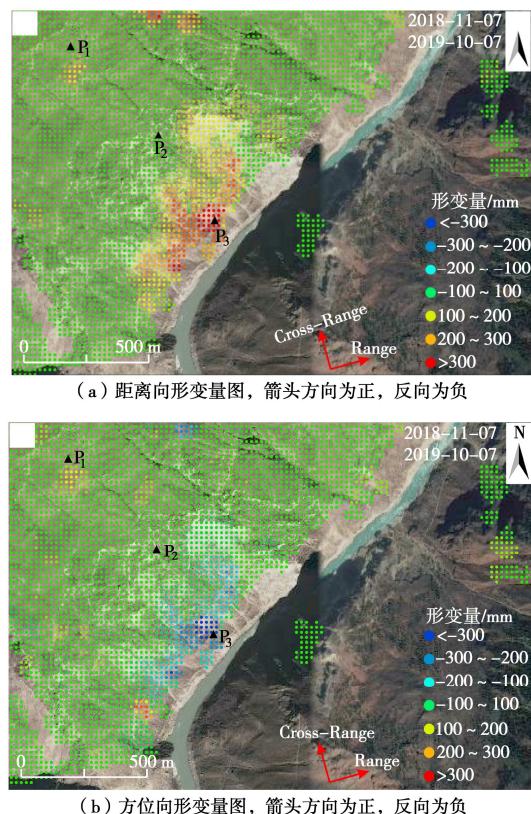


图 10 色拉滑坡 Offset Tracking 技术形变量图

Fig. 11 Offset-tracking deformation quantity of Sela landslide

为了准确分析滑坡的空间变形情况, 将距离向和方位向的结果做合成处理, 得到滑坡空间累积变形矢量图图 11。可以看出, 监测时间范围内滑坡形变主要集中在前缘, 形变方向以主滑方向为主, 最大形变量达到  $330\text{ mm}$ 。

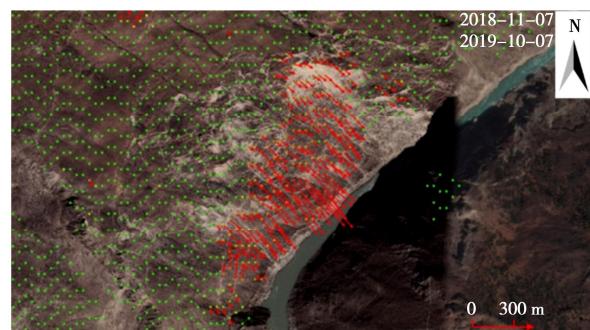


图 11 色拉滑坡空间累积形变矢量图

Fig. 11 Spatial cumulative deformation vectors of Sela landslide

自滑坡后缘到前缘根据滑坡分区选择 3 个关键特征点  $P_1 \sim P_3$ (图 10)分析滑坡的二维形变演化过程,

经过计算得到了各点的形变量与形变速率曲线(图12, 13)。可以看出, 各点距离向和方位向的变形量均随时间逐渐增大, 从后缘P<sub>1</sub>到前缘P<sub>3</sub>累积形变量逐渐增大。从形变速率来看, 滑坡中前部P<sub>2</sub>和P<sub>3</sub>点在2018年11月7日—11月20日之间, 距离向和方位向都出现加速趋势, 然后减速并逐渐变为匀速变形, 分析原因可能是由于白格滑坡堰塞湖第二次(2018年11月13日)泄流, 水位上涨流量增加并冲刷前缘所致。

对比InSAR和Offset Tracking技术的分析结果, 2014年10月31日—2018年12月2日滑坡体前部滑塌变形区最大形变速率为48~55 mm/a, 2018年11月7日—2019年10月7日滑坡最大形变速率为319~338 mm/a, 明显看出, 自2018年以来滑坡前部形变速率增大并有加剧变形趋势。综合滑坡的地形条件、地质结构、多期影像信息以及空间形变等特征, 可以推断色拉滑坡为多级滑坡。目前处于蠕滑变形阶段, 失稳模式为渐进式滑动, 前部一级滑坡主要受河流冲刷逐渐崩解, 造成后部二级滑坡失去阻挡支撑, 临空面增大, 牵引整体发生滑动失稳。

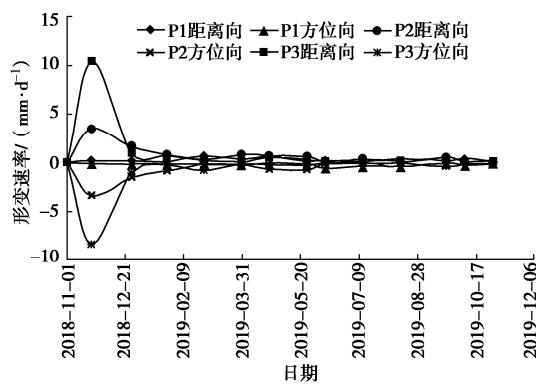


图12 特征点的二维时间序列累积形变量曲线(P1~P3)

Fig. 12 Cumulative deformation quantity in 2D time series of characteristic points (P1~P3)

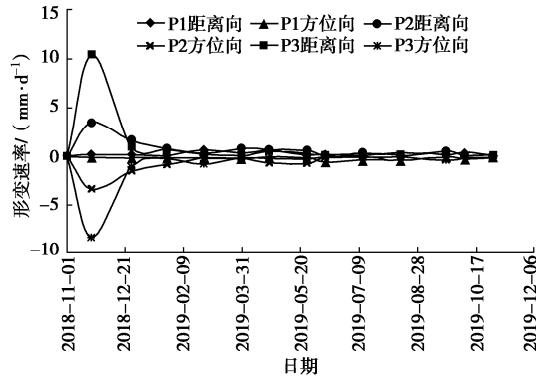


图13 特征点的二维时间序列累积形变速率曲线(P1~P3)

Fig. 13 Deformation rate of 2D time series of characteristic points

### 3 滑坡形成机理分析

活动构造带内发育的大型滑坡, 其成因机制一般

具有地质构造—岩体结构(软弱岩体)—斜坡应力状态—水—地形地貌—风化卸荷等多场耦合作用特征<sup>[15]</sup>。活动断裂经过多期运动及河谷下切表生改造, 在岩体结构方面, 不仅结构面类型多样, 而且密集发育; 在岩性条件方面, 除了普遍分布构造破碎带以外, 还广泛发育不同类型软弱岩体<sup>[16]</sup>。

#### 3.1 地质构造

色拉滑坡所处的金沙江缝合带岩体受到强大的构造应力挤压, 构造面的方向总体上沿金沙江走向分布, 局部地段的岸坡结构受到岩层和金沙江河道的改变发生变化, 从而导致滑坡结构出现差异<sup>[17~18]</sup>。金沙江区域内发育多期交汇断层, 色拉滑坡位于近SN向的洛冷登—巴巴断裂和近EW向的色协龙断裂的交汇处。本次采用了多期高分遥感解译、InSAR变形观测、无人机航测以及现场调查等多种技术手段, 在金沙江干流白玉—巴塘段共调查出百万方以上的大型高位滑坡20余处, 均发育在金沙江缝合带内, 其中丁巴滑坡、通错滑坡、拍若滑坡、通中拉卡滑坡、下松洼滑坡、毕英滑坡、特米滑坡等7处滑坡体均有活动断裂穿越横切(图14)。

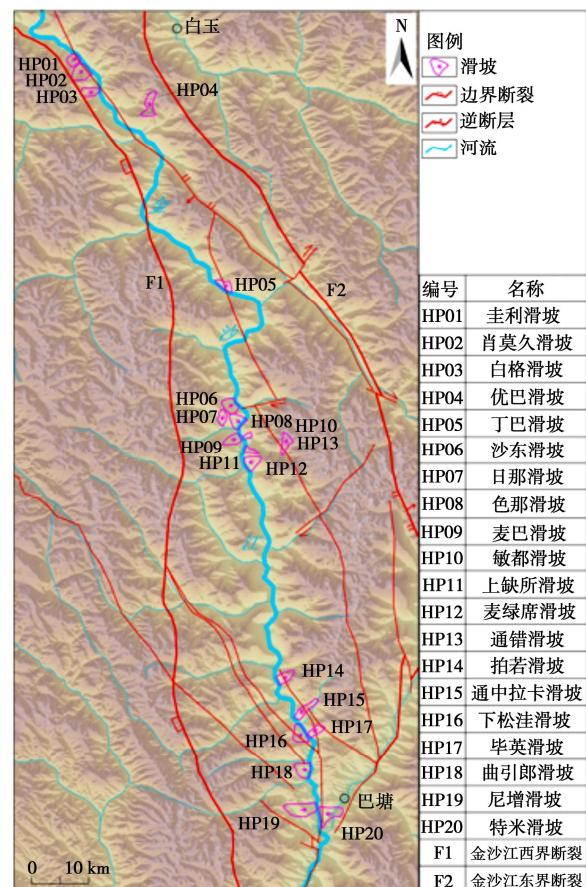


图14 金沙江白玉—巴塘段堵江滑坡分布与构造纲要图

Fig. 14 Landslide distribution and tectonic outline in Baiyu—Batang section of Jinsha River

### 3.2 地层岩性与易滑结构

色拉滑坡岩性主要为钠长阳起片岩, 产状  $254^{\circ} \angle 20^{\circ}$ , 受到强烈构造作用影响, 岩体完整性差, 节理裂隙发育, 风化破碎严重, 多分割成块度小于  $0.5\text{ m}$  的碎裂状, 由断层泥、构造角砾岩组成断层破碎软弱带, 经过长期蠕变演化<sup>[19-21]</sup>, 加上冰川雪域的高寒冻融作用, 致使岩体完整性与强度较差, 岩体与岩块的强度差异较大。通过对滑坡附近区域不同深度岩体与岩块的声波波速测试(图 15), 岩性为片麻岩和板岩, 结果显示, 深度在  $0\sim 80\text{ m}$  之间, 岩体在  $2140\sim 2270\text{ m/s}$ , 岩块波速在  $3760\sim 4230\text{ m/s}$ , 但是不同深度岩体的波速均小于岩块波速, 岩体的完整性系数在  $0.29\sim 0.47$  (图 16), 完整程度属于破碎—较破碎<sup>[22]</sup>, 表明组成滑坡的岩体结构完整程度较差, 强度远低于岩块强度。

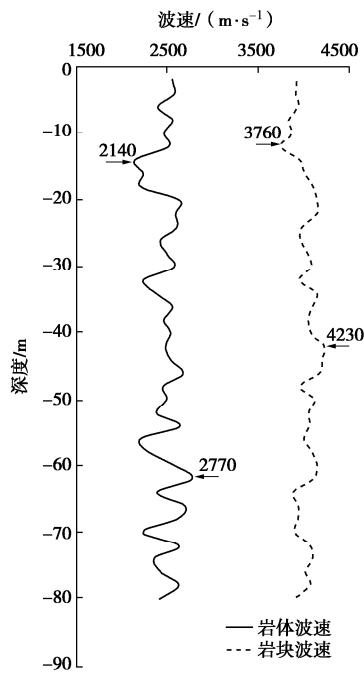


图 15 岩块与岩体的波速 - 深度曲线

Fig. 15 Velocity-depth curves of rock block and rock mass

### 3.3 降雨

根据贡觉县降雨资料, 全县境内多年平均降水量在  $480\text{ mm}$ , 降雨量各月分配不均, 主要集中在 6—9 月, 累积降水量  $351\text{ mm}$ , 占全年降水量的  $73\%$ , 是降水高峰期。从 2019 年色拉滑坡附近日降雨量曲线可以看出, 7—9 月份降雨最密集, 累积雨量最大, 最大日降水量  $36\text{ mm}$ , 具有短时降雨强度大的特点(图 17)。滑坡体发育 5 条大型暴雨型冲沟, 暴雨时会形成短时山洪, 降水在坡体表面汇集, 据初步统计, 滑坡体汇水面积约  $3.5\text{ km}^2$ , 为滑坡体暴雨冲沟提供了充足的汇水条件, 降水沿坡面及一级平台裂缝渗入, 一方

面使滑体含水而重量增加, 另一方面地表水入渗后在相对隔水层赋存, 不仅软化隔水层顶面, 使其抗剪强度降低而形成滑动面, 而且易形成一定静水压力, 从而增大滑坡的下滑力, 致使其破坏失稳<sup>[23]</sup>。

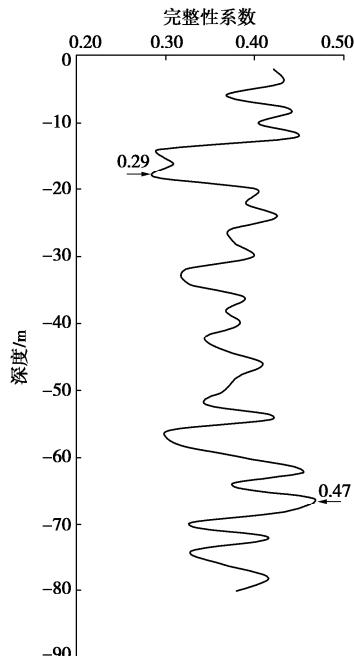


图 16 岩体完整性系数曲线

Fig. 16 Integrity coefficient curves of rock mass

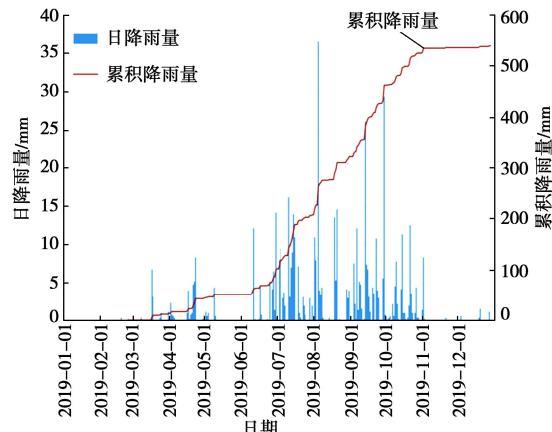


图 17 滑坡附近区域 2019 年降雨量曲线

Fig. 17 Precipitation curves in areas near landslide in 2019

### 3.4 河流冲刷侵蚀

高山峡谷区高陡斜坡受到河流的强烈快速下切及侧蚀作用, 造成斜坡岩体强烈卸荷, 河谷两侧滑坡、崩塌不断发生, 常形成大规模的滑坡堵江灾害<sup>[24]</sup>。色拉滑坡位于金沙江右岸, 河谷发育宽度  $100\sim 250\text{ m}$ , 河道纵坡降约  $50\%$ , 年平均流量  $4750\text{ m}^3/\text{s}$ 。调查期间(枯水季节)金沙江江水流量  $200\sim 300\text{ m}^3/\text{s}$ , 江水最大流速约  $3\sim 4\text{ m/s}$ 。白格滑坡位于色拉滑坡上游约  $80\text{ km}$  处, 2018 年 10 月 10 日和 11 月 3 日发生了两次大规模滑坡并堵塞金沙江, 形成了堰塞湖, 又分别溃决泄流, 造成下游沿江约  $400\text{ km}$  范围受灾<sup>[2]</sup>。根据统

计, 白格滑坡第一次泄流峰值流量达到  $1.0 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{s}$  (图 18), 第二次堰塞湖最大蓄水量达到了  $5.97 \times 10^8 \text{ m}^3$ , 泄流峰值流量达到了  $3.1 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{s}$  (图 19)。泄流对下游河道岸坡形成了剧烈的冲刷侵蚀作用, 在色拉滑坡前缘形成水头高度约 50~60 m, 使其前缘岸坡发生大规模滑塌, 并诱发滑坡体产生新的变形裂缝。泄流前塌岸面积为  $3.0 \times 10^4 \text{ m}^2$ , 泄流后形成陡峻塌岸高度约 60 m, 面积为  $22.0 \times 10^4 \text{ m}^2$ , 扩大了  $19 \times 10^4 \text{ m}^2$ , 从而影响了色拉滑坡的整体稳定性 (图 20)。

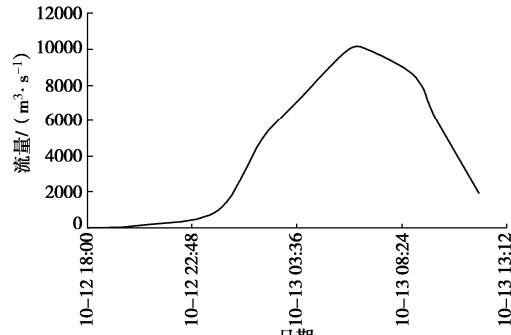


图 18 白格滑坡堰塞湖第一次泄流流量

Fig. 18 Discharge of first slip of Baige landslide-barrier lake

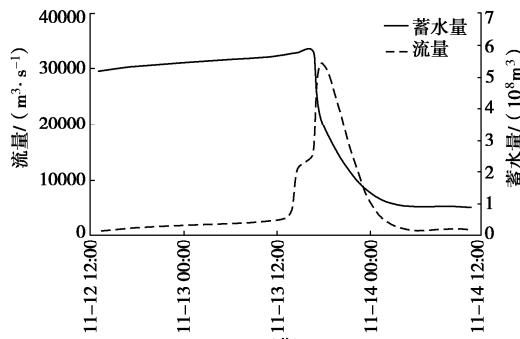


图 19 白格滑坡堰塞湖第二次泄流流量与蓄水量

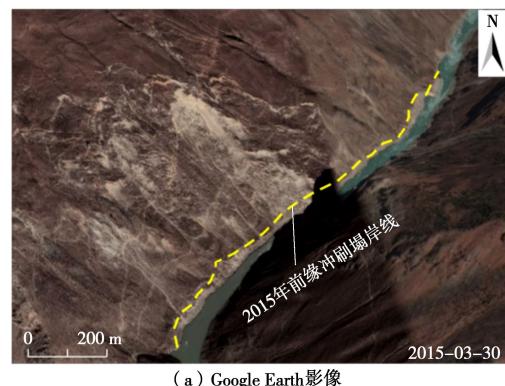
Fig. 19 Discharge and storage of second slip of Baige landslide-barrier lake

## 4 讨 论

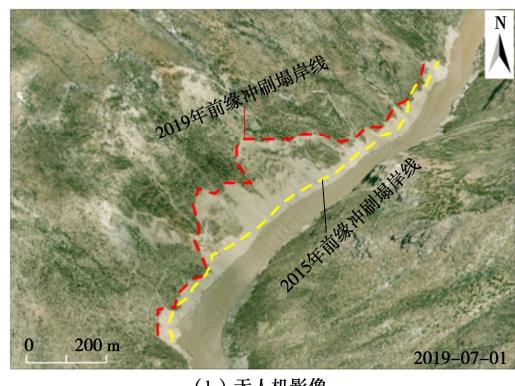
### 4.1 堵江滑坡的早期识别

金沙江上游位于青藏高原东缘板块结合带, 岩体结构复杂破碎, 地形陡峭, 滑坡崩塌非常发育, 流域性地质灾害链风险极高。2018年10月10日和11月3日, 西藏自治区江达县波罗乡白格村先后两次发生特大山体滑坡, 体积达  $3500 \times 10^4 \text{ m}^3$ , 导致了金沙江断流。虽通过人工干预, 堰塞体溃口最大洪峰流量仍达  $3.4 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{s}$ , 对下游 700 km 河段西藏、四川和云南三省(区)的村庄、道路造成了严重危害, 特别是下游在建的叶巴滩、巴塘、苏洼龙等水电站损失巨大, 此次灾害共计造成 10.2 万人受灾, 经济损失达 120 亿。白格滑坡发生后, 通过运用空间遥感(高分 2 号卫星和 WorldView-2 卫星数据)和地面调查, 在金沙江上

游白玉—巴塘河段, 识别出 20 处体积大于 100 万  $\text{m}^3$  的高位滑坡, 其中, 规模为大型 12 处, 特大型 8 处。从稳定性上初步分析, 不稳定的滑坡灾害 6 处, 稳定性差的滑坡 10 处。采用高精度光学遥感、InSAR、地表位移监测等技术方法, 可以及时识别并提取这些大型高位滑坡的变形区域及变形量等信息, 对滑坡的成灾模式和变形趋势分析具有重要意义。因此, 需要加强先进技术手段应用, 提升金沙江流域地质灾害早期识别能力。



(a) Google Earth 影像



(b) 无人机影像

图 20 色拉滑坡前缘坡脚受冲刷侵蚀塌岸现象

Fig. 20 Bank collapse in the front of Sela landslide

### 4.2 特大滑坡灾害链的风险管理

金沙江流域地质构造极其复杂, 地质工作基础薄弱, 流域性的滑坡—堰塞湖等地质灾害链对沿江城镇、乡村、道路和水电开发构成严重危害。金沙江上游目前建成和规划建设的梯级电站达 13 座, 总装机容量超过 1000 万 kw, 蓄水运行后, 滑坡的成灾模式将由堰塞湖溃决形成流域性灾害发生转变, 在库首地段, 主要为滑坡入江涌浪灾害, 在库尾仍存在特大滑坡堰塞湖灾害风险, 对金沙江沿江的村镇和土地、道路构成新的威胁。据初步估算, 色拉滑坡规模可达 6000 多万方, 目前处于蠕滑变形阶段, 后期一旦遭遇极端降雨或地震情况, 很有可能发生一次或多次滑动堵塞金沙江形成堰塞湖。因此, 加强金沙江流域性高位滑坡灾害链风险管理是水电站、沿岸城镇、道路等安全

运行的重要前提。

## 5 结 论

本文以金沙江色拉滑坡为例讨论了高山峡谷区高位滑坡变形特征、发展趋势及灾害风险管理等问题。通过现场调查测绘、多期遥感影像分析、InSAR 技术动态观测、物探、地表位移监测等方法, 得到了以下认识:

(1) 色拉滑坡在地貌上属高山峡谷区, 所在山体斜坡地形上陡下缓, 后缘高程 3342 m, 前缘高程 2649 m, 高差 693 m, 面积约  $163 \times 10^4 \text{ m}^2$ , 估算体积约  $6520 \times 10^4 \text{ m}^3$ , 属特大型高位滑坡。坡体表面已发生解体, 发育大型拉张裂缝 5 条, 形成多条汇水冲沟, 前缘大规模滑塌, 并形成两个次级滑坡。整体可分为 3 个变形区: 后部下错变形区(I)、中部拉裂变形区(II)和前部应力集中区(III), 其中 III 分为前部滑塌变形区(III-1)和前部应力集中区(III-2)。

(2) 色拉滑坡处于金沙江板块缝合带内, 洛冷登—巴巴断裂和色协龙断裂交汇处, 断裂带内剪应力集中, 母岩为二叠系、三叠系岗托岩组片岩, 岩体结构破碎疏松, 发育由断层泥、构造角砾岩组成断层破碎软弱带, 完整性差。受地质构造、地层岩性、降雨与河流冲刷侵蚀等作用影响, 整体目前处于蠕滑变形阶段。

(3) 色拉滑坡为多级渐进式滑动模式, InSAR 和 Offset Tracking 技术分析 2014—2019 年间的形变结果显示, 自 2018 年 11 月以来滑坡前部变形速率剧增, 滑坡前缘岸坡发生大规模滑塌解体, 并诱发滑坡体中后部产生大量新的裂缝。从地表位移监测曲线来看, 滑坡变形持续增大, 未来前部滑塌变形区发生破坏失稳的可能性较大, 前部一级滑坡滑动后临空面增大, 造成后部二级滑坡失去支撑, 导致滑坡整体失稳破坏。

(4) 流域性的滑坡—堰塞湖等灾害链对沿江城镇、乡村、道路和水电开发等构成严重危害, 应结合梯级水电工程开发和金沙江流域保护规划, 加强空天地一体化等先进技术手段运用, 开展金沙江流域地质灾害早期识别与监控工作, 提高特大型地质灾害链防治水平与风险管控能力。

## 参 考 文 献:

- [1] 黄润秋. 岩石高边坡发育的动力过程及其稳定性控制[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(8): 1525–1544. (HUANG Run-qiu. Geodynamical process and stability control of high rock slope development[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(8): 1525–1544. (in Chinese))

- [2] 许 强, 郑 光, 李为乐, 等. 2018 年 10 月和 11 月金沙江白格两次滑坡—堰塞堵江事件分析研究[J]. 工程地质学报, 2018, 26(6): 1534–1551. (XU Qiang, ZHENG Guang, LI Wei-le, et al. Study on successive landslide damming events of Jinsha River in Baige village on October 11 and November 3, 2018[J]. Journal of Engineering Geology, 2018, 26(6): 1534–1551. (in Chinese))
- [3] 邓建辉, 高云建, 余志球, 等. 堰塞金沙江上游的白格滑坡形成机制与过程分析[J]. 工程科学与技术, 2019, 51(1): 9–16. (DENG Jian-hui, GAO Yun-jian, YU Zhi-qiu, et al. Analysis on the formation mechanism and process of baige landslides damming the Upper Reach of Jinsha River, China[J]. Advanced Engineering Sciences, 2019, 51(1): 9–16. (in Chinese))
- [4] 陈剑平, 李会中. 金沙江上游快速隆升河段复杂结构岩体灾变特征与机理[J]. 吉林大学学报(地球科学版), 2016, 46(4): 1167. (CHEN Jian-ping, LI Hui-zhong. Genetic mechanism and disasters features of complicated structural rock mass along the rapidly uplift section at the upstream of Jinsha River[J]. Journal of Jilin University (Earth Science Edition), 2016, 46(4): 1167. (in Chinese))
- [5] 殷跃平, 王文沛, 张楠, 等. 强震区高位滑坡远程灾害特征研究—以四川茂县新磨滑坡为例[J]. 中国地质, 2017, 44(5): 827–841. (YIN Yue-ping, WANG Wen-pe, ZHANG Nan, et al. Long runout geological disaster initiated by the ridge-top rockslide in a strong earthquake area: a case study of the Xinmo landslide in Maoxian County, Sichuan Province[J]. Geology in China, 2017, 44(5): 827–841. (in Chinese))
- [6] 殷跃平. 斜倾厚层岩质斜坡滑坡视向滑动机制研究—以重庆武隆鸡尾山滑坡为例[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(2): 217–226. (YIN Yue-ping. Mechanism of apparent dip slide of inclined bedding rockslide—a case study of Jiweishan rockslide in Wulong, Chongqing[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(2): 217–226. (in Chinese))
- [7] 朱赛楠. 厚层基岩滑坡软弱夹层演化过程及控滑机理研究[D]. 西安: 长安大学, 2016. (ZHU Sai-nan. Research on Evolution Process and Controlling Mechanism of Weak Layer from Thick Layered Bedrock Landslide[D]. Xi'an: Chang'an University, 2016. (in Chinese))
- [8] 许 强, 邓茂林, 李世海, 等. 武隆鸡尾山滑坡形成机理数值模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(11): 2012–2021. (XU Qiang, DENG Mao-lin, LI Shi-hai, et al. Numerical simulation for foamation of Jiweishan landslide in Wulong

- County, Chongqing City of China[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(11): 2012 – 2021. (in Chinese))
- [9] GAO Y, LI B, GAO H Y, et al. Dynamic characteristics of high-elevation and long-runout landslides in the Emeishan basalt area: a case study of the Shuicheng “7.23”landslide in Guizhou, China[J]. Landslides, 2020, 1 – 15.
- [10] YIN Y P, XING A G. Aerodynamic modeling of the Yigong gigantic rock slide-debris avalanche, Tibet, China[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2012, **71**(1): 149 – 160.
- [11] YIN Y P, CHENG Y L, LIANG J T, et al. Heavy-rainfall-induced catastrophic rockslide-debris flow at Sanxicun, Dujiangyan, after the Wenchuan Ms 8.0 earthquake[J]. Landslides, 2016, **13**(1): 9 – 23.
- [12] 许强, 李为乐, 董秀军, 等. 四川茂县叠溪镇新磨村滑坡特征与成因机制初步研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(11): 2612 – 2628. (XU Qiang, LI Wei-le, DONG Xiu-jun, et al. The Xinmocun landslide on June 24, 2017 in Maoxian, Sichuan: characteristics and failure mechanism[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(11): 2612 – 2628. (in Chinese))
- [13] WANG F W, ZHANG Y M, HUO Z T, et al. The July 14, 2003 Qianjiangping landslide, Three Gorges Reservoir, China[J]. Landslides, 2004, **1**(2): 157 – 162.
- [14] 肖锐铧, 陈红旗, 冷洋洋, 等. 贵州纳雍“8·28”崩塌破坏过程与变形破坏机理初探[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2018, **29**(1): 3 – 9. (XIAO Rui-hua, CHEN Hong-qi, LENG Yang-yang, et al. Preliminary analysis on the failure process and mechanism of the August 28 collapse in Nayong, County, Guizhou Province[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2018, **29**(1): 3 – 9. (in Chinese))
- [15] 罗先启, 葛修润. 滑坡模型试验理论及其应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2008. (LUO Xian-qi, GE Xiu-run. Theory and Application of Model Test on Landslide[M]. Beijing: China Water & Power Press, 2008. (in Chinese))
- [16] 张永双, 郭长宝, 周能娟. 金沙江支流冲江河巨型滑坡及其局部复活机理研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(3): 445 – 453. (ZHANG Yong-shuang, GUO Chang-bao, ZHOU Neng-juan. Characteristics of Chongjianghe landslide at a branch of Jinsha River and its local reactivation mechanism[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(3): 445 – 453. (in Chinese))
- [17] 黄润秋. 中国西部地区典型岩质滑坡机理研究[J]. 第四纪研究, 2003, **23**(6): 640 – 647. (HUANG Run-qiu. Mechanism of large scale landslides in western China[J]. Quaternary Science, 2003, **23**(6): 640 – 647. (in Chinese))
- [18] 张永双, 石菊松, 孙萍, 等. 汶川地震内外动力耦合及灾害实例[J]. 地质力学学报, 2009, **15**(2): 131 – 141. (ZHANG Yong-shuang, SHI Ju-song, SUN Ping, et al. Coupling Between endogenic and exogenic geological processes in the Wenchuan earthquake and example analysis of geo-hazards[J]. Journal of Geomechanics, 2009, **15**(2): 131 – 141. (in Chinese))
- [19] 朱赛楠, 李滨, 冯振. 乌江流域含炭质钙质页岩三轴流变力学特性分析[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2015, **26**(4): 144 – 151. (ZHU Sai-nan, LI Bin, FENG Zhen. Analysis of triaxial rheological mechanical properties of carbonaceous and calcareous shale in Wujiang river basin[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2015, **26**(4): 144 – 151. (in Chinese))
- [20] 朱赛楠, 殷跃平, 李滨, 等. 二叠系炭质页岩软弱夹层剪切蠕变特性研究[J]. 岩土力学, 2019, **40**: 1 – 11. (ZHU Sai-nan, YIN Yue-ping, LI Bin, et al. Shear creep characteristics for carbonaceous shale in Permian weak intercalation[J]. Rock and Soil Mechanism, 2019, **40**: 1 – 11. (in Chinese))
- [21] 刘虎虎, 缪海波, 陈志伟, 等. 三峡库区侏罗系顺层滑坡带土的剪切蠕变特性[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(8): 1573 – 1580. (LIU Hu-hu, MIAO Hai-bo, CHEN Zhi-wei, et al. Shear creep behaviors of sliding-zone soil of bedding landslide in Jurassic stratum in Three Gorges Reservoir area[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(8): 1573 – 1580. (in Chinese))
- [22] 岩土工程勘察规范 : GB50021 — 2018[S]. 2018. (Geotechnical Engineering Investigation Code: GB50021—2018[S]. 2018. (in Chinese))
- [23] YIN Yue-ping, LI Bin, WANG Wen-pei, et al. Mechanism of the December 2015 catastrophic landslide at the Shenzhen landfill and controlling geotechnical risks of urbanization[J]. Engineering, 2016, **2**(2): 230 – 249.
- [24] 柴贺军, 刘汉超, 张倬元. 中国堵江滑坡发育分布特征[J]. 山地学报, 2000, **18**(增刊): 51 – 54. (CHAI He-jun, LIU Han-chao, ZHANG Zhuo-yuan. The temporal-spatial distribution of damming landslides in China[J]. Journal of Mountain Science, 2000, **18**(S0): 51 – 54. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202104012

# 浅埋地下结构耐震时程分析法最优持时研究

钟紫蓝, 甄立斌, 陈群, 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:** 为研究持时对地下结构耐震时程分析结果的影响, 选取 II 类和 III 类工程场地中典型的两层三跨地铁车站为原型, 以基岩场地地震动均值反应谱为目标谱, 构造了 6 种典型持时的耐震加速度时程曲线作为输入。通过将耐震分析结果与增量动力分析基准结果对比表明, 耐震加速度时程曲线的持时对分析结果影响显著。根据目标时间点与地震动能量指标阿里亚斯强度值的变化规律, 给出了最优目标时间点的确定公式并进行验证。由研究结果可知, 对于 II 和 III 类工程场地, 耐震时程曲线较优持时分别为 30 s 和 45 s; 给出的目标时间点的确定公式对上述两类场地中的地下结构抗震性能评价具有一定适用性, 当构造的耐震时程曲线在目标时间区段内的能量值与实际地震动的能量值较为接近时, 耐震时程分析结果最为精确。

**关键词:** 耐震时程分析法; 地铁车站; 增量动力分析; 目标时间点; 阿里亚斯强度指标

**中图分类号:** TU311      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2021)04-0698-08

**作者简介:** 钟紫蓝(1986—), 男, 博士, 副研究员, 主要从事生命线地震工程方面的研究工作。E-mail: zilanzhong@bjut.edu.cn。

## Optimal duration of endurance time acceleration functions for shallow buried underground structures

ZHONG Zi-lan, ZHEN Li-bin, CHEN Qun, 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:** The effects of duration of the endurance time analysis on the seismic response of the underground structures are investigated. The typical two-story three-span subway station embedded in the sites of classes II and III is used as the prototype. The response spectra at the engineering bedrock is used as the target ones to develop six endurance time acceleration functions as the input motions for the nonlinear soil-structure interaction system. Using the results from the incremental dynamic analysis as the reference, the effects of time duration of the endurance time analysis on the seismic analysis of underground structures are significant. A formula to compute the optimal time duration based on the variations of earthquake ground motion energy measure, Arias intensity, with the target time is proposed and validated. It can be seen from the numerical results that endurance time acceleration functions with durations of 30 and 45 s are more favorable for the underground structures embedded in the sites of classes II and III, respectively. Moreover, the proposed formula for the optimal duration estimation is feasible for the seismic performance evaluation of underground structures in the above two site classes. The results from the endurance time analysis are more accurate when the total energy in the artificial endurance time acceleration function is close to the actual earthquake records.

**Key words:** endurance time analysis; underground structure; incremental dynamic analysis; target time; Arias intensity

## 0 引言

1995 年日本阪神地震中, 大开地铁车站几乎完全塌毁, 是历史上首次记录到的大型地下结构遭受严重震害的实例<sup>[1]</sup>; 2008 年汶川特大地震中, 成都市在建的地铁车站遭受了不同程度的破坏<sup>[2]</sup>; 2013 年中国的庐山地震和 2016 年日本的熊本地震, 均对山岭隧道造成了严重破坏。这些震害清楚地表明, 地下结构同样

面临着地震灾害的威胁, 因此, 近年来对地下结构开展抗震性能评价成为土木工程领域和地震工程领域热门的研究课题。基于性能的结构抗震设计(performance-

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); 国家重点研发计划项目(2018YFC1504305)

收稿日期: 2020-08-31

\*通信作者(E-mail: zhaomi@bjut.edu.cn)

based seismic design, PBSD) 要求结构能够在不同的地震危险水准下满足不同的性能要求, 进而对结构多目标抗震性能提出需求<sup>[3]</sup>。目前, 对地下结构常用的抗震性能评价方法有拟静力分析方法, 如地下结构 Pushover 法<sup>[4-6]</sup>和非线性动力时程分析方法, 如增量动力分析法<sup>[7]</sup> (increment dynamic analysis, IDA)、云分析法<sup>[8]</sup>、多条带分析法<sup>[9]</sup>等。钟紫蓝等<sup>[10]</sup>总结了上述两类方法存在的局限性, 同时将耐震时程分析法 (endurance time analysis, ETA) 引入到地下结构抗震性能评价中来, 以大开地铁车站为原型, 验证了该方法在地下结构抗震性能评价中的适用性与精度, 为地下结构抗震性能快速评价提供了新思路。

耐震时程分析法的关键在于根据预先定义的目标反应谱构造一条随着持时增加而地震动强度不断增强的加速度时程曲线 (endurance time acceleration function, ETAF)<sup>[11]</sup>, 其构造函数<sup>[12]</sup>如下式所示:

$$S_{\text{af}}(T, t) = \frac{t}{t_{\text{Target}}} \times S_{\text{ac}}(T) \quad , \quad (1)$$

式中,  $t_{\text{target}}$  为目标时间点,  $t$  为任一时间点,  $S_{\text{ac}}(T)$  为目标反应谱 (通常为规范设计谱或者预先定义的地震动反应谱),  $T$  为结构的自振周期,  $S_{\text{af}}(T, t)$  为  $0 \sim t$  时刻所构造的 ETAF 反应谱。由式 (1) 可知, 只需确定目标时间点  $t_{\text{Target}}$  和目标反应谱  $S_{\text{ac}}(T)$ , 所构造的  $0 \sim t$  时刻内的 ETAF 的加速度反应谱便与持时  $t$  成线性关系。将式 (1) 转化为无约束优化问题, 便可通过不断迭代求解, 构造一条较优的耐震时程曲线<sup>[10]</sup>。

目标时间点  $t_{\text{Target}}$  是耐震时程曲线构造函数中较为关键的参数, 它的确定理论上应与结构的自振周期以及代表性地震动持时有关<sup>[12]</sup>。刘向阳<sup>[13]</sup>以 4 种不同层高的钢框架为研究对象, 分析了持时长短对钢框架结构耐震响应的影响, 结果表明持时过长或较短均会导致 ETA 结果与 IDA 基准结果离散度较大, 且对于不同层高的钢框架结构, 持时为 45 s 的耐震时程曲线分析结果, 均具有较好的准确性与可靠性; Valamanesh 等<sup>[14]</sup>研究了耐震时程曲线的特征参数随目标时间点的变化规律, 通过与地震动特性进行差异对比, 发现在特定的目标时间段内 ETAF 与有效的地震动特征参数之间存在较好的一致性。然而, 现阶段针对  $t_{\text{Target}}$  的确定还未形成统一认识, 钟紫蓝等<sup>[10]</sup>也指出, 关于目标时间点的确定有待进一步研究。

本文在文献[10]的研究基础上, 选取 15 条基岩场地地震动记录, 并基于基岩场地地震动反应谱生成  $t_{\text{Target}}$  分别为 5, 10, 15, 20, 25, 30 s 的 ETAFs 各 3 条, 研究两种典型场地下持时长短对地铁车站耐震时程分析结果的影响, 并根据耐震时程的阿里亚斯强度指标与目标时间点的变化规律, 给出地下结构耐震时

程分析法持时的确定公式并进行验证。

## 1 有限元模型建立

### 1.1 计算模型与参数

本文以南京某两层三跨地铁车站结构<sup>[15]</sup>为研究对象, 结构的横断面尺寸如图 1 所示。该地铁车站结构的顶、底板的配筋率为 1.10%, 中层隔板的配筋率为 1.70%, 左右侧墙配筋率为 0.65%, 中柱配筋率为 1.0%。

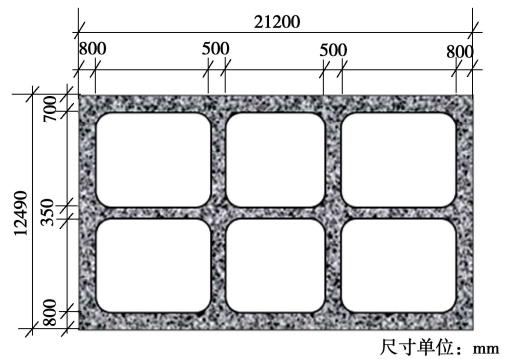


图 1 地铁车站横断面示意图

Fig. 1 Cross-sectional details of subway station

中国城市的地铁结构大多是在沉积土层中建造的, 地震动参数和场地条件对基岩地震动都具有不同的放大效应, 使得场地表现出不同的地震响应规律, 进而影响结构在地震下的反应。针对这一情况, 本文选取了两种典型场地条件, 土层厚度均为 60 m, 地下结构埋深为 10 m。表 1, 2 分别给出了两类场地的土层划分及物理参数, 两类场地均是由砂性土和黏性土组成, 按照中国《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)<sup>[16]</sup>对工程场地的划分标准, 所选两类场地的等效剪切波速分别为 251, 147 m/s, 分别属于 II 类与 III 类工程场地。

### 1.2 有限元模型建立

基于文献[10]已验证的建模分析方法, 本文在 OpenSees 有限元软件中建立二维的土-地下结构相互作用分析模型, 如图 2 所示, 模型宽度为 120 m, 场地高度取至距地表为 60 m 的工程基岩面。地铁车站为典型的钢筋混凝土结构, 采用 C30 等级混凝土, 钢筋及混凝土材料参数及本构模型参见文献[10]。周围土场采用四节点平面应变单元模拟, 土体材料均采用多屈服面弹塑性材料: 砂性土为 Pressure depend multi yield 材料, 其屈服面是 Drucker-Prager 本构模型<sup>[17]</sup>; 黏性土为 Pressure independ multi yield 材料, 其屈服面是内嵌的 Von Mises 本构模型<sup>[18]</sup>。模型在初始地应力平衡后, 再进行动力时程分析。

表 1 II 类场地土层物理参数表

Table 1 Physical parameters of site class II soil

土层	类别	厚度 /m	密度 $\rho$ /(t·m <sup>-3</sup> )	剪切波速 $V_s$ /(m·s <sup>-1</sup> )	黏聚力 c /kPa	摩擦角 $\varphi$ /(°)	剪切波速 $V_s$ /(m·s <sup>-1</sup> )
1	人工填土	4.0	1.90	180	20.0	12.0	100
2	粉质黏土	4.0	1.90	230	30.0	20.0	200
3	细中砂	17.0	2.00	300	1.0	35.0	300
4	细粉砂	15.0	2.00	320	1.0	35.0	400
5	粗砂	20.0	2.23	380	1.0	35.0	

表 2 III类场地土层物理参数表

Table 2 Physical parameters of site class III soil

土层	类别	厚度 /m	密度 $\rho$ /(t·m <sup>-3</sup> )	剪切波速 $V_s$ /(m·s <sup>-1</sup> )	黏聚力 c /kPa	摩擦角 $\varphi$ /(°)	剪切波速 $V_s$ /(m·s <sup>-1</sup> )
1	淤泥质土	5.5	1.90	120	13.5	12.0	100
2	淤泥	16.5	1.90	160	15.0	12.0	200
3	粉质黏土	17.0	1.90	205	1.0	35.0	300
4	粉细砂	21.0	2.02	263	20.0	20.0	400
	黏土						

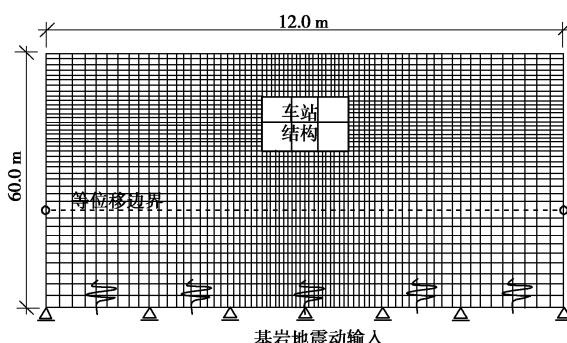


图 2 地铁车站二维整体有限元模型示意图

Fig. 2 2D finite element model for soil-underground structure

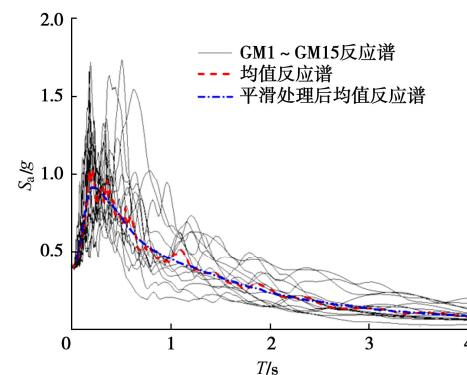
## 2 地震动记录的筛选与生成

### 2.1 基岩场地地震动记录筛选

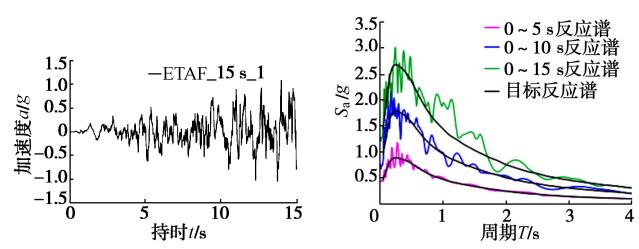
本文基于美国 ASCE 规范<sup>[19]</sup>依据剪切波速对场地类型的划分，在美国太平洋强震数据库中筛选了 15 条露头基岩场地的地震动（ground motion, GM），根据 8 度设防规定将所选 15 条天然地震动调幅至 0.4g，计算所选地震动的反应谱及其均值反应谱如图 3 所示。对所选的露头基岩地震动的 PGA 先进行幅值折半，后按比例进行调幅以进行 IDA 分析，调幅范围为 0~0.8g，增幅为 0.05g，每条地震动共缩放 16 次，经调幅的地震动由模型底部下卧工程基岩处进行输入，如图 2 所示。

### 2.2 不同持时的 ETAFs 生成

本文基岩场地地震动的均值反应谱作为预先定义

图 3 基岩场地地震动加速度反应谱( $\xi=5\%$ )Fig. 3 Elastic acceleration response spectra of bedrock earthquake records ( $\xi=5\%$ )

的目标反应谱  $S_{aC}(T)$ ，利用地震动信号处理程序 EQSignal<sup>[20-21]</sup>生成持时分别为 15, 30, 45, 60, 75, 90 s 的 6 种 ETAFs 各 3 条， $t_{Target}$  分别为 5, 10, 15, 20, 25, 30 s。由于版面有限，仅取持时为 15, 45, 75 s 其中一条作为展示，如图 4 所示，所生成的 ETAFs 在各目标时间段内的反应谱与目标谱吻合良好，表明所生成的 ETAFs 具有足够的精度。



(a) ETAF\_15 s\_1

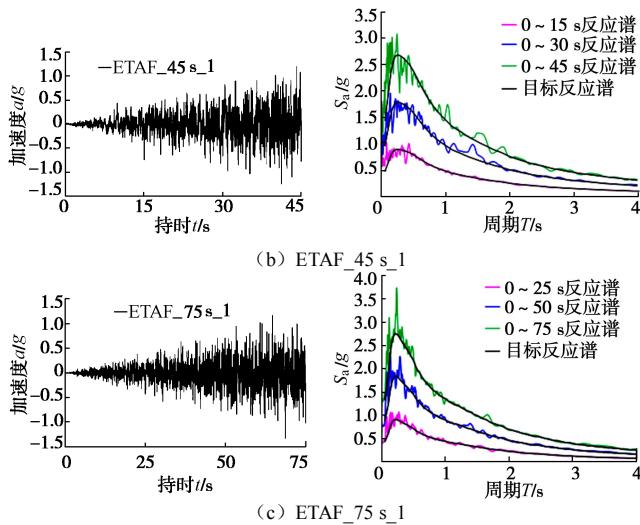


图4 基于基岩地震动反应谱的不同持时耐震时程曲线示意图  
Fig. 4 Different durations of ETAFs based on response spectra of bedrock

本文为研究持时对地下结构ETA分析结果的影响,选择考虑地震动持时的Arias强度指标 $I_A$ 作为表征物理量<sup>[22]</sup>,其定义为

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_d} a^2(t) dt , \quad (2)$$

式中,  $t_d$ 为总持时,  $I_A$ 可以有效反映地震动的滞回能量。对不同持时ETAFs进行参数统计,如表3所示,无论是在全时程内还是在0~1倍目标时间区段内,不同持时的ETAFs的PGA基本处于同一水准,相差较小,但是随着持时的增加,所构造的耐震时程曲线的Arias强度 $I_A$ 值不断增大。

表3 不同持时耐震加速度时程参数

Table 3 Parameters of different durations of ETAFs

参数	15 s	30 s	45 s	60 s	75 s	90 s
全时程 PGA	1.16	1.24	1.26	1.24	1.25	1.21
0~ $t_{\text{Target}}$ 间 PGA	0.41	0.37	0.42	0.39	0.40	0.39
全时程 $I_A$ 值	2.07	3.32	4.79	5.90	6.61	7.32
0~ $t_{\text{Target}}$ 间 $I_A$ 值	0.11	0.16	0.21	0.25	0.29	0.32

### 3 持时对ETA结果影响

#### 3.1 ETA分析结果

为与IDA结果进行对比,本文根据式(3)提取结构上、下两层地震响应的最大峰值层间位移角(interstory drift ratio, IDR)作为地铁车站结构地震响应指标,选择工程基岩面处输入地震动的峰值加速度PGA作为地震动强度指标(intensity measure, IM)<sup>[23]</sup>。通过式(4), (5)分别计算车站结构IDR的耐震响应和耐震时程曲线的加速度的累积最大值,以PGA为纵坐标,以IDR<sub>max</sub>为横坐标,得到ETA分析的地下结构性能曲线,如图5所示,随着输入地震动强度的增

大,地下结构IDR呈阶梯型增加;为消除这种阶梯性的影响,对其进行平滑处理,最终ETA分析结果取3次耐震分析的平均值,并与IDA基准结果进行对比,如图中红线与黑线所示。由图5可知,在II类场地中,持时为45 s的ETA结果与IDA基准结果趋势一致,吻合较好。

$$\text{IDR}_{\max} = \text{MAX}|\{\text{IDR}_i\}| \quad (i = \text{上层、下层}), \quad (3)$$

$$\text{EDP}(t) = \text{MAX}|\{\text{EDP}(\tau)\}| \quad (\tau \in [0, t]), \quad (4)$$

$$\text{IM}(t) = \text{MAX}|\{a(\tau)\}| \quad (\tau \in [0, t]). \quad (5)$$

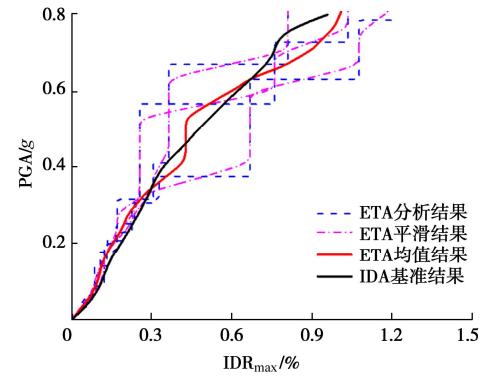


图5 II类场地中ETA结果( $t=45$  s)  
Fig. 5 Results of ETAs in site class II ( $t=45$  s)

将两类场地中不同持时的ETA结果均值与IDA均值进行对比,如图6所示。由图可知,持时不同的

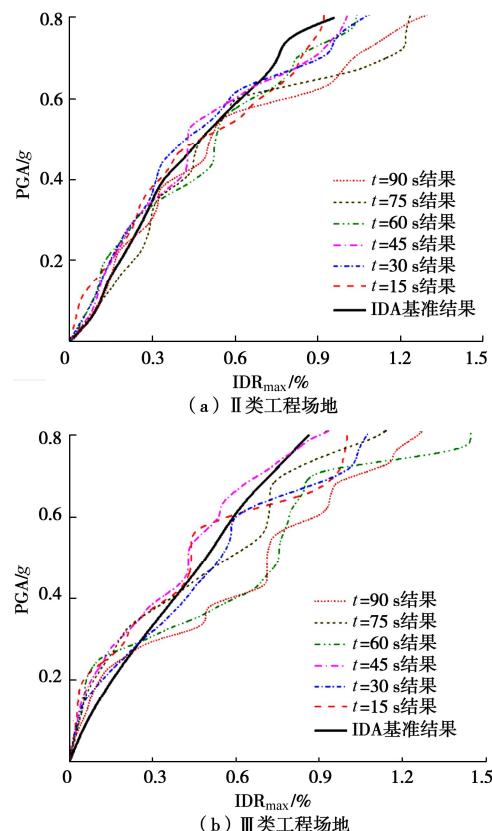


图6 不同持时的ETA结果与IDA结果对比

Fig. 6 Comparison between ETA results at different durations and IDA results

ETA 分析结果与 IDA 基准曲线之间差异明显,特别是在 III 类工程场地中,其中持时为 45 s 的 ETA 结果与 IDA 结果吻合较好,而采用其他持时的 ETAF 作输入时,分析结果与 IDA 结果差异较明显。

为进一步直观评价不同持时的 ETA 结果与 IDA 结果吻合情况,对二者的均值曲线进行插值取点,即提取相同 PGA 下的 ETA 数据与 IDA 数据,以 IDA 数据作为横坐标,以 ETA 数据为纵坐标,进行散点绘制和直线拟合,如图 7 所示。线性拟合系数  $b$  可以较直观反应不同地震强度下 ETA 结果与 IDA 结果整体吻合度,  $b$  值越接近于 1.0, 表明二者结果相当, ETA 可以较好的替代 IDA;  $b$  值小于 1.0, 表明 ETA 低估了结构的地震响应,结果偏于危险;  $b$  值大于 1.0, 表明 ETA 高估了结构的地震响应,结果偏于安全。引入均方根误差  $\sigma$  可以反映 ETA 数据偏离 IDA 基准数据的程度,  $\sigma$  越小, 表示二者吻合精度越高,  $\sigma$  的计算如下式所示:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\text{ETA}_i - \text{IDA}_i)^2}{N}}, \quad (6)$$

式中,  $N$  为插值取点次数。

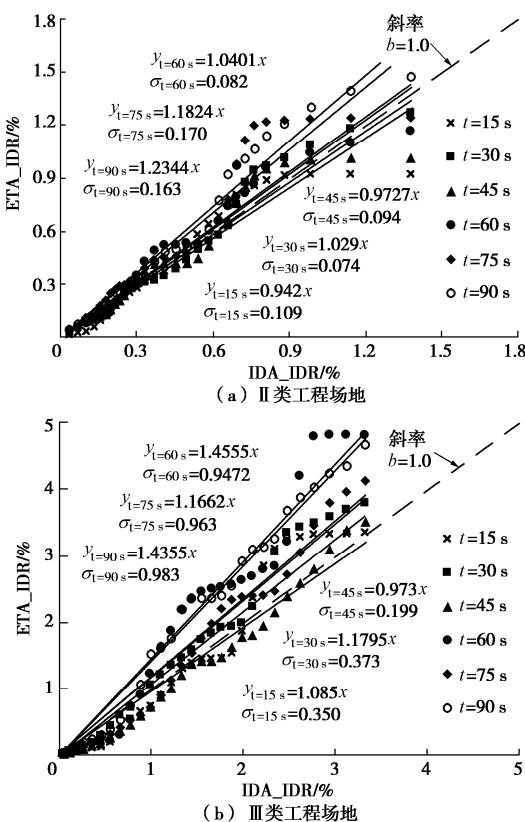


图 7 不同持时的 ETA 结果与 IDA 结果相关性拟合

Fig. 7 Correlation between ETA at different durations and IDA results

将两类场地中不同持时的评价参数汇总,见表 4。

为综合考虑斜率  $b$  与均方根误差  $\sigma$  对评价结果的影响,本文提出效率指标  $\xi$ , 计算如下式所示:

$$\xi = \sigma \times (|1-b|), \quad (7)$$

效率指标  $\xi$  值越小,一定程度上代表了该持时的 ETA 结果与 IDA 结果吻合越好。由统计结果可知,II 类场地中较优持时为 30 s;III 类场地中持时为 45 s 的 ETA 结果的效率指标最小,与 IDA 基准曲线吻合最好。

表 4 不同持时 ETA 结果与 IDA 结果拟合参数汇总

Table 4 Summary of fitting parameters of ETA results at different durations and IDA results

参数	场地	15 s	30 s	45 s	60 s	75 s	90 s
斜率	II	0.942	1.0290	0.9730	1.040	1.182	1.234
$b$	III	1.085	1.1800	0.9730	1.456	1.166	1.436
均方	II	0.109	0.0740	0.0940	0.082	0.170	0.163
根 $\sigma$	III	0.350	0.3730	0.1990	0.947	0.963	0.983
效率	II	0.006	0.0021	0.0030	0.003	0.031	0.038
$\xi$	III	0.030	0.0670	0.0054	0.431	0.160	0.428

### 3.2 持时公式拟合

由表 3 可知,在 0 到 1 倍  $t_{\text{Target}}$  区间内,不同持时的 ETAFs 的 PGA 处于同一水准,约为 0.40g,但随着持时的增加,其  $I_A$  值也逐渐增加,二者存在一定的正相关关系。将不同持时的  $t_{\text{Target}}$  与  $I_A$  值变化规律进行公式拟合,  $I_A$  值与目标时间点成指数分布,见下式所示:

$$t_{\text{Target}} = 195.41(I_A)^{1.64}, \quad (8)$$

拟合优度  $R^2$  为 0.97,表明拟合的公式与数据点之间具有较好的相关性,如图 8 所示。

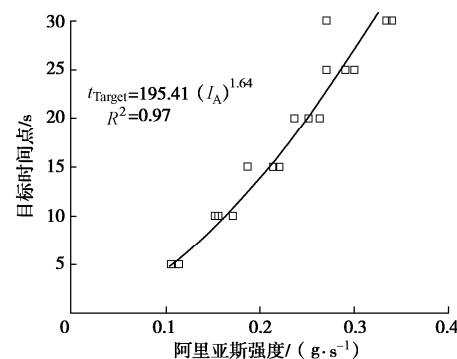


图 8 数据点分布与公式拟合

Fig. 8 Distribution data points and formula fitting

### 3.3 持时公式验证

统计所选 15 条天然地震动在峰值 0.40g 下的平均  $I_A$  值约为 0.195 g·s,位于目标时间点 10~15 s,推断在目标时间点 10~15 s 存在最优目标时间点。基于式(8)可求得对应 ETAFs 的目标时间点  $t_{\text{Target}}$  约为 13 s,由此生成 3 条总持时为 39 s 的 ETAFs,图 9 展示了其

中一条 ETAF 及其在各目标时间段内的反应谱。

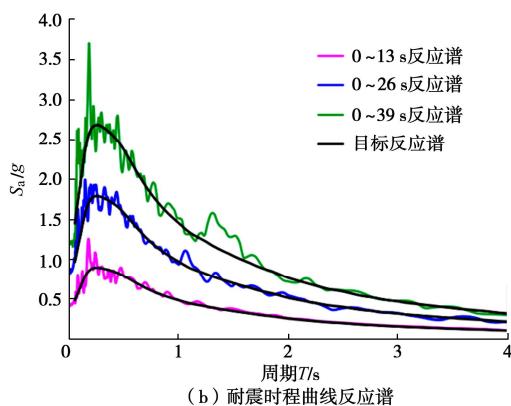
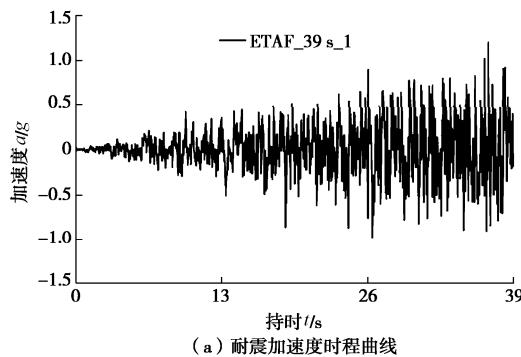


图 9 持时为 39 s 的耐震时程曲线及其反应谱

Fig. 9 ETA at duration of 39 s and its response spectra

将构造的 3 条持时为 39 s 的 ETAFs 作为工程基岩处地震动进行输入, 得到 39 s 的 ETA 分析结果与 IDA 结果如图 10 所示, 并对二者性能曲线进行参数评价, 由结果可知, 在 II 类场地中, 持时为 39 s 的 ETA 结果效率指标  $\zeta$  为 0.0017, 比持时为 30 s 的效率指标缩小了约 19%; 在 III 类场地中, 该持时的效率指标  $\zeta$  为 0.0049, 与持时为 45 s 的效率指标较为接近, 缩小了约 9%。由斜率  $b$  值 ( $b>1.0$ ) 可知, 在两类场地中, 持时为 39 s 的 ETA 评价结果也更加安全。因此, 本文所拟合的目标时间点确定公式具有一定的准确性和适用性。

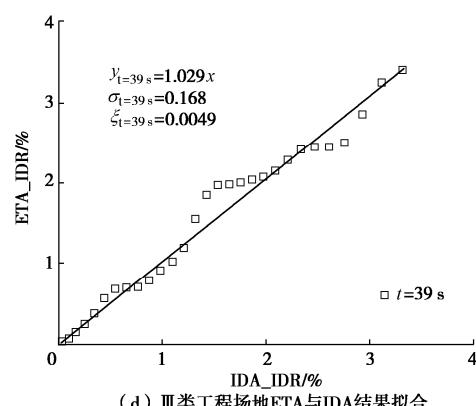
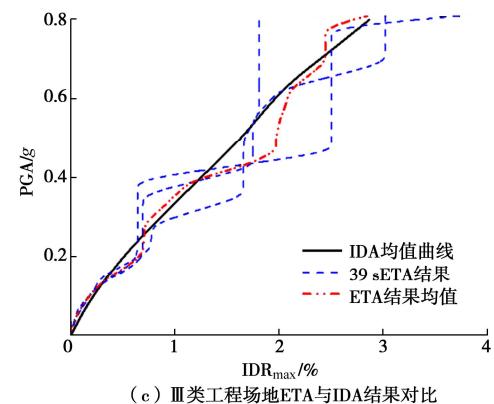
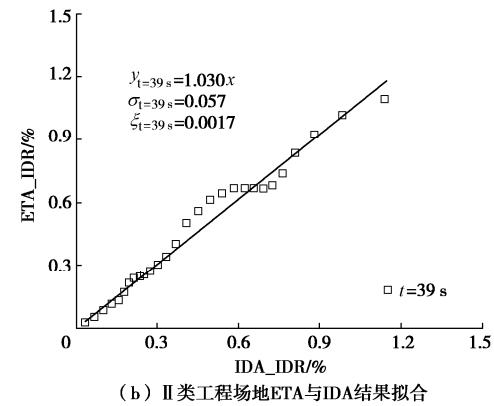
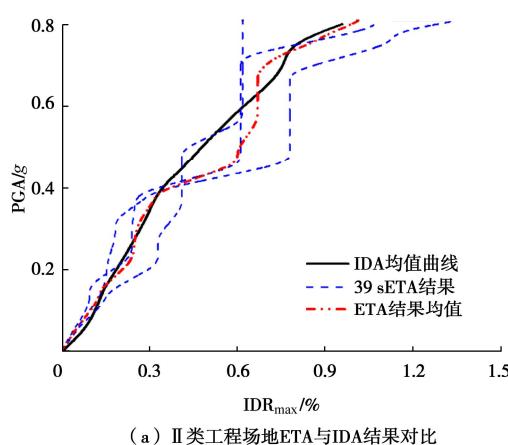


图 10 持时为 39 s 的 ETA 结果与 IDA 结果对比

Fig. 10 Comparison between ETA and IDA results ( $t=39$  s)

## 4 结 论

本文在 ETA 对地下结构抗震性能评价的基础上, 针对 ETAFs 的持时确定展开研究, 以两类场地中的两层三跨地铁车站为研究对象, 生成不同持时的 ETAFs, 根据各持时 ETAFs 的阿里亚斯强度值与目标时间点的变化规律, 给出地下结构耐震时程分析法持时的确定公式并进行验证, 得到如下结论:

(1) 耐震时程分析方法能以较少的非线性分析次数和较小的误差达到评价地下结构峰值地震响应的目的, 为地下结构抗震性能分析、预测和评价提供了一种高效率方法。

(2) 耐震加速度时程曲线的持时长短对地下结构 ETA 分析结果存在影响, II 类场地中较优持时为 30 s, III 类场地中较优持时为 45 s。

(3) 依据阿里亚斯强度  $I_A$  值随目标时间点变化的分布规律, 给出的目标时间点的确定公式对于 II 类和 III 类场地中地下结构抗震性能评价具有一定的准确性和适用性; 当耐震时程曲线在目标时间点处的能量值与天然地震动的能量值接近时, ETA 分析结果较为准确。

### 参考文献:

- [1] 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))
- [2] 李田彬. 汶川特大地震中山岭隧道变形破坏特征及影响因素分析[J]. 工程地质学报, 2008, **16**(6): 742–750. (LI Tian-bin. Failure characteristics and influence factor analysis of mountain tunnels at epicenter zones of great Wenchuan earthquake[J]. Journal of Engineering Geology, 2008, **16**(6): 742–750. (in Chinese))
- [3] SEAOC. Performance Based Seismic Engineering of buildings[R]. Version 2000 Committee. Sacramento: Structural Engineers Association of California, 1995.
- [4] 刘晶波, 刘祥庆, 李彬. 地下结构抗震分析与设计的 Pushover 分析方法[J]. 土木工程学报, 2008, **41**(4): 73–80. (LIU Jing-bo, LIU Xiang-qing, LI Bin. A pushover analysis method for seismic analysis and design of underground structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2008, **41**(4): 73–80. (in Chinese))
- [5] 刘晶波, 刘祥庆, 薛颖亮. 地下结构抗震分析与设计的 Pushover 方法适用性研究[J]. 工程力学, 2009, **26**(1): 49–57. (LIU Jing-bo, LIU Xiang-qing, XUE Ying-liang. Study on applicability of a pushover analysis method for seismic analysis and design of underground structures[J]. Engineering Mechanics, 2009, **26**(1): 49–57. (in Chinese))
- [6] 刘晶波, 王文晖, 赵冬冬, 等. 循环往复加载的地下结构 Pushover 分析方法及其在地震损伤分析中的应用[J]. 地震工程学报, 2013, **35**(1): 21–28. (LIU Jing-bo, WANG Wen-hui, ZHAO Dong-dong, et al. Pushover analysis method of underground structures under reversal load and its application in seismic damage analysis[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2013, **35**(1): 21–28. (in Chinese))
- [7] VAMVATSIKOS D, CORNELL C A. Incremental dynamic analysis[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, **31**(3): 491–514.
- [8] HARIRI-ARDEBILI M, SAOUMA V. Probabilistic seismic demand model and optimal intensity measure for concrete dams[J]. Structure Safety, 2016, **59**: 67–85.
- [9] JALAYER F, CORNELL C. Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2009, **38**(8): 951–972.
- [10] 钟紫蓝, 甄立斌, 申铁尧, 等. 基于耐震时程分析法的地下结构抗震性能评价[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(8): 1482–1490. (ZHONG Zi-lan, ZHEN Li-bin, SHEN Yi-yao, et al. Seismic performance evaluation of underground structures using endurance time analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(8): 1482–1490. (in Chinese))
- [11] ESTEKANCHI H E, VAFAI A, SADEGHAZAR M. Endurance time method for seismic analysis and design of structures[J]. Scientia Iranica, 2004, **11**(4): 361–370.
- [12] ESTEKANCHI H E, VALAMANESH V, VAFAI A. Application of endurance time method in linear seismic analysis[J]. Engineering Structure, 2007, **29**(10): 2551–2562.
- [13] 刘向阳. 增量地震激励分析法的研究与应用[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2017. (LIU Xiang-ying. Research and Application on Structural Dynamic Analysis Using Incremental Earthquake Excitation[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2017. (in Chinese))
- [14] VALAMANESH V, ESTEKANCHI H E, VAFAI A. Characteristics of second generation endurance time acceleration functions[J]. Scientia Iranica, 2010, **17**(1): 53–61.
- [15] 陈国兴, 庄海洋, 杜修力, 等. 土–地铁车站结构动力相互作用大型振动台模型试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2007, **27**(2): 171–176. (CHEN Guo-xing, ZHUANG Hai-yang, DU Xiu-li, et al. Analysis of large shaking table test of dynamic soil–subway station interaction[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2007, **27**(2): 171–176. (in Chinese))
- [16] 建筑抗震设计规范: B50011—2010[S]. 2010. (Code for Seismic Design of Buildings: B50011—2010[S]. 2010. (in Chinese))

- [17] YANG Z, ELGAMAL A, PARRA E. Computational model for cyclic mobility and associated shear deformation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2003, **129**(12): 1119 – 1127.
- [18] PARRA-COLMENARES E J. Numerical Modeling of Liquefaction and Lateral Ground Deformation Including Cyclic Mobility and Dilatation Response in Soil Systems[D]. Corvallis: Oregon State University, 1996.
- [19] Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures: ASCE/SEI 7-10[S]. 2011.
- [20] 潘超, 张瑞甫. EQSignal: 地震波处理与生成工具 [CP/OL]. www.eqsignal.com. (PAN Chao, ZHANG Rui-fu. A useful tool to process and generate earthquake signals[CP/OL]. www.eqsignal.com. (in Chinese))
- [21] PAN C, ZHANG R, LUO H, et al. Target-based algorithm for baseline correction of inconsistent vibration signals[J]. Journal of Vibration and Control, 2017, **24**(12): 2562 – 2575.
- [22] ARIAS A. A Measure of Earthquake Intensity. Seismic Design of Nuclear Power Plants[M]. Cambridge MA: MIT Press, 1970.
- [23] 钟紫蓝, 申铁尧, 甄立斌, 等. 地震动强度参数与地铁车站结构动力响应指标分析[J]. 岩土工程学报, 2019, **42**(3): 486 – 494. (ZHONG Zi-lan, SHEN Yi-yao, ZHEN Li-bin, et al. Ground motion intensity measures and dynamic response indexes of metro station structures[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **42**(3): 486 – 494. (in Chinese))

## 《岩土工程学报》征订启事

《岩土工程学报》创办于 1979 年, 是我国水利、土木、力学、建筑、水电、振动等六个全国性学会联合主办的学术性科技期刊。由南京水利科学研究院承办, 国内外公开发行。主要刊登土力学、岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学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, 并优先刊用这些稿件。主要栏目有黄文熙讲座、综述、论文、短文、工程实录、焦点论坛、讨论和简讯等。

本刊被《中文核心期刊要目总览》连续多年确认为核心期刊, 并在建筑类核心期刊中位于前列; 本刊被科技部“中国科技论文统计源期刊”(中国科技核心期刊)及“中国科技论文与引文数据库”收录; 本刊被中国科学院“中国科学引文数据库”收录; 本刊被“中国知网”全文收录及“中国学术期刊综合评价数据库”收录; 本刊被“工程索引 Ei Compendex 数据

库”和“日本科学技术振兴机构数据库 JST”等国际数据库收录。本刊网址 ([www.cgejournal.com](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。

《岩土工程学报》编辑部

DOI: 10.11779/CJGE202104013

# 赤泥渗滤液对改性 GCL 防渗性能的影响

傅贤雷, 杜延军, 尤星源, 杨玉玲\*, 姜哲元

(东南大学岩土工程研究所, 江苏 南京 211189)

**摘要:** 旨在评价商用土工合成材料黏土衬垫 (GCL) 用于阻隔赤泥渗滤液的有效性。赤泥渗滤液作用下 GCL 的防渗特性是评价其防污性能的关键因素。以商用改性 GCL 中膨润土为研究对象, 通过自由膨胀试验, 研究了 4 种赤泥渗滤液中膨润土的自由膨胀指数。以商用改性 GCL 为研究对象, 通过改进滤失试验, 研究了 4 种赤泥渗滤液作为渗透液作用下 GCL 渗透系数的变化规律, 评价了预水化作用对渗透系数的影响。研究还采用清洁自来水作为 GCL 的渗透液作为对照。结果表明, 随着离子强度的增加, 改性 GCL 中的膨润土自由膨胀指数随之减小。预水化处理改性 GCL 的渗透系数相较于未预水化处理试样降低了 5 倍左右。在实际工程应用中, 建议采用自来水预水化处理 GCL, 以此充分发挥其防渗性能。随着改进滤失试验中施加气压的增大, 不同赤泥渗滤液作用下的改性 GCL 渗透系数均下降。随着离子强度和一价二价离子摩尔数比的增加, 改性 GCL 的渗透系数随之增大。随着膨润土自由膨胀指数的增加, 改性 GCL 的渗透系数随之减小。与自来水渗透情况相比, 赤泥渗滤液渗透作用下, 改性 GCL 渗透系数增大 4.35~12.0 倍。

**关键词:** 改性土工合成材料黏土衬垫; 赤泥; 预水化; 渗透特性; 离子强度; 一价二价离子摩尔数比

中图分类号: TU441 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)04-0706-09

作者简介: 傅贤雷(1993—), 男, 博士研究生, 主要从事环境岩土及非饱和土力学相关的研究。E-mail: fuxianlei@seu.edu.cn。

## Influences of red mud leachates on hydraulic performance of a modified geosynthetic clay liner

FU Xian-lei, DU Yan-jun, YOU Xing-yuan, YANG Yu-ling, JIANG Zhe-yuan

(Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 211189, China)

**Abstract:** The effectiveness of a commercial modified geosynthetic clay liner (GCL) for the containment of the red mud leachates is investigated. The hydraulic conductivity ( $k$ ) of GCL permeated with red mud leachate is an important index reflecting its containment performance. A series of free swell tests are conducted to evaluate the free swell index (FSI) of bentonite of the GCL in four types of red mud leachates. A series of modified fluid loss tests are conducted to evaluate  $k$  of the GCL using four types of red mud leachates as permeating liquids. The clean tap water is tested as a benchmark for comparison purpose. The influence of prehydration methods on  $k$  of the GCL sample are assessed. The results indicate that the FSI decreases with the increasing ionic strength ( $I$ ). The  $k$  of non-prehydrated GCL is about 5 times that of the prehydrated GCL. The prehydration of GCL with tap water is suggested to achieve superior hydraulic performance exposed to the red mud leachate. The results show that  $k$  decreases slightly with the increasing air pressure and FSI, while it increases with the increasing  $I$  and relative abundance of monovalent and divalent cations (RMD). In the tested red much leachates, the hydraulic conductivity ratio ( $k$  in red mud leachate to that in tap water) of the GCL is found to vary within 4.35 to 12.0.

**Key words:** modified GCL; red mud; prehydration; hydraulic performance; ionic strength; RMD

## 0 引言

赤泥是由铝土矿生产氧化铝过程中排放的强碱性颗粒型废弃物, 每生产 1 吨氧化铝约产生 1.5 吨赤泥<sup>[1]</sup>。作为铝工业大国, 中国氧化铝产量占全世界总量的 1/3 以上<sup>[2]</sup>, 由此产生的赤泥主要以堆存方式处理, 目前累积堆存量已达到 5 亿吨<sup>[3]</sup>。赤泥属于第 II 类一般工业固体废物, 但其长期堆存将产生大量强碱

性的赤泥渗滤液 (pH 值可达 12.1~13.0)<sup>[4]</sup>, 若渗入地下会对赤泥堆场的地基土产生腐蚀, 从而影响地基土的强度, 最终影响赤泥堆场的安全, 而且渗滤液会

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2018YFC1802300, 2018YFC1803100, 2019YFC1806000); 国家自然科学基金项目 (41877248, 41907248); 江苏省重点研发计划项目 (BE2017715)

收稿日期: 2020-06-28

\*通信作者 (E-mail: ylyang@seu.edu.cn)

污染地下水,对周边环境和人体健康造成严重威胁<sup>[5]</sup>。因此,有必要对赤泥渗滤液进行有效的防渗阻隔,以提高赤泥堆场的环境安全性。

根据《干法赤泥堆场设计规范》(GB50986—2014)<sup>[6]</sup>的要求,赤泥堆场的底部防渗层主要采用高密度聚乙烯土工膜,但是土工膜不可避免地存在破损缺陷,极大程度地削弱了其防渗截污性能。根据 Rowe 的研究<sup>[7]</sup>,这些破损可能来自于以下几个方面:①土工膜生产安装运输过程破损(常见);②土工膜现场铺设过程破损(最常见);③上部材料(本文中为赤泥)对土工膜的长期作用导致破损;④长期服役期间由于应力拉伸开裂破损。而且在铺设过程中由于大气热辐射的影响土工膜不可避免地出现褶皱,褶皱的长度及连通都会导致土工膜破损处的渗漏量及渗漏范围大幅增加<sup>[7]</sup>。因此寻求潜在的防渗材料具有重要意义。土工合成材料黏土衬垫(GCL)作为一种防渗土工复合材料,因为其防渗阻隔效果优越、施工周期短、难度低,在各类阻隔工程中应用越来越广泛<sup>[8]</sup>。例如,现代垃圾卫生填埋场中,GCL 已经被广泛应用于底部防渗衬垫系统及顶部覆盖系统<sup>[9]</sup>。在污染场地中,GCL 作为底部防渗衬垫也引起了诸多学者的关注。Bouazza 等<sup>[10]</sup>将 GCL 作为底部防渗衬垫应用于加油站的地下油罐防渗系统,以有效防止油罐渗漏而污染地下水。Mcwatters 等<sup>[11]</sup>将 GCL 应用于南极洲凯西站的碳氢化合物污染场地的底部防渗系统,发现其在极端环境下依然保持着良好的防渗性能。Kalinovich 等<sup>[12-13]</sup>将 GCL 应用在加拿大北极多氯联苯有机污染土的底部防渗阻隔工程中,以防止有机污染物向下迁移污染地下水。

赤泥堆场防渗层中,当土工膜支持层缺乏细粒土时,GCL 亦被要求用作膜料的保护层<sup>[6]</sup>。值得注意的是,由于赤泥渗滤液富含高浓度阳离子以及高 pH 值的特点,普通 GCL 用于阻隔赤泥渗滤液时其化学相容性较差,防渗性能容易发生劣化。Ruhl 等<sup>[14]</sup>通过柔性壁渗透试验发现强碱溶液( $pH=13$ )作用下 GCL 具有良好的缓冲能力,但其防渗性有一定程度的下降。Chen 等<sup>[15]</sup>、Tian 等<sup>[16]</sup>采用柔性壁渗透试验,针对 GCL 在赤泥渗滤液作用下的防渗特性进行了研究,发现改性 GCL 比普通 GCL 表现出更低的渗透系数。因此,采用改性措施有望克服 GCL 化学相容性差的问题,提高其防渗性能。现今市场上虽然已研发出多种商用改性 GCL,如美国 CETCO 公司的抗酸碱改性 GCL,但并没有用于赤泥堆场底部防渗的专属 GCL,这些商用改性 GCL 在赤泥渗滤液作用下的防渗性能尚未进行研究。因此,有必要开展中国赤泥堆场渗滤液作用下

商用改性 GCL 防渗性能的研究。

实验室一般采用柔性壁渗透试验对阻隔材料的渗透特性进行评价,涉及污染液渗透时,要求进、出试样的测试液达到化学平衡状态,这导致试验耗时较长<sup>[17]</sup>。因此,通过改进滤失试验快速评价土样的渗透特性的方法逐渐被广大学者接受。Filtz 等<sup>[18]</sup>证明了 API 标准滤失仪评估砂-膨润土混合泥浆渗透特性的可行性。Rico 等<sup>[19]</sup>基于改进滤失试验评估了砂-膨润土试样的渗透特性。Du 等<sup>[20]</sup>采用改进滤失试验评估了聚合物改性膨润土材料的渗透特性。范日东等<sup>[21]</sup>基于改进滤失试验研究了重金属污染膨润土的渗透特性。Fan 等<sup>[22]</sup>采用改进滤失试验对改性膨润土的化学相容性进行了研究。这些研究表明改进滤失试验在快速评定土-膨润土材料渗透系数方面表现良好。Liu 等<sup>[17]</sup>采用改性滤失试验测定了 GCL 中的膨润土在尾矿库渗滤液作用下的渗透系数,并与柔性壁渗透试验结果作了对比,发现在低离子浓度下,改性滤失试验可以作为渗透系数的快速测定方法。但是,基于改进滤失试验快速评价 GCL 在赤泥渗滤液作用下的渗透特性研究还较少报道。

本文采用改进滤失试验定量地评价了一种商用抗酸碱改性 GCL 在 4 种赤泥渗滤液作用下的防渗性能以及预水化作用对 GCL 防渗性能的影响。研究成果对中国赤泥堆场防渗层专属改性 GCL 的研发和应用具有参考作用。

## 1 试验材料和方法

### 1.1 GCL

试验用 GCL 由美国 CETCO 子公司-捷高科技(苏州)有限公司提供,型号为 Resistex。该产品是一种采用针织法制得的抗酸碱改性 GCL,总厚度约为 7 mm;上下侧为土工织物,厚度约为 1.0~1.5 mm;中间为改性膨润土,GCL 的单位面积质量为 4 kg/m<sup>2</sup>。其中,改性膨润土为颗粒状,基本物理化学特性见表 1。

### 1.2 测试溶液

试验用赤泥渗滤液为取自山西原平赤泥堆场的两组渗滤液(记为 RML<sup>#1</sup> 和 RML<sup>#2</sup>)和山西阳泉赤泥堆场的两组渗滤液(记为 RML<sup>#3</sup> 和 RML<sup>#4</sup>)。表 2 总结了 4 种赤泥渗滤液的相关化学特性,可以发现 4 种赤泥渗滤液均为高 pH 值液体,且离子强度(I)和一价二价离子摩尔数比(RMD)存在明显不同。研究表明<sup>[26]</sup>离子强度 I 和一价二价离子摩尔数比 RMD 显著影响 GCL 防渗性能。其中,离子强度 I 计算公式如式(1)所示,其综合考虑了赤泥渗滤液中阳离子的浓度

及相应的离子化合价<sup>[27-28]</sup>；一价二价离子摩尔数比 RMD 计算公式如式(2)所示。

$$I = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n c_i Z_i^2 \quad , \quad (1)$$

$$RMD = \frac{M_{MC}}{\sqrt{M_{DC}}} \quad , \quad (2)$$

式中,  $c_i$  为第  $i$  种阳离子浓度 (mmol/L),  $Z_i$  为第  $i$  种阳离子化合价,  $M_{MC}$  为一价阳离子浓度 (mmol/L),  $M_{DC}$  为二价阳离子浓度 (mmol/L)。

表 1 GCL 中膨润土的基本物理化学特性

Table 1 Physical and chemical properties of bentonite in GCL

指标	参数	测试标准或方法
相对质量密度 $G_s$	2.63	
孔隙比 $e$	1.70	
天然含水率 $w/\%$	7	
黏粒含量/%	58	
细粒含量/%	100	《公路土工试验规程》(JTG
砂粒含量/%	0	3430—2020) <sup>[23]</sup>
液限 $w_L/\%$	431	
塑限 $w_p/\%$	53	
塑性指数 $I_p$	378	
pH	9.53	ASTM D4972 <sup>[24]</sup>
比表面积/( $\text{m}^2 \cdot \text{g}^{-1}$ )	345	文献[25]

表 2 赤泥渗滤液的化学特性

Table 2 Chemical properties of red mud leachates

指标	RML#1	RML#2	RML#3	RML#4
EC/( $\mu\text{s} \cdot \text{cm}^{-1}$ )	81.8	32.6	33.8	16.4
pH	12.85	12.88	12.56	12.58
$I/(mmol \cdot L^{-1})$	473	284	213	131
$RMD/(mmol \cdot L^{-1})^{1/2}$	3438	1879	1198	1222
钠/( $mmol \cdot L^{-1}$ )	220	451	211	83
钾/( $mmol \cdot L^{-1}$ )	42	36	8	8
钙/( $mmol \cdot L^{-1}$ )	0.0058	0.0658	0.0334	0.0055
镁/( $mmol \cdot L^{-1}$ )	0.0031	<0.0001	0.0038	<0.0001
铁/( $mmol \cdot L^{-1}$ )	0.0047	0.0001	0.0001	0.0001
铝/( $mmol \cdot L^{-1}$ )	76	9	23	19
硫酸盐/( $mmol \cdot L^{-1}$ )	436	588	397	162
硝酸盐/( $mg \cdot L^{-1}$ ) <sup>a</sup>	14.8	29.5	8.61	4.73
氯化物/( $mg \cdot L^{-1}$ )	174	172	150	75
总硬度 <sup>b</sup>	18	9	6	8

注: EC 为电导率; a 以氮含量计算; b 以碳酸钙含量计算。

工程应用中通常需要对 GCL 进行预水化处理。研究表明<sup>[28]</sup>, 预水化作用对 GCL 的渗透系数具有显著影响: 经去离子水预水化后, GCL 渗透系数比未经预水化处理试样降低一个数量级以上; 而在实际工程施工中, 往往采用自来水或者当地的地下水对 GCL 进行预水化处理。为模拟实际应用工况, 本文选用江苏省某化工厂区污染场地地下水 ( $\text{pH}=8.12$ , 电导率 (EC)= $905 \mu\text{s}/\text{cm}$ )、去离子水 ( $\text{pH}=6.78$ , EC= $0.01 \mu\text{s}/\text{cm}$ )、自来水 ( $\text{pH}=7.29$ , EC= $143.7 \mu\text{s}/\text{cm}$ ) 作为预水化液体, 对比不同类型预水化液体对 GCL 渗透系数的影响。地

下水的主要化学成分如表 3 所示, 可以发现该地下水各检测指标皆低于地下水质量标准 (GB/T 14848—2017)<sup>[29]</sup> 中 IV 类地下水限定值, 根据污染地块地下水修复和风险管控技术导则 (HJ 25.6—2019)<sup>[30]</sup>, 无需启动风险评估或修复或风险管控。

表 3 工业污染场地地下水的主要化学成分

Table 3 Main chemical composition of groundwater in contaminated site

指标	浓度/( $\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$ )	IV 类地下水限定值 /( $\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$ )
铅	0.0026	0.10
砷	0.0033	0.05
四价铬	0.036	0.10
氨氮	1.16	1.50
氯化物	321	350
氟化物	0.91	2.0
硫酸根离子	72	350
高锰酸根离子	1.48	10

### 1.3 试验方法

#### (1) 自由膨胀试验

将改性 GCL 试样中的膨润土取出, 并研磨过 200 目筛 (0.075 mm), 然后置于 105°C 烘箱 24 h 后称取 2 g 进行自由膨胀试验。改性 GCL 试样中的膨润土材料的自由膨胀试验参照 ASTM D5890<sup>[31]</sup> 进行。试验采用去离子水及上述 4 种赤泥渗滤液, 取约 90 mL 溶液倒入 100 mL 量筒内, 为了确保膨润土在溶液中充分水化, 每次取约 0.1 g 膨润土加入量筒内的溶液中, 待 2 g 膨润土完全加入后, 用少量溶液冲洗量筒侧壁以冲去附着在内壁上的膨润土, 并将量筒内溶液加至 100 mL, 静置 24 h 后, 记录量筒内膨润土体积读数。每种溶液的自由膨胀试验的平行样为 3 组。

#### (2) 改进滤失试验

本文采用 API 标准滤失仪进行改进滤失试验, 对 GCL 在不同赤泥渗滤液作用下的防渗性能进行研究。改进滤失试验测定 GCL 试样渗透系数的示意图如图 1 所示。首先, 将 GCL 试样裁剪为直径为 76.2 mm 的圆形试样, 为防止膨润土颗粒散落, 在裁剪的同时沿 GCL 试样边缘膨润土暴露部位均匀滴加 2~3 滴去离子水, 以使膨润土湿润黏结。然后在滤失仪腔室内壁涂抹凡士林, 将透水石、GCL 试样、滤纸以及特制塑料垫圈按图 1 顺序置于试验腔室内, 完成腔室组装。腔室由下述部件组成: 塑料垫圈为 3D 打印特制, 材料为复合树脂, 高 36 mm, 内径 43 mm, 外径 43.75 mm, 此垫圈能使 GCL 试样、透水石和滤纸等装填完毕后, 正好紧紧顶住腔室顶部和底部。实验中 GCL 的预水化过程包括如下步骤: 向组装好的腔室内部注满预水化液体 (去离子水、自来水或地下水) 后, 将腔室浸泡在饱和缸的预水化液体中, 并在 -85 kPa 的压

力下真空放置24 h。在上述GCL预水化完成后,用针管将预水化液体自腔室中抽出,向腔室内部注入120 mL赤泥渗滤液,并对腔室施加气压进行改进滤失试验,以35 kPa→56 kPa→112 kPa→224 kPa逐级加压,渗出液通过放置于腔室出液口处的量筒进行收集。

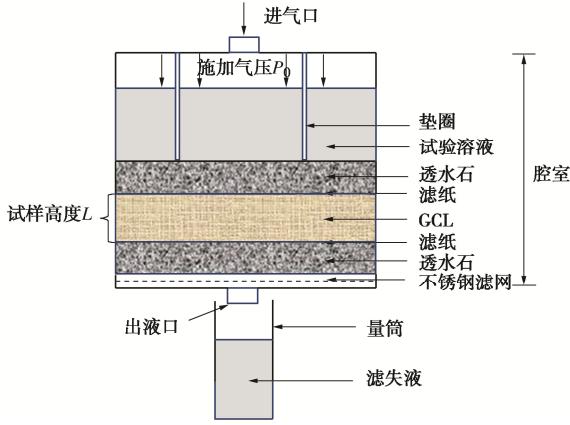


图1 改进滤失试验示意图

Fig. 1 Illustration of modified fluid loss tests

试验前后分别测定GCL试样高度及含水率,并对每个气压下的10 mL渗出液的pH、EC以及浓度进行测试。其中由于根据表2赤泥渗滤液的成分,以及考虑到本试验更关注GCL中膨润土阳离子交换作用的影响,由于该GCL中的膨润土为钠基膨润土,因此浓度测试不考虑Na<sup>+</sup>,仅针对Al<sup>3+</sup>和K<sup>+</sup>。EC和pH值分别根据规范ASTM D1125<sup>[32]</sup>和ASTM E70<sup>[33]</sup>,采用Thermo Orion 4-Star精密便携式pH/离子浓度测量仪测定。Al<sup>3+</sup>和K<sup>+</sup>浓度采用赛默飞世尔科技有限公司制造的ICE3000原子吸收分光光度计测定,测定前应通过滴加浓硝酸将收集液的pH调至2以下。本文共进行了9组试验,具体方案如表4所示。其中前4组试验研究了不同预水化液体对GCL试样渗透系数的影响,后5组试验研究了不同渗透液体(自来水、赤泥渗滤液)对GCL防渗性能的影响。

表4 试验方案

Table 4 Test schemes

试样编号	预水化液体	渗透液体	气压 P₀/kPa	平均上覆 有效应力 σ <sub>ave</sub> /kPa
Y1	无	去离子水		
Y2	去离子水	去离子水	56, 112	28, 56
Y3	自来水	去离子水		
Y4	地下水	去离子水		
Z1	自来水	自来水		
Z2	自来水	RML <sup>#1</sup>		
Z3	自来水	RML <sup>#2</sup>	35, 56,	17.5, 28,
Z4	自来水	RML <sup>#3</sup>	112, 224	56, 112
Z5	自来水	RML <sup>#4</sup>		

#### 1.4 渗透系数的计算

本文基于文献[18, 19],对改进滤失试验中GCL

的渗透系数计算进行了推导,达西定律如下:

$$\frac{dV}{dt} = K \frac{P_0 A}{\mu L} = \frac{k_{MFL}}{\gamma_w} \times \frac{P_0 A}{L}, \quad (3)$$

式中,V为渗出液体积(m<sup>3</sup>),t为试验持续时间(s),K为固有渗透系数(m<sup>2</sup>),P<sub>0</sub>为GCL试样所受气压(kPa),A为滤失仪腔室横截面积(m<sup>2</sup>),μ为液体黏度(kN/m<sup>3</sup>),L为GCL试样的高度(m),k<sub>MFL</sub>为GCL试样的渗透系数(m/s),γ<sub>w</sub>为水的重度(kN/m<sup>3</sup>)。

根据式(3)可得GCL试样的渗透系数为

$$k_{MFL} = \frac{V \gamma_w L}{P_0 A t} = \frac{V}{i A t}, \quad (4)$$

式中,i为水力梯度。

试验过程中,膨润土单元的上覆有效应力σ'计算如下<sup>[34]</sup>:

$$\sigma' = P_0 \times \left(1 - \frac{x}{L}\right), \quad (5)$$

式中,x为该膨润土单元距离试样底部的距离(m)。

为简化计算,平均有效上覆应力σ'<sub>ave</sub>计算如下<sup>[18-19]</sup>:

$$\sigma'_{ave} = \frac{P_0 L \times \int_0^L \left(1 - \frac{x}{L}\right)}{L} = 0.5 P_0. \quad (6)$$

GCL试样中膨润土的孔隙比e计算公式如下:

$$e = \frac{G_s \times \gamma_w \times (1 + w)}{G_s \times \gamma_w - 1}, \quad (7)$$

式中,G<sub>s</sub>为膨润土的相对质量密度,w为GCL试样中膨润土的含水率(%)。

## 2 试验结果及讨论

图2为赤泥渗滤液作用下的改性GCL试样中膨润土的自由膨胀指数(FSI)情况。改性GCL试样中的膨润土在去离子水中的自由膨胀指数为42 mL/2g,在RML<sup>#1</sup>、RML<sup>#2</sup>、RML<sup>#3</sup>、RML<sup>#4</sup>中的自由膨胀指数分别为14, 17, 19, 23 mL/2g。相对去离子水,赤泥渗滤液对膨润土的扩散双电层厚度的压制极为明显,因此在赤泥渗滤液相对于去离子水中膨润土的自由膨胀指数更小。根据表2中的赤泥渗滤液离子强度可以发现,随着赤泥渗滤液离子强度的增长,膨润土的自由膨胀指数逐渐减小。

表5为试验前后的GCL试样的基本参数情况。可以发现,在预水化过程中,GCL中的膨润土吸水膨胀,含水率上升,试样的整体高度和平均孔隙比明显增加。在去离子水化的GCL试样各参数增量最大。而在改进滤失试验后,预水化GCL试样的高度、含水率及平均孔隙比整体出现下降,这是由于试验过程中施加气压在GCL试样上产生渗流固结压缩,导致GCL试

样的各参数有所减小。在赤泥渗滤液作用下, GCL 试样的各参数下降幅度显著, 这是由于赤泥渗滤液压缩了膨润土的扩散双电层, 抑制了 GCL 试样的膨胀。

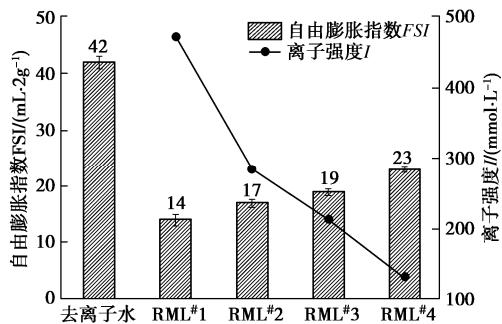


图 2 不同赤泥渗滤液作用下的膨润土自由膨胀指数

Fig. 2 FSI of bentonite in GCL with red mud leachates

表 5 试验前后 GCL 的基本参数

Table 5 Basic parameters of GCL before and after tests

试样 编号	含水率 <i>w</i> /%	膨润土 孔隙比 <i>e</i>	试样高度 <i>L</i> /mm
Y1 <sup>a</sup>	7	1.70	7
Y1 <sup>b</sup>	16	1.85	7.41
Y2 <sup>a</sup>	33	2.12	9.53
Y2 <sup>b</sup>	29	2.06	9.17
Y3 <sup>a</sup>	33	2.12	9.48
Y3 <sup>b</sup>	28	2.05	9.06
Y4 <sup>a</sup>	32	2.12	9.41
Y4 <sup>b</sup>	28	2.05	9.05
Z1 <sup>b</sup>	23	1.96	8.71
Z2 <sup>b</sup>	17	1.87	8.11
Z3 <sup>b</sup>	20	1.91	8.31
Z4 <sup>b</sup>	21	1.92	8.35
Z5 <sup>b</sup>	21	1.92	8.46

注: a 为进行改进滤失试验前测得的 GCL 参数; b 为进行改进滤失试验后测得的 GCL 参数; 平行样个数为 3, 高度、含水率各测试 3 次取平均值。

图 3 反映了预水化过程对 GCL 试样渗透系数的影响。由图 3 所示, 预水化 GCL 的渗透系数相较于未预水化处理的试样的渗透系数降低了 5 倍左右。因此在实际工程应用中, 建议进行预水化处理以充分发挥 GCL 的防渗性能。采用去离子水和自来水预水化后, GCL 试样的渗透系数相近, 均达到《生活垃圾卫生填埋场防渗系统工程技术规范》(CJJ 113—2007)<sup>[35]</sup> 中 GCL 的设计要求 ( $k < 5 \times 10^{-11} \text{ m/s}$ )。而采用地下水预水化后, GCL 试样的渗透系数略高于其他两种液体预水化试样, 未满足规范要求。这是由于本文所用的地下水存在丰富的多价阳离子, 可与膨润土表面的低价阳离子发生置换作用, 压缩膨润土的扩散双电层, 导致渗透系数增大。因此, 在实际工程中推荐使用自来水对 GCL 进行预水化, 若要采用地下水作为预水化液体, 需提前检测地下水成分, 并进行相关试验分析。

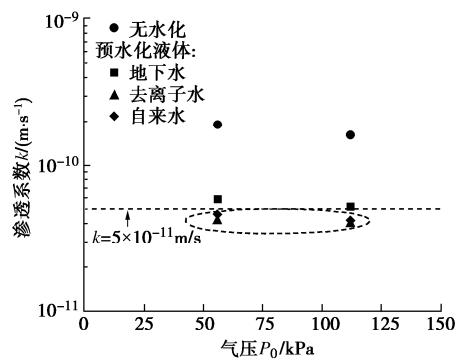
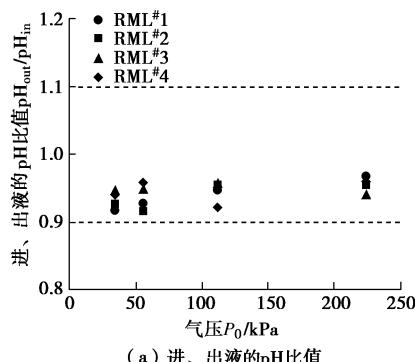


图 3 不同预水化液体对 GCL 渗透系数 (*k*) 的影响

Fig. 3 Effects of different hydration liquid on hydraulic conductivity of GCL

目前基于考虑化学平衡的渗透试验的终止准则有 ASTM D6766<sup>[36]</sup> 和 ASTM D7100<sup>[37]</sup>。然而, 研究表明<sup>[26]</sup> 当渗出液的电导率达到 ASTM D6766<sup>[36]</sup> 的试验终止条件时, GCL 的渗透系数依然在增加, 这意味着仅依据 ASTM D6766<sup>[36]</sup> 的化学平衡条件 (渗出液的电导率为渗进液的±10%) 不够充分。规范 ASTM D7100<sup>[37]</sup> 相对于规范 ASTM D6766<sup>[36]</sup> 提出了更为严苛的要求, 不仅需要渗出液/渗进液间达化学平衡状态, 即渗出液的电导率为渗进液的±10%, 而且要求渗出液的离子浓度、pH 值均在渗进液相应参数的±10% 范围内, 且随时间增长无明显上升或下降趋势。由于现今没有判断改进滤失试验中 GCL 化学平衡的规范, 因此本文采用更为严苛的 ASTM D7100<sup>[37]</sup>, 通过测量进、出液的 pH、电导率、 $\text{Al}^{3+}$  和  $\text{K}^+$  浓度作为判断在赤泥渗滤液作用下 GCL 的改进滤失试验达到化学平衡的依据。图 4 为赤泥渗滤液作用下渗出、进液的 pH 值、电导率、 $\text{Al}^{3+}$  浓度比值和  $\text{K}^+$  浓度比值随气压  $P_0$  变化的关系。可以发现, 在不同的气压下, 所有渗透试验的进、出液的 pH 值、电导率及  $\text{Al}^{3+}$  浓度比值和  $\text{K}^+$  浓度比值都在 0.9~1.1 之间 (即  $0.9 \leq \text{pH}_{\text{out}}/\text{pH}_{\text{in}}, \text{EC}_{\text{out}}/\text{EC}_{\text{in}}, c_{\text{out}}/c_{\text{in}} \leq 1.1$ )。根据规范 ASTM D7100<sup>[34]</sup>, 该结果可视为试样达到化学平衡状态。

图 5 为不同赤泥渗滤液作用下 GCL 试样渗透系数随气压变化关系。如图 5 所示, 随着气压的增大, 各 GCL 试样渗透系数均有所下降, 这是由于 GCL 试样



(a) 进、出液的 pH 值比值

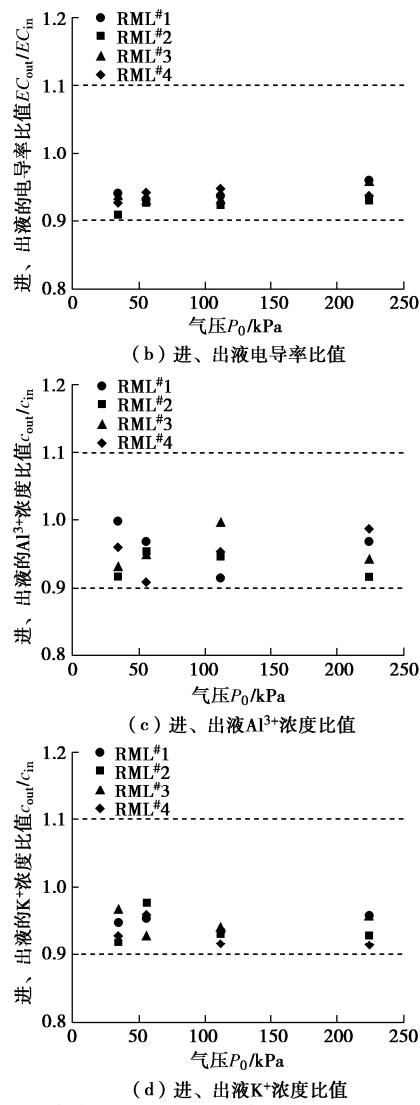


图4 赤泥渗滤液作用下渗出、进液的pH比值、电导率、 $\text{Al}^{3+}$ 浓度比值和 $\text{K}^+$ 浓度比值  
Fig. 4 pH, electrical conductivity and concentration equilibrium status of outflow and inflow with red mud leachates

Fig. 4 pH, electrical conductivity and concentration equilibrium status of outflow and inflow with red mud leachates

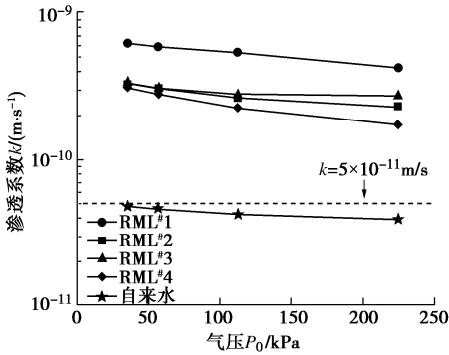


图5 GCL的渗透系数( $k$ )随气压( $P_0$ )变化关系  
Fig. 5 Relationship between hydraulic conductivity of GCL and air pressure

中的膨润土在气压的作用下产生压缩固结，导致孔隙比下降，供渗滤液流动的孔隙通道变窄，进而导致GCL试样的渗透系数轻微下降。此外，在4种赤泥渗滤液作用下，GCL试样的渗透系数均高于自来水渗透

情况，这表明赤泥渗滤液导致GCL防渗性能出现了不同程度的下降。

图6为不同气压作用下赤泥渗滤液的离子强度与一价二价离子摩尔数比和GCL试样渗透系数的关系。赤泥渗滤液中的金属阳离子对GCL试样的渗透系数影响显著，随着离子强度和一价二价离子摩尔数比的增加，GCL试样的渗透系数随之增大。图6表明赤泥渗滤液中的离子浓度及离子种类会对GCL试样的渗透性能产生显著的影响。上述现象可以通过Gouy-Chapman扩散双电层理论<sup>[38]</sup>来解释，式(8)为扩散双电层厚度( $1/\kappa$ )的计算公式。根据式(8)可以发现膨润土孔隙溶液中阳离子价和阳离子浓度呈反比。随着膨润土中孔隙溶液的阳离子浓度和阳离子价的增加，膨润土的扩散双电层厚度减小，导致膨润土中的孔隙尺寸增大，渗流通道增大，渗透系数随之增大<sup>[39-40]</sup>。

$$\frac{1}{\kappa} = \left( \frac{\varepsilon_0 D k_B T}{2 n_0 E^2 v^2} \right)^{1/2}, \quad (8)$$

式中， $\kappa$ 为双电层系数， $\varepsilon_0$ 为静态介电常数， $D$ 为介电常数， $k_B$ 为波兹曼(Boltzmann)常数( $1.38 \times 10^{-23} \text{ J/K}$ )， $T$ 为开尔文绝对温度(K)， $n_0$ 为中轴线处离子浓度(mmol/L)， $E$ 为基本电荷单位( $4.8 \times 10^{-10} \text{ esu}$ )， $v$ 为离子价。

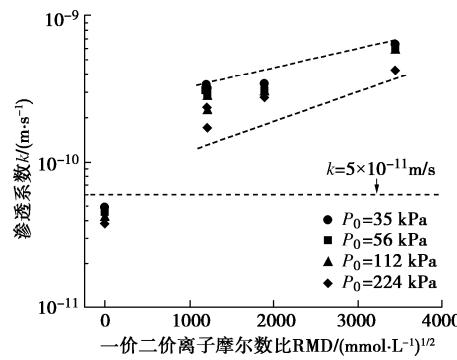
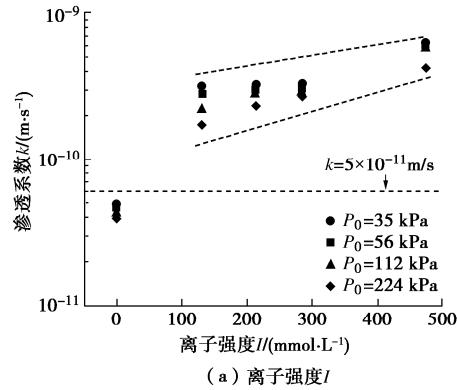


图6 不同赤泥渗滤液作用下GCL的渗透系数( $k$ )随离子强度(I)及一价二价离子摩尔数比(RMD)变化关系  
Fig. 6 Relationship between hydraulic conductivity of GCL and I or RMD

图7为改性GCL中膨润土自由膨胀指数与GCL

渗透系数的关系。由图可见,随着 GCL 中膨润土自由膨胀指数的增加,GCL 的渗透系数逐渐减小,自由膨胀指数和渗透系数存在明显的负相关关系。图 8 为膨润土自由膨胀指数、224 kPa 气压作用下的 GCL 渗透系数及改进滤失试验后膨润土孔隙比之间的关系图。从图 8 中  $x-y$  平面可以发现,随着膨润土自由膨胀指数的增加,改进滤失试验后膨润土的孔隙比逐渐减小。从  $x-z$  平面可以发现,随着膨润土孔隙比增加,GCL 渗透系数反而随之减小。这是由于当气压为 224 kPa(根据式(5)可得上覆有效应力为 112 kPa)时,赤泥渗滤液对 GCL 中膨润土的化学影响依然显著。离子交换作用使膨润土颗粒表面的  $\text{Na}^+$  被其他阳离子(如  $\text{Al}^{3+}$  和  $\text{K}^+$ )所替代,赤泥渗滤液离子强度和阳离子价态越高,膨润土颗粒扩散双电层厚度越小,导致膨润土团聚体的有效孔隙比越大<sup>[41]</sup>。因此,即使如图 8 所示,RML#1 作用下膨润土孔隙比最小,但是其有效孔隙比最大,导致其渗透系数最大。

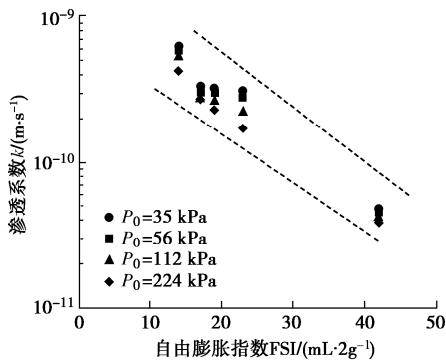


图 7 GCL 中膨润土自由膨胀指数和 GCL 渗透系数的关系

Fig. 7 Relationship between  $k$  of GCL and FSI of bentonite

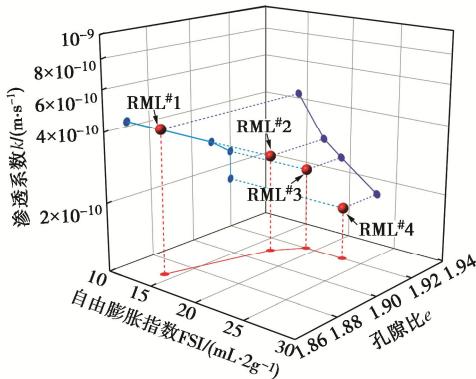


图 8 自由膨胀指数、孔隙比及渗透系数的关系

Fig. 8 Relationship among FSI,  $e$  and  $k$

图 9 为不同赤泥渗滤液作用下 GCL 试样的渗透系数比  $k_c/k_w$ (赤泥渗滤液作用下的渗透系数  $k_c$  与去离子水作用下的渗透系数  $k_w$  的比值)随离子强度及一价二价离子摩尔数比变化关系。本文采用渗透系数比定量评价各赤泥渗滤液作用下 GCL 试样的化学相容性。可

以发现,随着离子强度及一价二价离子摩尔数比的上升,GCL 的渗透系数比逐渐增大。在不同赤泥渗滤液作用下,渗透系数比约为 4.35~12.0。

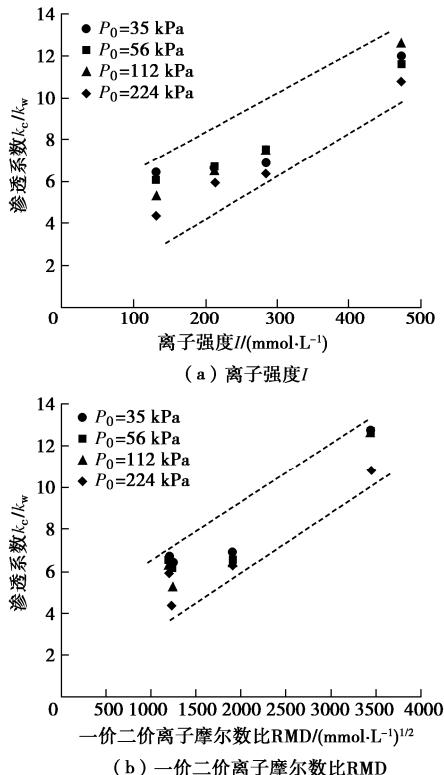


图 9 不同赤泥渗滤液作用下 GCL 的渗透系数比( $k_c/k_w$ )随离子强度(I)及一价二价离子摩尔数比(RMD)变化关系

Fig. 9 Relationship between  $k_c/k_w$  of GCL and I or RMD

### 3 结 论

本文基于改进滤失试验,研究了赤泥渗滤液作用下商用抗酸碱改性 GCL 的防渗性能。主要得到以下结论:

(1) 去离子水中改性 GCL 中的膨润土自由膨胀指数大于赤泥渗滤液作用下的膨润土自由膨胀指数。随着赤泥渗滤液离子强度的增加,膨润土自由膨胀指数逐渐下降。

(2) 预水化处理改性 GCL 的渗透系数相较于未预水化处理的试样的渗透系数降低了 5 倍左右,采用地下水预水化的 GCL 的渗透系数略高于去离子水和自来水预水化的试样,未满足规范要求。因此在实际工程应用中,建议进行采用自来水预水化处理 GCL 以完全发挥其防渗性能。

(3) GCL 在不同赤泥渗滤液作用下的渗透系数均高于自来水作用下的渗透系数。随着气压的增大,不同赤泥渗滤液作用下的 GCL 渗透系数均有所下降。

(4) 赤泥渗滤液中的金属阳离子对 GCL 的渗透系数影响显著,随着离子强度和一价二价离子摩尔数

比的增加, GCL的渗透系数随之增大。随着GCL中膨润土膨胀指数的增加,GCL的渗透系数逐渐减小。

(5)渗透系数比随着离子强度及一价二价离子摩尔数比的增大而逐渐增大。在不同赤泥渗滤液作用下,渗透系数比约为4.35~12.0。

## 参考文献:

- [1] HAMADA T. Environmental management of bauxite residue—a review[J]. The Jamaica Bauxite Institute, The University of the West Indies, Kingston, 1986: 109 – 117.
- [2] 宋志伟. 改性赤泥协同水泥固化铜污染土的性能及机理研究[D]. 太原:太原理工大学, 2017. (SONG Zhi-wei. Study on the Characteristic and Mechanism of Cu Contaminated Soil Stabilized by Modified Red Mud with Cement[D]. Taiyuan: Taiyuan University of Technology, 2017 (in Chinese))
- [3] XUE S, ZHU F, KONG X, et al. A review of the characterization and revegetation of bauxite residues (red mud)[J]. Environmental Science and Pollution Research, 2016, **23**(2): 1120 – 1132.
- [4] 李健,巫锡勇,侯龙.拜耳法赤泥的物化特性及污染防控措施研究[J].地球与环境, 2014, **42**(5): 677 – 682. (LI Jian, WU Xi-yong, HOU Long. Research on the physicochemical features of Bayer red mud and the corresponding method of pollution prevention[J]. Earth and Environment, 2014, **42**(5): 677 – 682 (in Chinese)).
- [5] CASTALDI P, SILVETTI M, SANTONA L, et al. XRD, FTIR, and thermal analysis of bauxite ore-processing waste (red mud) exchanged with heavy metals[J]. Clays and Clay Minerals, 2008, **56**(4): 461 – 469.
- [6] 干法赤泥堆场设计规范: GB 50986—2014[S]. 2015. (Code for Design of Dry Red Mud Stack: GB 50986—2014[S]. 2015. (in Chinese))
- [7] ROWE R K. Protecting the environment with geosynthetics: 53rd Karl Terzaghi Lecture[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2020, **146**(9): 04020081.
- [8] BUDIHARDJO M, CHEGENIZADEH A, NIKRAZ H. A review of key factors on Geosynthetic clay liners' performance as liner system[J]. International Journal of Biological, Ecological and Environmental Sciences, 2012, **1**(3): 117 – 119.
- [9] 谢海建,詹良通,陈云敏,等.中国四类衬垫系统防污性能的比较分析[J].土木工程学报, 2011, **44**(7): 133 – 141. (XIE Hai-jian, ZHAN Liang-tong, CHEN Yun-min, et al. Comparison of the performance of four types of liner systems in China. China Civil Engineering Journal, 2011, **44**(7): 133 – 141. (in Chinese))
- [10] BOUAZZA A. Geosynthetic clay liners[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2002, **20**(1): 3 – 17.
- [11] MCWATTERS R S, ROWE R K, WILKINS D, et al. Geosynthetics in Antarctica: performance of a composite barrier system to contain hydrocarbon-contaminated soil after three years in the field[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2016, **44**(5): 673 – 685.
- [12] KALINOVICH I K, RUTTER A, ROWE R K, et al. Design and application of surface PRBs for PCB remediation in the Canadian Arctic[J]. Journal of Environmental Management, 2012, **101**: 124 – 133.
- [13] KALINOVICH I K, RUTTER A, POLAND J S, et al. Remediation of PCB contaminated soils in the Canadian Arctic: excavation and surface PRB technology[J]. Science of the Total Environment, 2008, **407**(1): 53 – 66.
- [14] RUHL J L, DANIEL D E. Geosynthetic clay liners permeated with chemical solutions and leachates[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 1997, **123**(4): 369 – 381.
- [15] CHEN J, BENSON C H. Hydraulic conductivity and attenuation of bentonite-polymer composite geosynthetic clay liners permeated with bauxite liquor from China[C]// AGU Fall Meeting 2019, 2019, AGU.
- [16] TIAN K, BENSON C H. Containing bauxite liquor using bentonite-polymer composite geosynthetic clay liners[C]// The International Congress on Environmental Geotechnics. Springer, 2018, Singapore: 672 – 678.
- [17] LIU Y, GATES W P, BOUAZZA A, et al. Fluid loss as a quick method to evaluate hydraulic conductivity of geosynthetic clay liners under acidic conditions[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2014, **51**(2): 158 – 163.
- [18] FILZ G M, HENRY L B, HESLIN G M, et al. Determining hydraulic conductivity of soil-bentonite using the API filter press[J]. Geotechnical Testing Journal, 2001, **24**(1): 61 – 71.
- [19] RICO R A, GILLES B, IRINI D M. Hydraulic conductivity determination of compacted sand-bentonite mixture using filter press[J]. Geotechnical Testing Journal, 2011, **34**(1): 9 – 17.
- [20] DU Y J, SHEN S Q, TIAN K, YANG Y L. Effect of polymer amendment on hydraulic conductivity of bentonite in calcium chloride solutions[J]. Journal of Materials in Civil

- Engineering, 2021, **33**(2): 04020452.
- [21] 范日东, 刘松玉, 杜延军. 基于改进滤失试验的重金属污染膨润土渗透特性试验研究[J]. 岩土力学, 2019, **40**(8): 2989 – 2996. (FAN Ri-dong, LIU Song-yu, DU Yan-jun. Modified fluid loss test to measure hydraulic conductivity of heavy metal-contaminated bentonite[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(8): 2989 – 2996. (in Chinese)).
- [22] FAN R D, REDDY K R, YANG Y L, et al. Index properties, hydraulic conductivity and contaminant-compatibility of CMC-treated sodium activated calcium bentonite[J]. International Journal of Environmental Research and Public Health, 2020, **17**(6): 1863 – 1881.
- [23] 公路土工试验规程: JTG 3430—2020[S]. 2021. (Test Methods of Soils for Highway Engineering: JTG 3430—2020[S]. 2021 (in Chinese))
- [24] Standard Test Methods for pH of Soils: ASTM D4972[S]. 2019.
- [25] CERATO A B, LUTENEGGERL A J. Determination of surface area of fine-grained soils by the ethylene glycol monoethyl ether (EGME) method[J]. Geotechnical Testing Journal, 2002, **25**(3): 315 – 321.
- [26] KATSUMI T, ISHIMORI H, ONIKATA M, et al. Long-term barrier performance of modified bentonite materials against sodium and calcium permeant solutions[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2008, **26**(1): 14 – 30.
- [27] KOLSTAD D C, BENSON C H, EDIL T B. Hydraulic conductivity and swell of nonprehydrated geosynthetic clay liners permeated with multispecies inorganic solutions[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, **130**(12): 1236 – 1249.
- [28] SHACKELFORD C D, BENSON C H, KATSUMI T, et al. Evaluating the hydraulic conductivity of GCLs permeated with non-standard liquids[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2000, **18**(2): 133 – 161.
- [29] 地下水质量标准: GB/T 14848—2017[S]. 2018. (Standard for Groundwater Quality: GB/T 14848—2017[S]. 2018. (in Chinese))
- [30] 污染地块地下水修复和风险管控技术导则: HJ 25.6—2019[S]. 2019. (Technical Guideline for Groundwater Remediation and Risk Control of Contaminated Sites: HJ 25.6-2019[S]. 2019. (in Chinese))
- [31] Standard Test Method for Swell Index of Clay Mineral Component of Geosynthetic Clay Liners: ASTM D5890[S]. 2011.
- [32] Standard Test Method for Electrical Conductivity and Resistivity of Water: ASTM D1125 [S]. 2014.
- [33] Method for pH of Aqueous Solutions with the Glass Electrode: ASTM E70[S]. 2015.
- [34] CHUNG J, DANIEL D E. Modified fluid loss test as an improved measure of hydraulic conductivity for bentonite[J]. Geotechnical Testing Journal, 2008, **31**(3): 243 – 251.
- [35] 生活垃圾卫生填埋场防渗系统工程技术规范: CJJ 113—2007[S]. 2007. (Technical Code for Liner System of Municipal Solid Waste Landfill CJJ 113—2007[S]. 2007. (in Chinese))
- [36] Standard Test Method for Evaluation of Hydraulic Properties of Geosynthetic Clay Liners Permeated with Potentially Incompatible Aqueous Solution: ASTM D6766[S]. 2020.
- [37] Standard Test Method for Hydraulic Conductivity Compatibility Testing of Soils with Aqueous Solutions: ASTM D7100[S]. 2011.
- [38] MITCHELL J K, SOGA K. Fundamentals of Soil Behavior[M]. New York: John Wiley & Sons, 2005.
- [39] 秦爱芳, 傅贤雷, 孙德安, 等. 化–力耦合条件下膨润土的体变特性[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(增刊 2): 3775 – 3782. (QIN Ai-fang, FU Xian-lei, SUN De-an, et al. Influences of chemo-mechanical coupling on the volume change behaviour of bentonite[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(S2): 3775 – 3782. (in Chinese)).
- [40] 范日东, 杜延军, 陈左波, 等. 受铅污染的土–膨润土竖向隔离墙材料的压缩及渗透特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(5): 841 – 848. (FAN Ri-dong, DU Yan-jun, CHEN Zou-bo, et al. Compressibility and permeability characteristics of lead contaminated soil-bentonite vertical cutoff wall backfills[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(5): 841 – 848. (in Chinese)).
- [41] YE W M, ZHANG F, CHEN B, et al. Effects of salt solutions on the hydro-mechanical behavior of compacted GMZ01 Bentonite[J]. Environmental Earth Sciences, 2014, **72**(7): 2621 – 2630.

DOI: 10.11779/CJGE202104014

# 排水管堵塞引起的高铁隧道结构变形与 渗流场特征模拟试验研究

李林毅, 阳军生\*, 高超, 王树英, 王子建, 相懋龙

(中南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410075)

**摘要:** 基于3D打印技术构建了高铁隧道结构及排水系统设施精细模型, 提出了切实可行的隧道堵管模拟方法及模拟装置, 依托典型病害案例开展了堵管病害相似模型模拟试验, 探讨了在不同堵管条件、不同地层水头下隧道渗流场(隧道排水量、结构外水压力)及结构位移量的变化规律特征。研究结果表明: 随堵塞程度加深, 隧道排水量呈现先慢后快型下降趋势, 具体为排水管堵塞率为50%前隧道排水量下降幅度较小, 而堵塞率达50%后隧道排水量骤减直至不排水; 底部结构隆起位移存在“隧底>内轨>外轨”的量值关系, 且随堵塞程度加深隆起位移呈现先慢后快型增长趋势; 受排水减少影响, 堵管后结构外水压力逐步由“隧底最大, 拱顶、拱腰次之, 墙脚最小”的扇贝型分布转为“静水压”型分布; 至全堵条件下地层水头40 m时试验位移结果与现场病害特征吻合良好, 验证了上述模拟方法的可行性与有效性。研究成果以期为富水隧道堵管防治及类似病害评价提供借鉴与指导作用。

**关键词:** 排水管堵塞; 高铁隧道; 仰拱隆起; 渗流场; 模拟试验; 3D打印技术

**中图分类号:** U45      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2021)04-0715-10

**作者简介:** 李林毅(1994—), 男, 湖南郴州人, 博士研究生。从事隧道工程防排水体系研究工作。E-mail: tunnel\_lly@csu.edu.cn。

## Simulation tests on structural deformation and seepage field of high-speed railway tunnels under drainage clogging

LI Lin-yi, YANG Jun-sheng, GAO Chao, WANG Shu-ying, WANG Zi-jian, XIANG Mao-long

(School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China)

**Abstract:** Based on 3D printing technology, a fine model for high-speed railway tunnel structure and drainage facilities is constructed, and a feasible simulation method for drainage clogging is put forward. Based on a typical disease case, a simulation test on drainage clogging is carried out, and under different conditions of drainage clogging and groundwater level, the seepage field (including drainage volume and external water pressure) and structural deformation are discussed. The results show that with the deepening of blockage, the drainage volume shows a slow downward trend and then a fast downward trend, and specifically, when the drainage pipe blockage is less than 50%, the tunnel drainage decreases slightly, and when the blockage is more than 50%, the tunnel drainage decreases sharply until no drainage occurs. The displacement of bottom structure uplift has the quantitative relation of "tunnel bottom > inner rail > outer rail", and with the increase of blockage degree, the uplift displacement slowly grows first and then fast grows. Affected by the reduction of drainage, the external water pressure of the structure gradually changes from "the maximum at the bottom, next at the crown and waist of the arch, and minimum at the foot of the wall" to the "hydrostatic pressure" distribution. The test results of displacement coincide well with the characteristics of field defects when the water head is 40 m and the drainage pipe is fully blocked, which verifies the feasibility and validity of the proposed simulation method. The research results may provide reference and guidance for prevention of pipe plugging and evaluation of similar defects of water-rich tunnels.

**Key words:** drainage clogging; high-speed railway tunnel; invert heave; seepage field; simulation test; 3D printing technology

## 0 引言

随着国家经济飞速发展, 为满足人们日益增长的出行需求, 以铁路隧道为代表的基础设施项目迅速增

基金项目: 高铁联合基金项目(U1934211); 国家自然科学基金项目(51878669); 新疆维吾尔自治区重大科技专项(2018A03003); 中央高校基本科研业务费专项资助项目(2019zzts291)

收稿日期: 2020-03-27

\*通信作者(E-mail: jsyang@csu.edu.cn)

加。隧道运营情况表明<sup>[1-2]</sup>, 在富水地层中(尤其是岩溶地区)因地下水裹挟泥砂或地下水所含钙镁离子发生结晶反应等原因, 致使排水系统常出现堵塞现象。铁路隧道通常采用以排为主或排堵结合的防排水设计<sup>[3]</sup>, 一旦排水系统出现堵塞, 降压能力将大大削弱<sup>[4]</sup>, 易导致隧道外水压力突增<sup>[5-6]</sup>, 进而引发结构渗漏水、仰拱隆起、衬砌裂损掉块等病害<sup>[7-10]</sup>。鉴于上述问题的危害性, 学者从工程实例、现场试验、数值仿真、理论解析等多方面对堵管问题的病害成因、不利影响进行了研究, 蒋雅君等<sup>[2, 4]</sup>通过数个工程实例的调研, 从化学因素、工程因素探讨了堵管问题的成因与机理; Chen 等<sup>[11]</sup>统计了以法国为主的十余座结晶堵管铁路隧道案例, 证明了地质条件对于隧道结晶形成的关键作用, 定义了隧道钙化程度判定指标; 刘坤等<sup>[1]</sup>依托中梁山某隧道, 开展了排水系统非对称堵塞现场试验, 探究了堵塞条件对结构外水压力的影响规律; 高春君等<sup>[5]</sup>通过“以板代孔”法对堵管问题进行了模拟, 探究了不同堵塞及水位条件下的衬砌应力变化规律; 刘新荣等<sup>[12]</sup>针对隧道排水系统非对称堵塞问题, 通过保角变换、坐标变换等解析方法, 获得了该问题的渗流场解析级数, 并探讨了相关参数影响。以上研究成果经工程实践验证, 可为类似病害提供一定指导。

然而, 值得注意的是: 从工程实例出发的研究, 现场工况较为单一, 难以获得系统化病害规律; 从现场试验入手的研究, 由于地下水条件无法获知, 难以明确其与隧道结构的影响关系, 且对堵管程度、外水压力分布、结构位移均未深入探讨; 从数值仿真入手的研究, 如何确保其计算模型、参数取值与现场情况的匹配成为了需进一步考虑的难题; 从理论解析出发的研究, 解析模型较为简化且存在多种假设, 难以直接应用于实际工程。此外, 还需注意的是, 既有研究大多仅对堵管影响下结构安全性予以考虑, 而忽视了隧道运营需求。尤其对于高铁隧道, 因运行时速快、控制标准高<sup>[13]</sup>, 其轨道形位异常的出现已同步于甚至优先于结构裂损问题<sup>[14]</sup>, 因此在其堵管问题影响分析中还应对轨道位移特征予以充分考虑。鉴于此, 本文结合沪昆高铁麻拉寨隧道案例, 基于 3D 打印技术构建高铁隧道精细化结构模型及附属设施, 依据相似理论开展相似模型渗流试验, 探讨在不同堵管条件、不同地层水头下隧道渗流场及结构位移量的规律特征, 明确上述因素之间的关系。研究成果以期为富水隧道堵管防治及其病害评价提供借鉴与指导作用。

## 1 背景工程及病害情况

### 1.1 工程概况及现场病害情况

沪昆高铁麻拉寨隧道为双线隧道, 位于贵州省麻江县, 全长 2640 m, 最大埋深约 200 m。隧址区降雨丰富, 年均降雨量近 1400 mm, 其中夏季降雨占比超过 40%, 地表多处分布岩溶洼地及落水洞, 地下水补给条件良好。隧道洞身穿越地层地质条件较差, 累计穿越 4 条断层带, 洞身围岩以灰岩、白云岩为主, 岩体较为破碎, 岩溶特征发育。

隧道开通运营后, 于 2015 年 6 月 17 日, 隧址区历经强降雨, 10 h 降雨量达 164.7 mm<sup>[15]</sup>, 单小时降雨强度超过历史极值, 导致部分区段发生仰拱隆起变形, 途径列车出现严重晃车现象。经现场巡检<sup>[16]</sup>, 发现正常段落排水畅通、流量较大且清澈(图 1(a)); 而轨道异常段落排水量小, 推测排水系统堵塞。经紧急泄压后泄水孔涌水明显, 且水质浑浊(图 1(b))。病害发生后, 相关部门立即中断行车, 随即进行轨道变形检测。检测结果显示<sup>[16]</sup>, 轨道形位异常段落主要发生于 K1695+250—+350, 其中轨道高程偏差与水平偏差最大值分别为 28.0 mm(隆起)、14.3 mm(远离中心线方向), 上述最值均位于 K1695+310 断面。基于现场病害情况的研判, 地层水连通性强、突发性强降雨、排水系统堵塞失效是病害发生的主要原因, 而上述因素导致的隧道外水压力过高是病害发生的直接原因。



图 1 病害时隧道排水情况

Fig. 1 Drainage conditions during defects occurrence

### 1.2 病害段隧道支护及排水体系设计

依据设计文件<sup>[17]</sup>, 病害段采用的支护结构型式以 Vc 级复合式衬砌(图 2)为主, 其开挖面积为 154.61 m<sup>2</sup>, 开挖高度×跨度=12.64 m×14.96 m, 具体支护参数如下: ①初期支护: 拱墙部位打设有Φ 25 mm 中空锚杆, 长 4 m, 间距 1.0 m×1.0 m(环×纵); 28 cm 厚的 C30 钢纤维混凝土; 纵向间距 60 cm 的 I22a 工字钢。②二次衬砌: 55 cm、65 cm 厚(拱墙、仰拱)C35 钢筋混凝土, 环向钢筋配筋Φ 25@200 mm。③仰拱填充: C20 素混凝土。④轨道形式: CRTS I 型双块式轨道结构。

该隧道采用铁路隧道常用的半包式防排水设计(图 3), 即拱墙衬砌与初支之间设有防水板与无纺布, 围岩渗水经无纺布渗入, 沿环向排水管、纵向排

水管汇聚流至边墙部位, 再经横向连接管流入隧道侧沟, 最后通过侧沟与中心水沟共同排导将地下水排出隧道。依据设计文件<sup>[17]</sup>及施工台帐, 病害段具体布设参数如下: ①环向排水管: 采用Φ100 mm 打孔波纹管, 在拱墙部位沿环向布设, 因病害段处于富水段落, 布设间距为每隔5 m 设置一环。②纵向排水管: 采用Φ150 mm 打孔波纹管, 设置于边墙初支与二衬之间, 左右侧各一根。③横向排水管: 采用Φ100 mm 波纹管, 埋设于隧道结构内, 布设间距为沿纵向每隔20 m 布设一处。

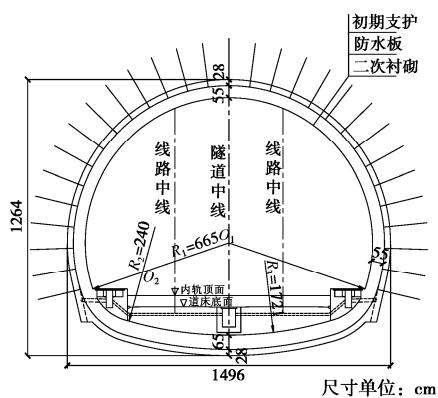


图2 Vc 级围岩支护结构断面图<sup>[17]</sup>

Fig. 2 Section diagram of Vc-grade support structure<sup>[17]</sup>

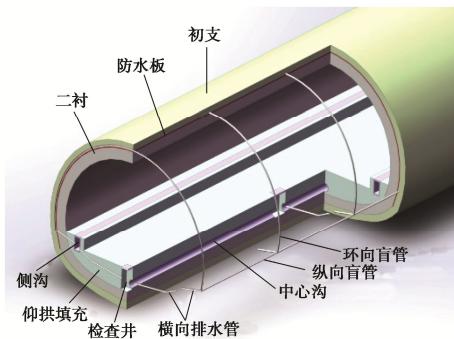


图3 国内铁路隧道常用防排水体系<sup>[18]</sup>

Fig. 3 Common waterproof and drainage systems for railway tunnels in China<sup>[18]</sup>

## 2 相似模型试验研究

### 2.1 试验相似原理及相似材料选定

#### (1) 试验相似原理

本模型试验模拟的核心内容是在堵管条件下水压引发的隧道结构变形致灾问题, 故围岩材料、隧道结构材料均应满足相关相似比例。试验以相似第二定理为基本准则, 参考类似模型试验研究成果<sup>[19-20]</sup>, 结合试验可行性、经济性等因素, 选取几何相似比  $C_L = 1 : 40$ 、重度相似比  $C_\gamma = 1 : 1$ 、渗透系数相似比  $C_k = 1 : 1$  为基础相似比, 并采用量纲分析法确定其他试验

参数相似比, 具体取值如表1所示。

表1 模型试验主要相似关系

Table 1 Similar relationships in model tests

相似比	计算公式	量值
几何相似比	$C_L = L_m / L_p$	1 : 40
基础相似比	$C_\gamma = L_m / L_p$	1 : 1
渗透系数相似比	$C_k = L_m / L_p$	1 : 1
地层水头相似比	$C_H = C_L$	1 : 1
渗流参数	$C_T = C_H / C_k$	1 : 40
水压力相似比	$C_P = C_\gamma \cdot C_H$	1 : 40
渗流量相似比	$C_Q = C_H^3 / C_T$	1 : 1600
变形参数	$C_E = C_\gamma \cdot C_L$	1 : 40

#### (2) 围岩相似材料

本试验主要分析堵管后隧道渗流场及变形场的变化规律, 且背景工程在仅有围岩压力条件下运营良好, 而在堵管高水压下方才出现了病害。因此, 围岩相似控制以渗透系数为核心, 对于围岩材料的其他参数相似性尽量保证满足。参考于丽等<sup>[20]</sup>、李铮等<sup>[21]</sup>对围岩相似材料的研究成果, 经渗透试验测试, 选取细砂材料作为病害段围岩模拟材料, 测试结果及现场围岩渗透系数如表2所示。

表2 渗透系数测试结果

Table 2 Test results of permeability coefficient

试验组号	渗透系数 /(cm·s <sup>-1</sup> )	试验均值 /(cm·s <sup>-1</sup> )	现场值 <sup>[16]</sup> /(cm·s <sup>-1</sup> )
1	$1.06 \times 10^{-3}$		
2	$1.04 \times 10^{-3}$	$1.05 \times 10^{-3}$	$1 \times 10^{-3}$
3	$1.04 \times 10^{-3}$		

#### (3) 隧道结构及附属设施相似材料

考虑病害段处于V级围岩段落, 岩质较差, 二衬为主要承载结构, 初支承载比重较小, 在参考类似试验的基础上, 采用土工布等效模拟初支结构, 即对其支护性能不予以考虑, 仅考虑其阻砂、透水、减渗3方面作用。依据李铮等<sup>[19]</sup>研究成果, 最终选用8层(累计厚度5.9 mm)土工布模拟初支。

为精细反映隧道结构及排水系统工作状态, 本试验引入3D打印技术构建隧道结构模型及排水设施模型, 同时3D打印用于模型制作的可行性、打印精度已由文献<sup>[22, 23]</sup>验证分析。考虑到隆起病害应属于变形致灾类工程问题, 隧道结构模型为承载型构件, 其打印材料的选取以“材料弹模相似性为核心”较为适宜, 故依照弹模相似比( $C_E = 1 : 40$ ), 选取尼龙11作为隧道结构模型打印材料(尼龙11弹模为1.06 GPa, 现场结构等效弹模34.1 GPa<sup>[16]</sup>, 两者弹模比与试验所需值较为接近, 而其他常用打印材料弹模多在1.5 GPa以上)。需要说明的是, 尼龙11与试验所需材料弹模量之间存在的一定差异, 会导致试验中隆起位

移较实际情况稍有偏小，但其结构变形规律应保持一致，故材料弹模差异性影响总体属于合理范围。对于排水系统模型，因其属于功能型构件，在试验中只需保证构件使用功能正常即可，无需遵循弹模相似，故优选经济性好、材料强度高的光敏树脂材料作为打印材料<sup>[24]</sup>。

## 2.2 隧道结构及其附属设施模型制作

### (1) 隧道主体结构模型打印制作

模型制作采用华曙高科 HS403P 打印机，其最大成型尺寸为 40 cm×40 cm×45 cm。纵断面上，考虑打印尺寸限制要求，选取 K1695+302—318 作为试验模拟段落，总长 14 m，经缩尺后为 35 cm。横断面上，依据支护结构设计图（二衬、仰拱、轨道、排水沟）绘制隧道结构轮廓图，见图 4 (a)。通过三维建模软件（如 Inventor）构建隧道结构 3D 模型，同时根据排水系统现场布设参数，在模型中心断面掏空仰拱内的横向排水管，并沿纵向每隔 12.5 cm（缩尺）掏空左右侧横向连接管，掏空管道参数如表 3 所示，最终获得隧道主体结构 3D 模型，见图 4 (b)。经打印材料优选

（图 4 (c)）后，选择尼龙 11 材料打印制作其实体模型，见图 4 (d)。需要说明的是，为避免打印模型二次粘结的不良影响，隧道结构的制作采取一次成型方式，其打印材料均为尼龙 11，不同部位未做区分打印处理。

### (2) 隧道排水系统打印制作

由于侧沟、中心沟、横向排水管均在隧道主体结构模型中制作完成或已掏空预留，因此排水系统仅需完成环向、纵向排水管，其制作流程如下：

a) 确定排水管尺寸参数。环、纵、横向排水管原型分别为 Φ100 mm、Φ150 mm、Φ100 mm 打孔波纹管，经缩尺后其内径分别为 2.5, 3.0, 2.5 mm。同时，由于 3D 打印制品需满足“薄壁结构壁厚大于 0.8 mm”的要求，故确定环、纵排水管壁厚为 1 mm。综上所述，最终确定上述排水管参数如表 3 所示。

b) 建立排水系统 3D 模型。根据表 3 中的排水管尺寸参数及隧道结构轮廓图，建立对应 3D 模型，如图 5 (a) 所示，具体包括：①包络于隧道结构外表面的环向排水管，纵向布设间距 12.5 cm/环；②左右边墙脚部位的纵向排水管；③用于引流纵向排水管至隧道左右侧沟的横向连接管。同时，在环向、纵向排水管表面均匀布设有一系列排水小孔。

c) 3D 模型实用性优化。考虑到一体式模型存在着易因局部破损而导致整体失效的不足，故对排水系统 3D 模型进行优化处理：在保证优化模型与原模型内径尺寸一致的条件下，将原模型改为组装式模型，

共包括 5 种组件形式（图 5 (b)）。经上述优化后，试验期间避免了排水系统整体拆换的较大耗费。

d) 模型打印与组件拼装。选用光敏树脂材料进行排水系统模型的打印制作，经实体组件拼装，其成品效果如图 5 (c) 所示。隧道结构及其排水系统实体模型最终组装效果如图 5 (d) 所示。

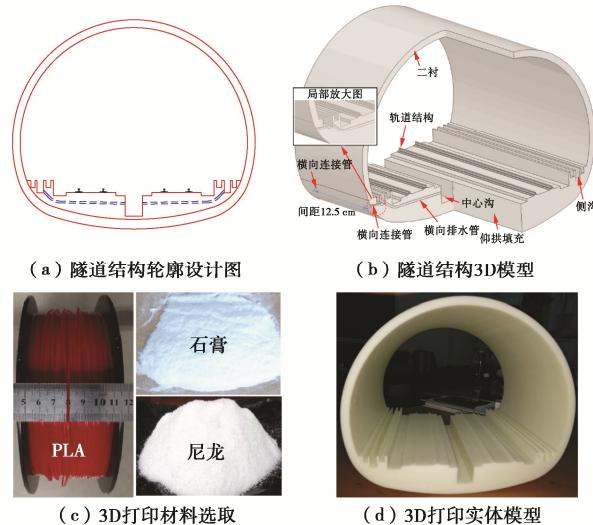


图 4 高铁隧道 3D 打印制作流程

Fig. 4 3D printing process for high-speed railway tunnel

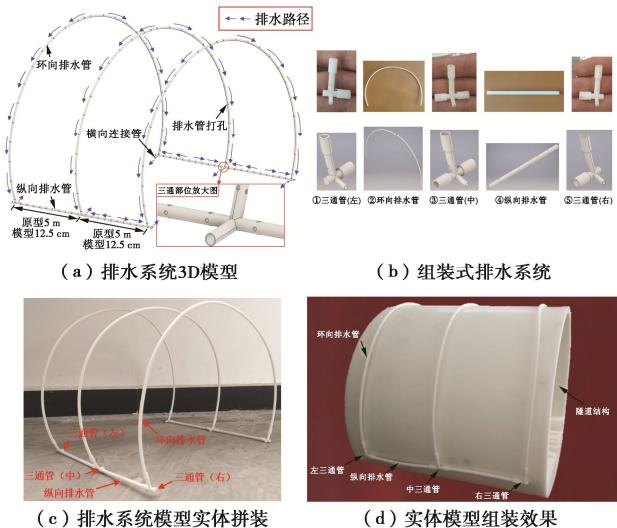


图 5 排水系统 3D 打印制作流程

Fig. 5 3D printing process for drainage system

表 3 各排水管打印模型尺寸参数

Table 3 Size parameters of drainage pipe model

类型	内径/mm	外径/mm	备注
环向排水管	2.5	4.5	—
纵向排水管	3.0	5.0	—
横向排水管	2.5	—	掏空预留于结构内，无需管壁加厚

## 2.3 堵管问题模拟方法

### (1) 堵管模拟的堵塞部位

有关案例及研究成果<sup>[1-2, 6, 9]</sup>表明, 由于管道转角的存在, 排水管三通部位(纵、环、横向管连接处, 如图6(a))易发生泥砂等碎屑物质的淤积; 此外, 横向排水管管口处因最先接触管外空气, 地下水内的 $\text{Ca}^{2+}$ 、 $\text{Mg}^{2+}$ 等离子发生结晶反应, 长时间作用下易产生结晶堵塞物(图6(b))。因此, 在实际工程中横向排水管(连接纵向管与侧沟)往往存在较大堵塞可能。综上所述, 本试验最终确定横向排水管管口作为堵塞部位。

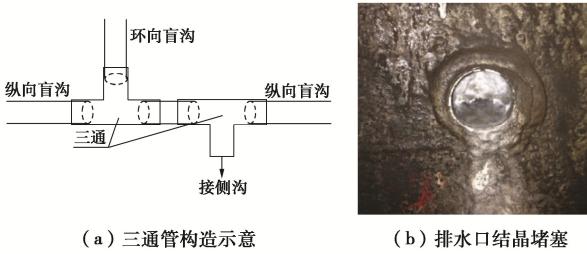


图6 排水管堵塞频发部位示意图

Fig. 6 Frequent location of drainage pipe blockage

## (2) 堵管模拟实施方法

依据面积占比为准则, 设计不同堵塞程度的排水口堵塞头, 具体包括堵塞25%, 50%, 75%, 100% 4种类型, 如图7所示。以堵塞25%的堵塞头为例, 简要介绍其制作流程: ①构建可完全填充于横向排水管口的全堵堵塞头3D模型(图7(a))。②以管道排水面积堵塞25%为条件, 计算得到堵后管径应为2.16 mm, 故在全堵堵塞头模型中心掏直径2.16 mm的圆孔, 即可获得堵塞25%的堵塞头3D模型; 采用光敏树脂材料将上述模型打印, 得到其实体模型如图7(b)所示。此外, 为方便堵塞头的安装与拆除, 配套设计有更换插头, 试验期间仅需数秒即可完成单个堵管头的拆换。

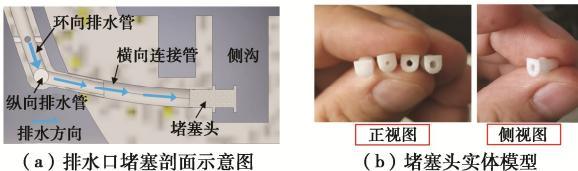


图7 堵塞头制作及使用流程

Fig. 7 Fabrication and use process of pipe plugs

## 2.4 模型试验系统简介

### (1) 试验系统组成

如图8所示, 本试验在自行设计的隧道渗流模拟试验系统上进行, 试验系统包括: ①渗流试验箱; ②渗流场控制系统; ③位移测试平台; ④数据采集平台。其中, 渗流试验箱尺寸为2.4 m×1.8 m×0.35 m(高×宽×纵向长), 亚克力板模型箱中下部开设有与隧道

模型匹配的孔洞, 且所有内部缝隙与接缝部位均涂有防水胶, 以保证试验密封性。渗流场控制系统由进水管、总水箱、左右输水管、控制阀门构成, 左右输水管直达模型箱底部, 模型箱内输水管表面均匀钻设排水孔, 确保模型内进水均匀。位移测试平台主要为位移传感器的测试提供基础平台。数据采集平台主要用于收集孔隙水压力传感器、位移传感器的测试数据。



图8 渗流试验系统及其组成

Fig. 8 Seepage test system and its composition

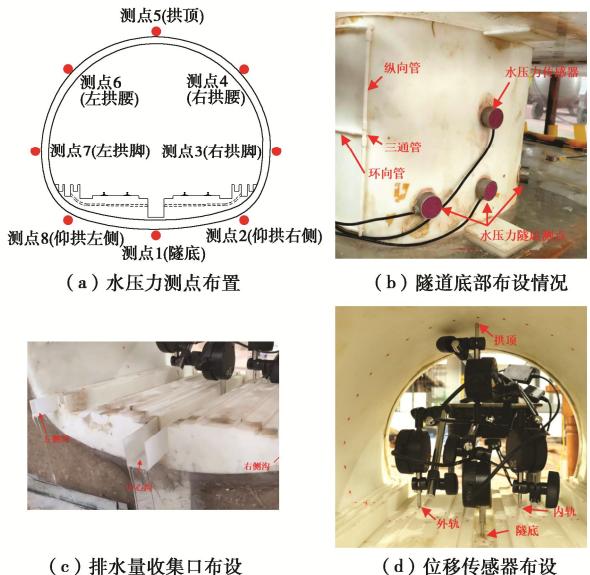


图9 测试元件布设情况

Fig. 9 Layout of test sensors

### (2) 测试项目及元件布置

根据试验内容, 试验需测试收集的数据类型包括: 结构外水压力、隧道排水量、典型部位位移量。上述数据采用的对应测试方法如下: ①结构外水压力, 于隧道模型外表面布设8个测点(图9(a)), 通过微型孔隙水压力传感器获取全环水压力, 测试精度为±5 Pa, 量程为0~30 kPa; ②隧道排水量, 于隧道左、右侧沟及中心沟布设收集点(图9(c)), 通过量杯收集单位时间内隧道排水进行量测; ③结构位移, 采用数显式千分尺测取测点位移值, 测试精度为0.001 mm, 量程为0~10 mm, 并通过嵌入插件可实时监测测点的

位移变化。由于案例隧道病害特征主要是轨道变形超限，因此结构位移测点设置于隧底、内轨顶、外轨顶、拱顶（图 9（d）），以探究背景案例的变形致灾特征。

### 3 模型试验工况及结果分析

#### 3.1 模型试验工况

为获得地层水头、堵塞程度对高铁隧道变形致灾病害的影响规律，在隧道埋深 65 m（原尺高度）的条件下，本次试验设置了 7 组地层水头主要工况（列于表 4），在每组地层水头下还细分了 5 种堵管程度工况，具体为全排（不设堵塞头即可）、堵塞 25%、堵塞 50%、堵塞 75%、全堵。需要说明的是，地层水头高度以隧道中心为 0 m 基础面进行计算。

表 4 试验工况

Table 4 Test conditions

工况	地层水头高度/m	堵管程度
1	0	
2	10	每组地层水头下包括 5 种堵塞程度细分工况，
3	20	具体为全排、堵塞 25%、堵塞 50%、堵塞 75%、全堵
4	30	
5	40	
6	50	
7	60	

#### 3.2 模型试验流程

依据试验工况设置，本试验流程如下：

- (1) 安装隧道及其排水系统（图 10（a）），布设水压力传感器，引出数据输出线；采用土工布包裹于隧道结构外，并确保两者间的密贴。
- (2) 分层铺设细砂，并逐层压实（图 10（b）），杜绝地层填充不密实；填砂埋过隧道后，采用玻璃胶封堵模型试验箱与隧道模型之间的缝隙，确保其密封性。
- (3) 填砂至 65 m（原尺高度）后，架立位移测试平台，布设位移传感器，并与数据采集系统相连；检验各传感器运行情况是否正常。
- (4) 打开进水管，通过控制阀门调节左、右输水管注入速度，至地层水位达到 0 m 初始工况后，开始试验；每组地层水位工况下，于左右边沟共计 6 处排水口先后进行全排、堵塞 25%、堵塞 50%、堵塞 75%、全堵的堵管模拟，其中全排工况无需插入堵塞头，其余工况均需插入对应堵塞头（图 10（c））；试验过程中依次采集隧道排水量、衬砌水压力、结构位移。同时，试验期间由专人调节控制阀门，确保地层水位稳定于试验预期高度。

需要说明的是，以上试验过程中排水量单次收集时间为 2 min，在连续 3 次测得的排水量无明显变化

后隧道渗流场基本稳定，方可测取衬砌水压力、结构位移数据。上一工况完成后，根据工况具体设置，改变地层水头或堵塞程度，开展下一工况试验。

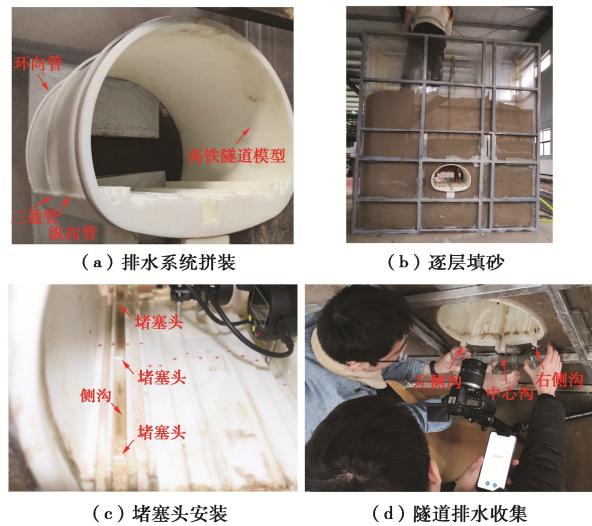
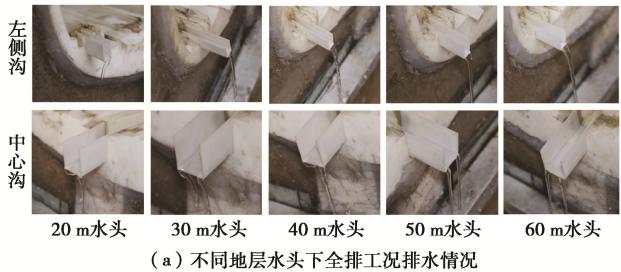


图 10 试验流程

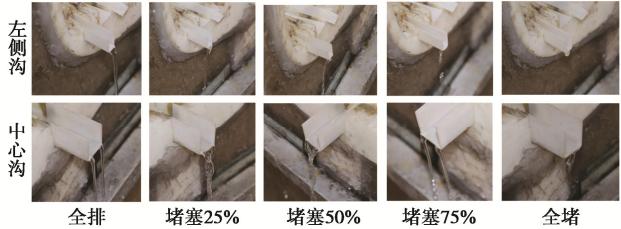
Fig. 10 Test procedure

#### 3.3 隧道排水量结果分析

为便于理解，后续试验分析数据均已转化为原尺值。地层水头从 0 m 升至 60 m，模型试验排水情况及排水量相关曲线如图 11、12 所示。其中，图 11 分别展示了 20~60 m 水头全排工况下排水沟水流情况，以及 50 m 水头下从全排到全堵各堵塞工况水流情况。



(a) 不同地层水头下全排工况排水情况



(b) 不同堵管程度下排水情况

图 11 模型试验现场排水情况

Fig. 11 Field drainage conditions of model tests

从图 11、12 可以得出：

- (1) 从模型试验现场情况（图 11）来看，地下水通过左、右侧沟及中心沟排出隧道，排水系统工作状态良好且排水顺畅，可以认为本文构建的高铁隧道模型能够充分考虑排水设施的排水需求。
- (2) 除全堵工况外，地层水头从 0 m 升至 60 m，

隧道排水量逐步增长, 其中全排工况下每延米排水量从 $2.97\text{ m}^3/\text{d}$ 增至 $26.04\text{ m}^3/\text{d}$ 。但是值得注意的是, 排水量的增长是阶段式的(图12(a)), 具体可分为两阶段: ①地层水头小于 $30\text{ m}$ 时, 随地层水头增长, 隧道排水量基本呈线性增长; ②地层水头处于 $30\sim60\text{ m}$ 时, 排水量增长速率放缓, 以全排工况为例,  $30\sim40\text{ m}$ ,  $40\sim50\text{ m}$ ,  $50\sim60\text{ m}$ 对应的每延米排水量增量分别为 $3.01$ ,  $2.69$ ,  $1.87\text{ m}^3/\text{d}$ , 增量降幅明显, 且上述放缓趋势随堵管程度的加深而愈发明显。分析上述变化规律, 应是隧道排水系统逐步趋于其极限排水能力所导致的。

(3) 从直观来看(图11(b)), 全排至堵塞50%时隧道排水水流虽有减少但降幅不甚明显, 而当堵塞进一步加深时(堵塞50%至全堵)排水水流明显减少。结合具体数值(图12(b))分析: ①若设 $30\sim60\text{ m}$ 水头下全排工况的排水率为100%, 则堵塞25%, 50%, 75%、全堵工况对应的平均排水率分别为91%, 79%, 42%, 1.3%; ②换而言之, 从全排到堵塞50%过程中, 排水管堵塞引发的排水量减少比例仅有两成, 而在堵塞50%以后堵塞程度对排水量的衰减影响方才逐步明显; ③随堵管程度的逐步加深, 隧道排水量总体呈反抛物线型发展趋势。此外, 在全堵工况下或因局部堵塞头未完全密贴, 致使仍存在极少量的水流排出隧道。

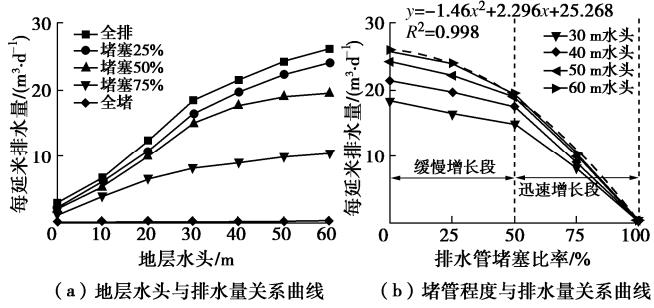


图12 模型试验排水量相关关系曲线

Fig. 12 Correlation curves of drainage volume

### 3.4 隧道水压力结果分析

为便于了解全环水压情况, 采用包络图型式对所测外水压力予以展示。根据试验结果, 全排工况下 $30\sim60\text{ m}$ 的水压变化情况如图13(a)所示, 而由于堵塞工况下水压力分布变化规律大体一致, 故仅绘制最具代表性的 $60\text{ m}$ 水头下水压力分布及各测点变化情况, 如图13(b), 13(c)。由图13可知:

(1) 在全排条件下全环水压力呈现“隧底最大, 拱顶、拱腰次之, 墙脚最小”的分布规律, 同时各点水压力均随水头升高而逐步增大, 但是各点增幅存在着较大差异。地层水头从 $30\text{ m}$ 升至 $60\text{ m}$ , 仰拱底部水压力增长最为明显, 其平均增量(测点1, 2, 8均值)为 $194\text{ kPa}$ ; 拱部增长次之, 其平均增量(测点4,

5, 6均值)为 $145\text{ kPa}$ ; 墙脚处增长最小, 其平均增量(测点3, 7均值)为 $73\text{ kPa}$ 。分析上述现象, 应与隧道排水系统降压特点有关: 墙脚部位紧邻横向连接管, 其周边地下水可在短时间内排入侧沟, 即便地层水头升高, 也不会引发水压力明显上升; 而隧道其他部位排水能力则弱于墙脚部位, 尤其是隧底地下水难以通过排水系统及时排导, 最终引发了外水压力的大幅上升。

(2) 隧道堵管后各测点均有不同程度上升, 且其水压力变化存在如下特点:

a) 随堵管程度加深, 水压增幅先缓后快。从全排至堵管50%, 拱部(测点4, 5, 6)、底部(测点1, 2, 8)、墙脚部位(测点3, 7)水压力小幅增长; 而从堵管50%至全堵, 各部位水压力增幅明显加大。以墙脚部位为例, 上述两阶段水压平均增量分别为 $72$ ,  $360\text{ kPa}$ , 增幅差异大。对于上述试验现象, 应是由于堵管50%后隧道排水量骤降导致的。

b) 堵管后不同部位的水压增长差异大。从全排到全堵, 拱部、底部的水压力平均增量分别为 $267$ ,  $288\text{ kPa}$ , 而墙脚的平均增量达 $433\text{ kPa}$ 。简而言之, 堵管后墙脚的水压增长最为显著, 这易使该部位出现相关结构问题<sup>[2]</sup>, 应予以关注。分析此变化规律的原因: 全排条件下墙脚部位排水泄压能力较强, 而一旦堵管后其排水能力大幅降低, 外水压力快速增长。

c) 堵管后水压力分布由“扇贝型”转为“静水压型”。从图13(b)可知, 全排条件下全环水压力呈现“隧底最大, 拱顶、拱腰次之, 墙脚最小”的“扇贝型”分布型式; 而当排水管逐步堵塞后, 隧道排水量几乎为0, 隧道结构承受外水压力基本为静水压力, 即全环水压力分布最终演化为“静水压型”。

### 3.5 典型部位结构位移结果分析

在全排条件下典型位置位移测试结果如图14(a)所示。其中, 隧底、内轨、外轨均以起位移为正, 拱顶则以沉降位移为正。由图可知:

(1) 全排条件下随着地层水头升高, 底部结构隆起位移逐步增加, 且具有“隧底>内轨>外轨”的量值特征。同时, 位移量增长同样具有阶段性: ①地层水头小于 $20\text{ m}$ 时, 底部结构位移量较小且增长缓慢, 轨道最大位移仅为 $3.00\text{ mm}$ ; ②水头超过 $20\text{ m}$ 后, 底部位移迅速增长, 至 $60\text{ m}$ 水头时轨道位移已增至 $32.96\text{ mm}$ 。分析此位移发展规律, 应与 $30\text{ m}$ 水头后隧道排水量增量骤减, 进而引发底部水压力大幅增长有关。

(2) 随地层水头升高, 拱顶沉降呈现先增后减的发展。具体而言, 水头小于 $0\text{ m}$ 时拱顶位移较小且发展缓慢; 水头 $20\sim40\text{ m}$ 时拱顶位移增长速率增大; 在水头 $40\text{ m}$ 后, 拱顶沉降逐步从 $12.42\text{ mm}$ 降至 $4.58\text{ mm}$ 。

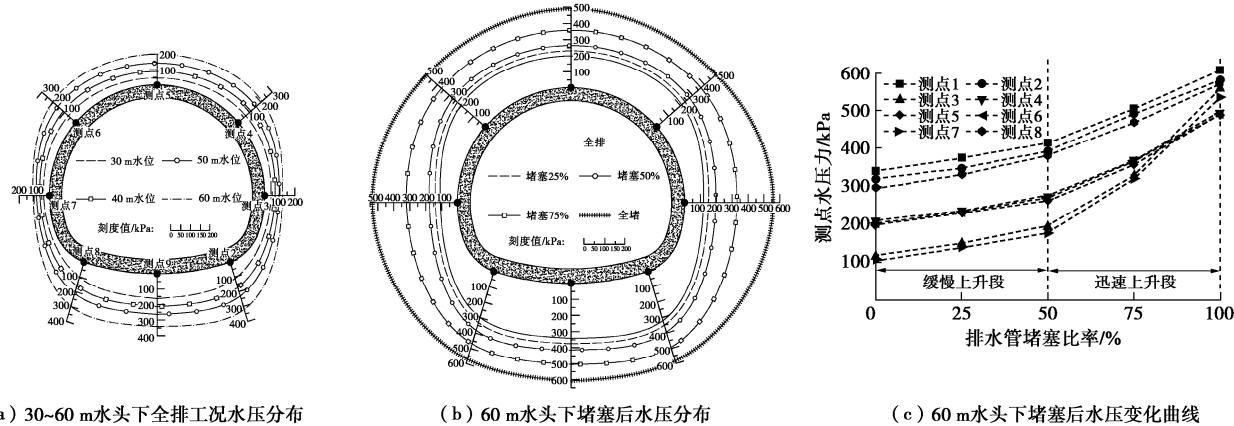


图 13 隧道结构外水压力测试结果

Fig. 13 Test results of external water pressure

为较好地展示现场病害演变情况(轨道超限),选取了最具代表性的内轨部位作为分析对象,提取了其20~60 m水头下不同堵管程度的位移测试数据,绘制位移发展图如图14(b)所示。由图可知:

(1) 类似于排水量、外水压力测试结果,堵管后内轨隆起位移亦呈现出“全排至堵塞50%时内轨位移增长缓慢,而堵塞50%后位移增长显著”的阶段式增长,以60 m水头为例,上述两阶段位移增长量分别为2.18, 7.81 mm, 增长量差异显著。分析上述现象,应是由于堵塞50%后排水量骤减引发外水压力显增,最终导致底部结构持续隆起所致。

(2) 结合现场病害位移(轨道隆起28.00 mm),在全排条件下50 m水头时、全堵条件下40 m水头时试验所得的内轨变形量分别为27.13, 26.98 mm, 均与现场情况吻合较好。进一步考虑现场堵管情况与打印材料弹模的少许差异性,可认为该高铁隧道病害时地层水头高度应近40 m, 同时上述结果亦侧面验证了3D打印技术在隧道模型试验中的可行性。

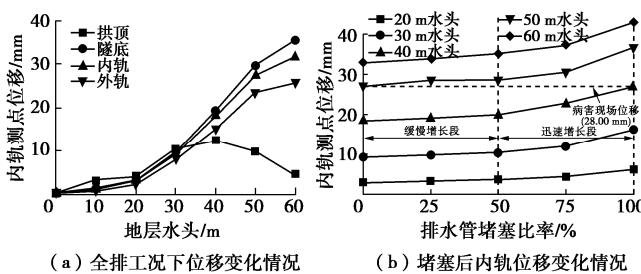


图 14 隧道典型部位位移测试结果

Fig. 14 Test results of displacement at typical locations

### 3.6 试验结果总结及讨论

为进一步厘清堵塞程度、结构位移、排水量之间的关系规律, 汇总20, 40, 60 m地层水头下测试数据, 绘制其相关曲线如图15所示。由图可知:

(1) 从全排到堵塞50%, 各地层水头下隧道排

水量均小幅下降, 内轨位移缓慢增长, 不利影响较轻; 堵塞50%后, 排水量骤减直至不排水, 而内轨位移发展显著, 堵管影响逐步严重化。上述结果表明, 堵管引发的不利影响并非随堵塞程度加深而线性增加, 而是大体呈现二次函数发展规律, 即堵管轻微时影响小、堵管严重时影响显著。

(2) 相较于低地层水头, 在高水头下堵塞引起的位移增幅更为显著, 以20, 40, 60 m水头为例, 从全排到全堵的内轨位移增量分别为3.02, 8.43, 10.01 mm。上述数据表明, 堵管情况的发生会进一步加深隧道病害严重程度, 且随地层水头越高其不利影响更为显著。此外, 在实际工程中隧道堵塞会削弱地层泄水能力, 这将进一步促使地层水头的抬升, 最终引发更为严重的病害后果。因此, 隧道堵管问题的及时发现以及堵管后的及时疏导均应引起运营人员的重视。

(3) 堵管引发的不利影响大致以堵塞50%为转折, 参考现场堵管统计及试验研究成果<sup>[2, 6-7]</sup>, 岩溶地层隧道结晶堵管全周期通常为半年至一年, 故建议以2~4月为周期开展排水系统定期巡检及疏通, 同时在突发性强降雨时还应适当增加巡检次数, 以预防因地表泥砂下渗引发的泥砂淤积堵管问题。

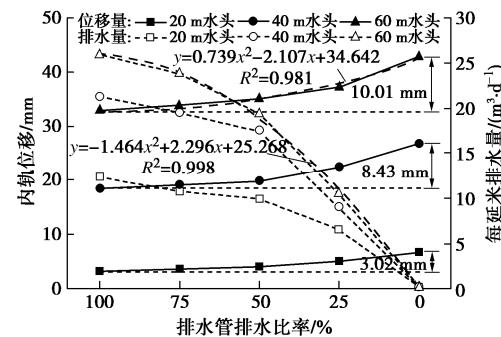


图 15 试验数据汇总分析图

Fig. 15 Summary analysis of test data

## 4 结论与展望

(1) 通过引入3D打印技术, 构建了高铁隧道结构及排水系统设施精细模型, 提出了切实可行的隧道堵管模拟方法及模拟装置, 开展了隧道堵管病害模拟试验并重现典型病害案例的发生, 验证了模拟方法及手段的可行性与有效性。上述模拟方法的提出对进一步丰富隧道病害研究手段、完善隧道病害机理体系均具显著现实意义。

(2) 依托麻拉寨隧道案例, 开展了堵管影响下相似模型渗流试验, 试验结果表明: 随堵塞程度加深, 隧道排水量呈开口向下型二次幂函数下降趋势, 具体为堵塞50%前排水量小幅下降, 而堵塞50%后隧道排水骤减直至不排水; 底部结构隆起位移存在“隧底>内轨>外轨”的量值关系, 且随堵塞程度加深, 隆起位移呈先慢后快的增长趋势; 受排水减少影响, 堵管后结构外水压力逐步由“隧底最大, 拱顶、拱腰次之, 墙脚最小”的扇贝型分布转为“静水压”型; 至全堵条件下地层水头40 m时, 试验位移结果与现场病害特征吻合良好, 推测该隧道病害时地层水头应近40 m。

(3) 此外, 本文采用的点位移传感器监测方法因受内部布设尺寸限制, 仅能获取隧道典型部位位移量, 而通过3D打印技术可构建隧道结构及附属设施精细模型, 其整体变形应可全面获知。因此如何联合机器视觉与数字图像技术, 进一步揭示高铁隧道底部变形机理及病害化作用机制将作为后续研究的主要内容。

## 参考文献:

- [1] 刘坤, 刘新荣, 钟祖良, 等. 隧道排水系统非对称堵塞对衬砌外水压力的影响[J]. 地下空间与工程学报, 2018, 14(2): 369–378. (LIU Kun, LIU Xin-rong, ZHONG Zu-liang, et al. Regulation of external water pressure of tunnel lining with asymmetric blocked drainage system[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2018, 14(2): 369–378. (in Chinese))
- [2] 蒋雅君, 杜坤, 陶磊, 等. 岩溶隧道排水系统堵塞机理的调查与分析[J]. 铁道标准设计, 2019, 63(7): 131–135. (JIANG Ya-jun, DU Kun, TAO Lei, et al. Investigation and discussion on blocking mechanism of drainage system in karst tunnels[J]. Railway Standard Design, 2019, 63(7): 131–135. (in Chinese))
- [3] 铁路隧道设计规范: TB10003—2016[S]. 2016. (Code for Design of Railway Tunnel: TB10003—2016[S]. 2016. (in Chinese))
- [4] 蒋雅君, 杜坤, 廖甲影, 等. 岩溶隧道衬砌施工缝排水设施可维护性试验研究[J]. 铁道标准设计, 2019, 63(11): 91–96. (JIANG Ya-jun, DU Kun, MIAO Jia-ying, et al. Experimental research on maintainability of drainage facilities in lining construction joints of karst tunnel[J]. Railway Standard Design, 2019, 63(11): 91–96. (in Chinese))
- [5] 高春君, 向立辉, 张学富, 等. 不同水位下隧道排水管结晶堵塞引起的衬砌应力分析[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版), 2019, 38(5): 49–55. (GAO Chun-jun, XIANG Li-hui, ZHANG Xue-fu, et al. Lining stress caused by crystal lization clogging of tunnel drainage pipe at different water levels[J]. Journal of Chongqing Jiaotong University (Natural Sciences), 2019, 38(5): 49–55. (in Chinese))
- [6] 周卓. 岩溶地区地下水渗流结晶堵塞隧道排水管机理研究及处治建议[D]. 西安: 长安大学, 2015. (ZHOU Zhuo. Study on the Plug of the Tunnel Drainage Pipe Mechanism Caused by Groundwater Seepage Crystallization in Karst Area and the Proposal of Treatment[D]. Xi'an: Chang'an University, 2015. (in Chinese))
- [7] WU Z L, CUI Y J, BARRETT A G, et al. Role of surrounding soils and pore water in calcium carbonate precipitation in railway tunnel drainage system[J]. Transportation Geotechnics, 2019, 21: 1–8.
- [8] JUNG H S, HAN Y S, CHUNG S R, et al. Evaluation of advanced drainage treatment for old tunnel drainage system in Korea[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2013, 38: 476–486.
- [9] 刘坤. 隧道排水系统局部堵塞后的衬砌外水压力及其受力特性研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2017. (LIU Kun. Study on External Water Pressure and Force Characteristics of Tunnel Lining with Partial Blocked Drainage System[D]. Chongqing: Chongqing University, 2017. (in Chinese))
- [10] 代鸿明. 运营铁路隧道水害引发的仰拱起鼓及衬砌开裂防治技术研究[J]. 现代隧道技术, 2016, 53(3): 202–206. (DAI Hong-ming. Prevention and treatment of invert heaving and lining cracking induced by water disasters in operating railway tunnels[J]. Modern Tunnelling Technology, 2016, 53(3): 202–206. (in Chinese))
- [11] CHEN Y F, CUI Y J, BARRETT A G, et al. Investigation of calcite precipitation in the drainage system of railway tunnels [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, 84: 45–55.
- [12] 刘新荣, 刘坤, 钟祖良, 等. 深埋隧道排水系统非对称

- [1] 堵塞后渗流场的解析研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(5): 1088 - 1100. (LIU Xin-rong, LIU Kun, ZHONG Zu-liang, et al. Analytical study on seepage field of the deep tunnel with asymmetric blocked drainage system[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(5): 1088 - 1100. (in Chinese))
- [2] 李铁钟. 某高速铁路隧道无砟轨道上拱处治技术[J]. 铁道标准设计, 2018, 62(5): 125 - 128. (LI Tie-zhong. Treatment technology for ballastless track uplift of a high speed railway tunnel[J]. Railway Standard Design, 2018, 62(5): 125 - 128. (in Chinese))
- [3] 肖广智. 从当前铁路隧道衬砌典型病害谈设计施工改进措施[J]. 隧道建设(中英文), 2018, 38(9): 23 - 29. (XIAO Guang-zhi. Discussion on design and construction improvement measures based on current typical diseases of railway tunnel lining[J]. Tunnel Construction, 2018, 38(9): 23 - 29. (in Chinese))
- [4] 张会刚, 张广泽, 喻洪平, 等. 沪昆客专麻拉寨隧道岩溶发育规律及突水原因探析 [J]. 路基工程, 2017(1): 208 - 212. (ZHANG Hui-gang, ZHANG Guang-ze, YU Hong-ping, et al. Analysis of karst development law and water burst cause of malazhai tunnel in Shanghai—Kunming Passenger dedicated railway[J]. Subgrade Engineering, 2017(1): 208 - 212. (in Chinese))
- [5] 阳军生, 李林毅, 方星桦, 等. 沪昆高铁贵州段麻拉寨隧道水害整治效果分析及安全性评价[R]. 长沙: 湖南中大设计院有限公司, 2017. (YANG Jun-sheng, LI Lin-i, FANG Xing-hua, et al. Analysis of Effect on Water Damage Remediation and Safety Evaluation in the Mala Zhai Tunnel in Shanghai-Kunming Passenger Dedicated Railway[R]. Changsha: Hunnan Zhongda Design Institute Co., Ltd., 2017. (in Chinese))
- [6] 中铁第二勘察设计院集团有限公司. 新建铁路沪昆客运专线长沙至昆明段参考图[Z]. 2010. (China Railway Second Survey and Design Institute Group. New Railway Shanghai-Kunming Passenger Dedicated Line Changsha to Kunming Section Reference Map[Z]. 2010. (in Chinese))
- [7] LI P F, LIU H C, ZHAO Y, et al. A bottom-to-up drainage and water pressure reduction system for railway tunnels[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, 81: 296 - 305.
- [8] 李 钟, 何 川, 杨赛舟, 等. 不考虑开挖扰动影响的隧道涌水量预测模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(12): 2499 - 2506. (LI Zheng, HE Chuan, YANG Sai-zhou, et al. Experimental study on tunnel inflow without considering the influence of excavation disturbance[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(12): 2499 - 2506. (in Chinese))
- [9] 于 丽, 方 霖, 董宇苍, 等. 基于围岩渗透影响范围的隧道外水压力计算方法模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, 37(10): 85 - 95. (YU Li, FANG Lin, DONG Yu-cang, et al. Research on the evaluation method of the hydraulic pressure on tunnel lining according to the range of seepage field[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, 37(10): 85 - 95. (in Chinese))
- [10] 李 钟, 何 川, 高 翔, 等. 岩石隧道渗流模型试验相似材料的研制及应用[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2017(9): 39 - 45. (LI Zheng, HE Chuan, GAO Xiang, et al. Development and application of a similar material for rock tunnel seepage model test[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2017(9): 39 - 45. (in Chinese))
- [11] 江 权, 宋磊博. 3D 打印技术在岩体物理模型力学试验研究中的应用研究与展望[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, 37(1): 23 - 37. (JIANG Quan, SONG Lei-bo. Application and prospect of 3D printing technology to physical modeling in rock mechanics[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, 37(1): 23 - 37. (in Chinese))
- [12] ZUO Z B, GONG J, HUANG Y L, et al. Experimental research on transition from scale 3D printing to full-size printing in construction[J]. Construction and Building Materials, 2019, 208: 350 - 360.
- [13] 李林毅, 阳军生, 王立川, 等. 3D 打印技术在高铁隧道仰拱隆起病害模拟试验中的应用与研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2020, 39(7): 1369 - 1384. (LI Lin-i, YANG Jun-heng, WANG Li-huan, et al. Application and research of 3D printing technology in simulation test of invert heaving disease of high-speed railway tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2020, 39(7): 1369 - 1384. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202104015

# 基于平行黏结水弱化模型的页岩吸水软化离散元模拟

胡训健<sup>1, 2</sup>, 卞 康<sup>\*1, 2</sup>, 刘 建<sup>1, 2</sup>, 谢正勇<sup>3</sup>, 陈 明<sup>1, 2</sup>, 李冰洋<sup>1, 2</sup>, 岑 越<sup>1, 2</sup>, 刘振平<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. 湖北省路桥集团天夏建设有限公司, 湖北 武汉 430000)

**摘要:** 基于颗粒离散元方法, 通过构建损伤因子, 提出了平行黏结水弱化模型, 建立了考虑胶结物力学参数的非均质性的颗粒流模型。通过室内试验和数值模拟计算结果的对比分析, 验证了所提模型的正确性和适用性。主要结论如下: ①岩石胶结物的非均质性对岩石宏观力学性质存在一定影响。随着均质性因子  $m$  的增加, 岩石均质性增加, 单轴抗压强度和弹性模量也随之增加, 符合指数函数关系; ②随着黏结面积系数的增加, 岩石所储存的总应变能的总量和增速逐渐降低; ③岩石在干燥状态下, 微裂纹倾角集中于  $80^\circ \sim 100^\circ$ , 随着黏结面积系数的增加, 微裂纹倾角的分布范围逐渐增加; ④随着黏结面积系数的增加, 岩石破裂面更为密集, 且贯通性增强。研究结果可为深埋隧道遇水产生围岩大变形、库岸涉水边坡变形等问题的细观机制研究提供了一定的依据和理论指导。

**关键词:** 平行黏结水弱化模型; 损伤因子; 吸水软化; 非均质性; 黏结面积系数

中图分类号: TU431 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)04-0725-09

作者简介: 胡训健(1995—), 男, 硕士, 主要从事岩石破裂的数值模拟方面的研究工作。E-mail: huxunjian18@mails.ucas.edu.cn。

## Discrete element simulation of shale softening based on parallel-bonded water-weakening model

HU Xun-jian<sup>1, 2</sup>, BIAN Kang<sup>1, 2</sup>, LIU Jian<sup>1, 2</sup>, XIE Zheng-yong<sup>3</sup>, CHEN Ming<sup>1, 2</sup>, LI Bing-yang<sup>1, 2</sup>,  
CEN Yue<sup>1, 2</sup>, LIU Zhen-ping<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 Sciences, Beijing 100049, China; 3. Hubei Road and Bridge Group

Tianxia Construction Co., Ltd., Wuhan 430000, China)

**Abstract:** Based on the discrete element method of particles, by constructing damage factors, a parallel-bonded water-weakening model is proposed, and a particle flow code model considering the heterogeneity of the mechanical parameters of the cement is established. The comparison and analysis of the results of indoor experiments and numerical simulations verify the correctness and applicability of the proposed model. The main conclusions are as follows: (1) The heterogeneity of rock cement has certain influences on the macroscopic mechanical properties of rock. As the homogeneity factor increases, the homogeneity of the rock increases, and the uniaxial compressive strength and elastic modulus also increase, which conforms to the exponential function relationship. (2) With the increase of the bond area coefficient, the total amount and growth rate of the stored total strain energy in the rock gradually decrease. (3) In the dry state of the rock, the inclination angle of micro-cracks is concentrated in  $80^\circ \sim 100^\circ$ . As the bond area coefficient increases, the distribution range of the inclination angle of micro-cracks gradually increases. (4) With the increase of the bond area coefficient, the rock fracture surface is denser and the penetration is enhanced. The research results can provide a certain basis and theoretical guidance for the meso-mechanism study on the large deformation of the surrounding rock caused by the water in deep-buried tunnels and the deformation of the wading slope of the reservoir bank.

**Key words:** parallel-bonded water-weakening model; damage factor; water absorption softening; heterogeneity; bonded area coefficient

## 0 引言

在工程建设中, 岩体经常会与水发生接触, 如坝基岩体、库岸边坡、深埋引水隧道等, 都会不同程度

基金项目: 国家重点研发计划项目(2016YFC0401802); 国家自然科学基金重点项目(51539002); 国家自然科学基金项目(51779249); 湖北省自然科学基金项目(2018CFB632)

收稿日期: 2020-06-22

\*通信作者(E-mail: biankang2002@163.com)

地受到地下水或地表水对其的软化作用，导致岩体的力学性质发生明显的降低，如峰值强度、黏聚力、弹性模量等<sup>[1-2]</sup>。因此，研究水对岩石的软化作用具有重要的实际意义。

水对岩石软化的作用机制较为复杂，至今已有许多学者通过各种技术手段对水软化过程中的不同问题进行了研究。杨春和等<sup>[3]</sup>研究了板岩遇水软化后的过程和机制：随着浸泡时间的延长，板岩的吸水率增加，板岩内部结构变得松散，颗粒间的黏结力降低，从而使得岩石的力学强度减小；He 等<sup>[4]</sup>研究了泥岩力学性质随含水率的变化规律；闫章程等<sup>[5]</sup>等采用声发射技术，研究了干燥和饱水灰岩的声发射特征差异，证明水对声发射信号具有明显的弱化效应。朱宝龙等<sup>[6]</sup>研究表明，水岩作用使得页岩黏土化趋势显著，由矿物间致密的片层状结构逐渐变为松散的絮状结构，孔隙度增加。上述研究均表明，岩石吸水后宏观力学性质劣化的重要原因之一是微观结构的变化<sup>[7]</sup>。

随着计算机技术的发展，数值模拟已成为研究岩石力学性质的一种重要手段。近年来，基于离散元法的颗粒流软件（particle flow code, PFC）已在各个岩土工程领域取得了成功的应用，成为从微观角度研究岩石力学问题的重要方法<sup>[8]</sup>。如柳万里等<sup>[9]</sup>运用颗粒流软件分析了岩石在天然和饱和两种状态下的能量演化规律；邓华锋等<sup>[10]</sup>发现水岩作用导致岩石内部颗粒强度逐渐弱化，非均匀性增强，承载力降低；卞康等<sup>[11]</sup>的结果表明随吸水时间增加，颗粒流模型的剪切带宽度变大，主剪切面的贯通程度提高，岩样的破碎程度明显提升；Zhao 等<sup>[12]</sup>通过对摩擦系数和黏结强度进行折减，模拟水对岩石力学性质的弱化作用。Potyondy<sup>[13]</sup>在应力腐蚀理论基础上提出了平行黏结应力腐蚀模型，以模拟应力或水溶液等对岩石胶结的应力腐蚀作用。上述研究<sup>[9-13]</sup>已经充分证明颗粒流软件在水岩作用领域的适用性和正确性。但是这些研究大部分是不同含水率下采用不同的微观参数，且参数的选取和室内试验联系不明确。

成岩过程中，岩石经受了漫长的地质历史时期的作用，其内部胶结物的强度存在很大的差异。因此胶结物处力学性质存在一定的不同，所以水对胶结的腐蚀程度也不同。在本文的数值建模当中，将胶结物强度的非均质性考虑进去，将其假定为服从 Weibull 分布。

本文通过构建基于平行黏结半径乘子的损伤因子，将页岩的室内试验<sup>[14]</sup>和数值模拟联系起来，模拟不同泡水时间下的页岩力学性质（如单轴压缩强度、

弹性模量等）弱化过程，提出了平行黏结水弱化模型（parallel-bonded water-weakening, PWW）。该页岩中含有 35% 左右的绿泥石，绿泥石在水的作用下膨胀、溶解，极大地影响着页岩的水理性质<sup>[14]</sup>。由于在室内试验当中很难定量研究岩石胶结物的强度分布对岩石力学性质的影响，因此本文所提 PWW 模型耦合了 Weibull 分布，来表征胶结物的强度分布，以更加接近岩石存在非均质性的实际情况。通过分析单轴压缩试验中，不同黏结面积系数（不同泡水时间）下模型的胶结物非均质性、能量耗散、微裂纹的倾角和破坏模式等，揭示水对页岩的弱化作用的微观机制。

## 1 平行黏结水弱化模型（PWW 模型）

在平行黏结接触模型中，平行黏结半径乘子  $\lambda$  是一个极其重要的微观参数，对模型的宏观力学响应产生很大的影响<sup>[15]</sup>。

平行黏结水弱化模型除颗粒流模型现有的假设<sup>[15]</sup>之外，另有 4 个假设：

(1) 将吸水弱化过程中岩石孔隙率增加等带来的不利影响均等效为平行黏结半径乘子的下降。

(2) 水弱化效应仅影响颗粒间的胶结接触，对颗粒本身的几何形态不产生影响，因此每个平行黏结接触都是发生水弱化效应的潜在位置。

(3) 水弱化只发生在接触表面，不论浸水时间多长，折减平行黏结半径乘子都瞬间完成。

(4) 模型中不同接触的平行黏结半径乘子不同，代表岩石中胶结物的非均质性。

接下来详细介绍平行黏结水弱化模型的原理。

### 1.1 宏观损伤因子

当岩石吸水软化以后，力学性质劣化。随着泡水时间的增加，岩石内部的损伤逐渐累积，由损伤力学可知，岩石的宏观损伤因子可由室内试验测得的弹性模量得到<sup>[14]</sup>

$$D_t = 1 - \frac{E_t}{E_0} \quad . \quad (1)$$

式中  $D_t$  是岩石泡水  $t$  天以后的宏观损伤因子； $E_0$  为岩石干燥状态下室内试验测得的弹性模量； $E_t$  为岩石泡水  $t$  天以后室内试验测得的弹性模量。依据室内试验<sup>[14]</sup>结果绘制宏观损伤因子随浸水时间的变化曲线如图 1 所示。如图所示，两者符合幂函数关系（如式（2）所示），即随着浸水时间的增加，岩石含水率慢慢趋于稳定，弹性模量的降低也趋于稳定，不会无限制地降低。

$$D_t = -0.617 \exp(-t/33.973) + 0.629 \quad . \quad (2)$$

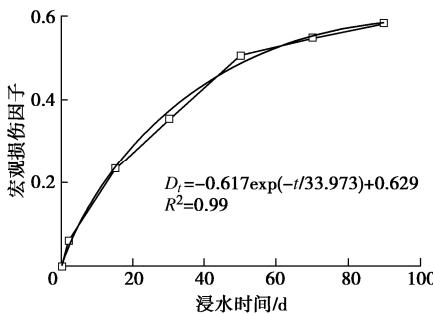


图1 宏观损伤因子与浸水时间的关系

Fig. 1 Relationship between macro-damage factor and water immersion time

## 1.2 胶结物力学参数的非均质性

许多学者在理论推导<sup>[14, 16]</sup>或者数值模拟<sup>[17-18]</sup>中均采用力学参数服从 Weibull 分布来表征岩石力学参数的非均质性, 结果表明, 非均质性对岩石的强度和裂纹扩展有很大影响。非均质性对岩石强度的最大影响在于会引起局部应力集中现象, 从而加快微裂纹的萌生与扩展<sup>[19]</sup>。

由于在室内试验当中很难定量研究岩石胶结物的强度对于岩石力学性质的影响, 特别是吸水软化后的岩石力学性质, 因此本文中采用数值模拟具有一定的优势。为了表征岩石胶结物的非均质性, 本文将颗粒流模型中的细观参数平行黏结半径乘子  $\lambda$  的取值设定为服从 Weibull 分布。平行黏结半径乘子  $\lambda$  的概率密度函数为

$$f(\lambda) = \frac{m}{\bar{\lambda}} \left( \frac{\lambda}{\bar{\lambda}} \right)^{m-1} e^{-(\lambda/\bar{\lambda})^m} \quad (\lambda \geq 0), \quad (3)$$

累积分布函数为

$$F(\lambda) = 1 - e^{-(\lambda/\bar{\lambda})^m} \quad (\lambda \geq 0), \quad (4)$$

式中,  $m$  为均质性因子 (当  $m$  越小时, 表示模型非均质性越大),  $\bar{\lambda}$  为平行黏结半径乘子特征值。

颗粒流模型中第  $i$  个接触的平行黏结半径乘子  $\lambda_i$  的取值为

$$\lambda_i = \bar{\lambda} [-\ln(1 - \xi_i)]^{1.0/m}, \quad (5)$$

式中,  $\xi_i$  为第  $i$  个接触上服从  $(0,1]$  的均匀分布的随机数。

接下来描述二维情况下, 如何计算当平行黏结半径乘子  $\lambda$  服从 Weibull 分布时两颗粒之间的力和力矩。

单个平行黏结的面积:

$$\bar{A}_i = 2\bar{R}_i = 2\bar{\lambda} [-\ln(1 - \xi_i)]^{1.0/m} R_i. \quad (6)$$

式中  $\bar{R}_i$  为第  $i$  个接触的平行黏结半径;  $R_i$  为第  $i$  个接触两端的颗粒半径中的更小值,  $R_i = \min(R^{(1)}, R^{(2)})$ ,  $R^{(1)}, R^{(2)}$  分别为接触两端的颗粒半径;  $\bar{A}_i$  为第  $i$  个接触的平行黏结面积。

当颗粒受到外部荷载时, 颗粒流软件在计算时会

进行接触的力和力矩的传递与更新。平行黏结半径乘子  $\lambda$  服从 Weibull 分布时两颗粒之间的接触力和力矩计算公式为

$$F_i^n = \bar{F}_i^n + 2\bar{\lambda} [-\ln(1 - \xi_i)]^{1.0/m} R_i k_n \Delta \delta_i^n, \quad (7)$$

$$F_i^s = \bar{F}_i^s + 2\bar{\lambda} [-\ln(1 - \xi_i)]^{1.0/m} R_i k_s \Delta \delta_i^s, \quad (8)$$

$$M_i^n = \bar{M}_i^n + \frac{2}{3} \{ \bar{\lambda} [-\ln(1 - \xi_i)]^{1.0/m} R_i \}^3 k_n \Delta \theta_i^n. \quad (9)$$

式中  $\bar{F}_i^n, \bar{F}_i^s, \bar{M}_i^n$  分别为第  $i$  个接触的时步更新前的平行黏结法向接触力、切向接触力、平行黏结法向力矩;  $F_i^n, F_i^s, M_i^n$  分别为第  $i$  个接触的时步更新后的平行黏结法向接触力、切向接触力、平行黏结法向力矩;  $\Delta \delta_i^n, \Delta \delta_i^s, \Delta \theta_i^n$  平行黏结法向和切向位移增量、平行黏结的相对转角。

## 1.3 细观损伤因子

构建基于平行黏结半径乘子特征值的细观损伤因子:

$$D_p = \frac{\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}}. \quad (10)$$

式中  $D_p$  为细观损伤因子;  $\bar{\lambda}$  为平行黏结完整状态下的半径乘子特征值 (表示岩石干燥状态时的颗粒流模型, 此时  $\bar{\lambda}=1$ );  $\bar{\lambda}_w$  为平行黏结接触折减以后的半径乘子特征值 (表示岩石浸水  $t$  天以后的颗粒流模型)。

由式 (10) 可知,  $\bar{\lambda}_w$  可由细观损伤因子  $D_p$  和岩石干燥状态时的颗粒流模型的平行黏结半径乘子特征值  $\bar{\lambda}$  计算得出

$$\bar{\lambda}_w = (1 - D_p) \bar{\lambda}. \quad (11)$$

由于宏观损伤因子和颗粒流模型中定义的细观损伤因子属于不同维度、不同原理的两种损伤因子, 无法确定具体的数学函数表达式, 因此也不能直接从宏观损伤因子推导出细观损伤因子的取值。但是由于两者均是描述同一岩石受水软化作用后的损伤程度, 所以宏观损伤因子与浸水时间的函数关系式对推测细观损伤因子与浸水时间的函数关系式有重要的指示作用。现假定两者是服从同一函数形式的, 即细观损伤因子与浸水时间的关系应当如下式所示:

$$D_p = A \exp(-t/B) + C, \quad (12)$$

式中,  $A, B, C$  为材料参数, 通过参数标定确定数值。

## 2 离散元模型的建立

所建立的页岩颗粒流模型如图 2 所示, 建立尺寸大小为  $50 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$  的矩形颗粒流模型。颗粒流模型的孔隙率为 0.1, 其颗粒半径服从  $0.15 \sim 0.249 \text{ mm}$  之间的均匀分布, 采用半径扩大法共生成 35262 个颗粒, 平行黏结接触个数  $N=86163$ 。通过赋予上下墙体一定的速度, 达到准静态加载, 模拟室内单轴压缩试

验。

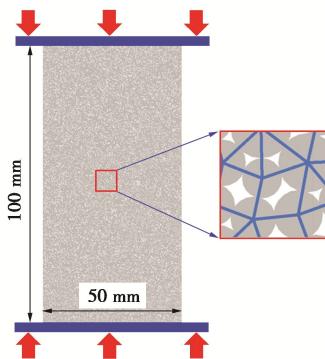


图 2 颗粒流模型示意图

Fig. 2 Schematic diagram of particle flow code model

当确定浸水  $t$  天以后颗粒流模型的平行黏结半径乘子特征值  $\bar{\lambda}_w$  后, 进而根据式 (6) 可以确定模型的总平行黏结面积  $A$ 。在二维离散元模拟中, 常用饱和度来表征岩石受水的影响<sup>[20]</sup>。由于室内试验中很难对颗粒胶结物在吸水后的溶解进行测量, 因此假定溶解的胶结物含量等于平行黏结模型中接触胶结面积的减小量。在微观上, 由水所引起的力学性质弱化现象是由于颗粒之间的胶结物含量不断减少的过程。由于数值模拟中的饱和度<sup>[20]</sup>和室内试验中的饱和度容易引起混淆, 所以本文仿照文献[20]的定义, 在本文 PWW 模型中, 定义黏结面积系数  $S_r$ , 其计算公式为

$$A = \sum_{i=1}^N \bar{A}_i \quad , \quad (13)$$

$$S_r = \frac{A_{\max} - A_w}{A_{\max} - A_{\min}} \quad , \quad (14)$$

式中,  $A_{\max}$ ,  $A_w$ ,  $A_{\min}$  分别为干燥状态下模型的总平行黏结面积、浸水  $t$  天以后模型的总平行黏结面积和饱和状态下模型的总平行黏结面积,  $N$  为平行黏结接触总数。当黏结面积系数越大时, 表征岩石含水率越高, 其所受到的水软化作用越明显。

PWW 模型参数标定步骤为: 首先试算式 (12) 中的材料参数  $A$ ,  $B$ ,  $C$ , 然后通过式 (1), (11) 和 (12) 就可确定不同浸水时间下颗粒流模型的平行黏结半径乘子的特征值; 最后再根据室内试验测得的不同浸水时间下岩石的单轴抗压强度标定颗粒流模型中的其它细观参数, 如平行黏结抗拉强度, 平行黏结弹性模量等。通过反复试算所有的细观参数, 最终使得所建立的颗粒流模型和室内试验所获得的宏观力学性质一致。

针对不同岩石, 式 (12) 中的材料参数不同, 根据参数标定的结果取值。通过对页岩的室内试验<sup>[14]</sup>进行参数标定, 材料参数  $A$ ,  $B$ ,  $C$  为  $-0.597$ ,  $26.847$ ,

$0.599$  时较为合适。细观损伤因子随浸水时间的关系如图 3 所示, 和图 1 中的宏观损伤因子随浸水时间的关系类似。

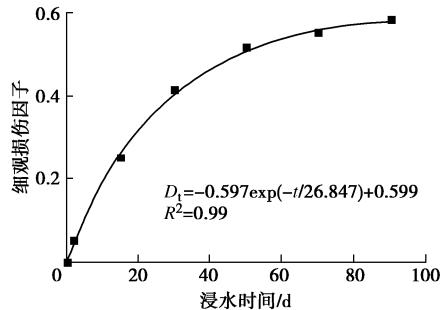


图 3 细观损伤因子随浸水时间的关系

Fig. 3 Relationship between mesoscopic damage factor and immersion time

表 1 列出根据 PWW 模型计算得出的不同浸水时间下颗粒流模型的平行黏结半径乘子特征值, 其他的细观参数取值如表 2 所示。采用表 1, 2 中的细观参数, 共建立 7 个颗粒流模型。

表 1 PWW 模型计算参数

Table 1 Parameters of PWW model

时间 /d	弹性模量 /GPa	宏观损伤因子	细观损伤因子	平行黏结半径乘子特征值	黏结面积 /m <sup>2</sup>	黏结面积系数
0	27.38	0.000	0.000	1.000	30.14	0.000
2	25.67	0.062	0.051	0.949	28.62	0.087
15	20.90	0.236	0.251	0.749	22.61	0.432
30	17.59	0.357	0.412	0.588	17.73	0.712
50	13.55	0.505	0.514	0.486	14.65	0.888
70	12.36	0.548	0.550	0.450	13.57	0.950
90	11.40	0.583	0.579	0.421	12.70	1.000

表 2 颗粒流模型细观参数

Table 2 Mesoscopic parameters of particle flow code model

参数	取值
颗粒密度/(kg·m <sup>-3</sup> )	2650.0
最小粒径/mm	0.15
粒径比	1.66
颗粒接触模量/GPa	13.5
颗粒刚度比	3.0
颗粒摩擦系数	0.5
均质性因子	10.0
平行黏结模量/GPa	13.5
平行黏结刚度比	3.0
平行黏结抗拉强度/MPa	20.55
平行黏结黏聚力/MPa	40.55
平行黏结内摩擦角/(°)	30.0

室内试验的应力 - 应变曲线如图 4 (a) 所示, 单轴抗压强度、弹性模量对比如图 4 (b), (c) 所示。从图 4 (b), (c) 可知, 7 个模型的数值模拟值和室内试验值<sup>[14]</sup>均较为接近, 证明 PWW 模型模拟水对岩石强度和变形特性弱化作用的适用性和准确性。

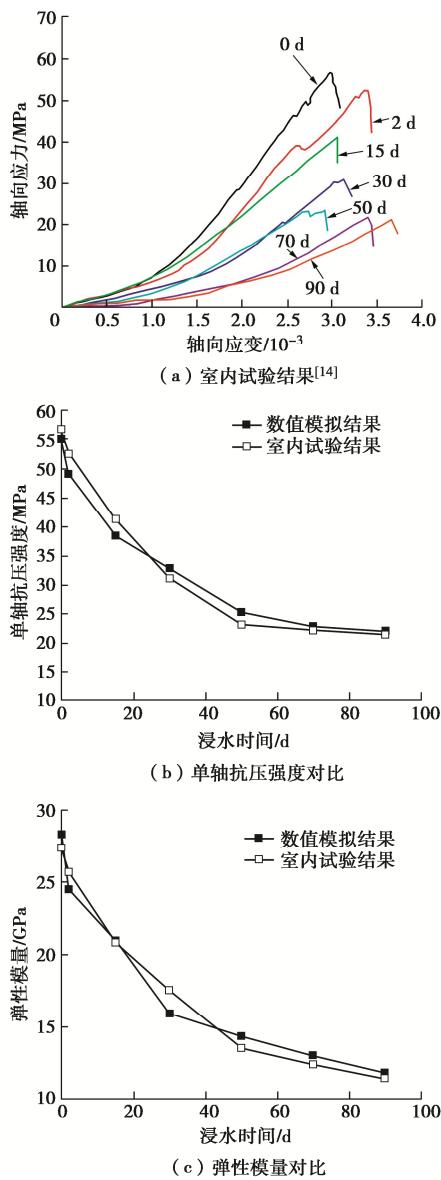


图4 数值模拟与室内试验结果对比

Fig. 4 Comparison between numerical simulation and laboratory test results

### 3 结果分析

#### 3.1 胶结物非均质性分析

在室内试验当中很难定量研究岩石胶结物的强度分布对岩石力学性质的影响, 因此本文中采用数值模拟具有一定的优势。

为了定量评价某一黏结面积系数下, 岩石胶结物的非均质性对强度造成的影响, 接下来以  $S_r=0.888$  为例, 分析平行黏结半径乘子的非均质性对模型宏观力学性质的影响。图 5 为  $S_r=0.888$ ,  $\bar{\lambda}=0.486$  时, 平行黏结半径乘子的概率密度图。图 6 为不同均质性因子  $m$  下, 模型的应力 - 应变曲线和宏观力学性质变化关系。

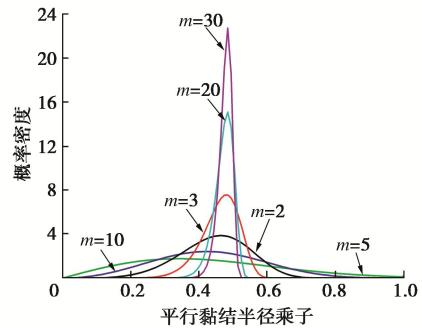
图5 平行黏结半径乘子概率密度 ( $S_r=0.888$ ,  $\bar{\lambda}=0.486$ )

Fig. 5 Probability density of parallel bond radius multipliers

由图 6 可知, 平行黏结半径乘子的非均质性对模型的单轴抗压强度和弹性模量均有很大影响。当均质性因子由 1 增加至 40 时, 模型均质性增加, 单轴抗压强度和弹性模量由 21.7 MPa, 13.9 GPa 增加至 25.8 MPa, 15.2 GPa, 分别增加了 18.9% 和 9.4%。单轴抗压强度和弹性模量随均质性因子  $m$  的变化关系符合指数函数关系 ( $R^2$  分别为 0.98, 0.94)。该结论和其他学者所做的数值模拟<sup>[21]</sup>或者理论推导<sup>[22]</sup>的结果相一致。

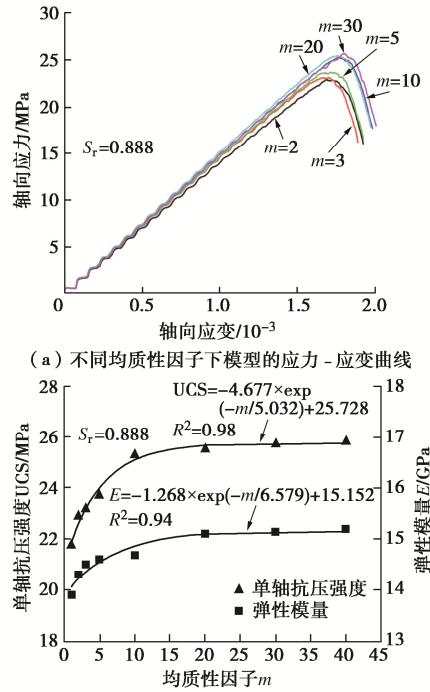


图6 宏观力学性质与均质性因子的关系

Fig. 6 Relationship between macro-mechanical properties and homogeneity factors

图 7 (a), (b) 分别为不同黏结面积系数、不同均质性因子下岩石的单轴抗压强度和弹性模量。

从图 7 (a) 可知, 岩石的黏结面积系数和非均质性均对岩石的单轴压缩强度和弹性模量存在一定的影响。当黏结面积系数较高时, 单轴压缩强度对非均质性更为敏感, 如  $S_r=0$  时, 均质性因子从 1 增加至 40,

单轴压缩强度增加了 47.4%;  $S_r=1.0$  时, 均质性因子从 1 增加至 40, 单轴压缩强度增加了 55.6%。但是黏结面积系数较大时, 提高均质性因子, 单轴压缩强度的增加值较小, 如  $S_r=0, 1$ , 均质性因子从 1 增加至 40, 单轴压缩强度分别增加了 18.1, 8.4 MPa。从图 7 (b) 可知, 当黏结面积系数较低时, 弹性模量对非均质性更为敏感。例如  $S_r=0$  时, 均质性因子从 1 增加至 40, 弹性模量增加了 45.7%。

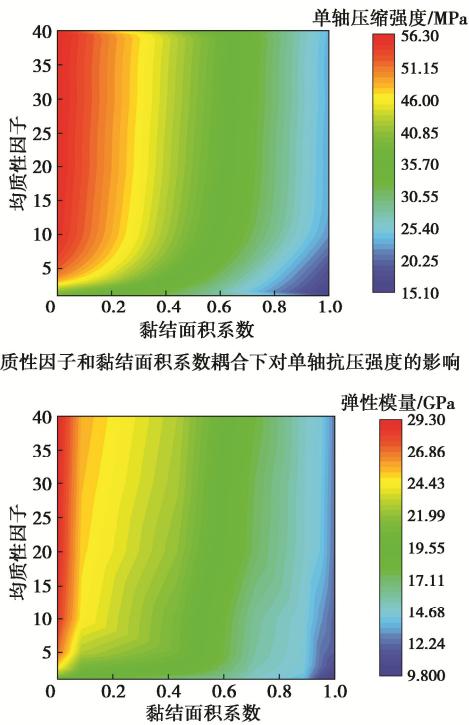


图 7 均质性因子  $m$  和黏结面积系数  $S_r$  耦合对岩石宏观力学性质的影响

Fig. 7 Effects of homogeneity factor and bonded area coefficient coupling on macro-mechanical properties of rock

本文所提出的 PWW 模型, 由于耦合了 Weibull 分布, 能够方便地研究岩石胶结物的非均质性对宏观力学性质的影响, 为研究黏结面积系数和非均质性共同影响下岩石的宏观力学性质提供了有力的数值模拟工具。

### 3.2 能量耗散

能量耗散用于岩石内部微裂纹的萌生和扩展, 是引起岩石内部损伤的本质原因。在 PFC2D 中, 通过 FISH 函数监测模型在加载过程中各能量(耗散能、边界能、总应变能、摩擦能和动能)的变化<sup>[15]</sup>。接下来以黏结面积系数  $S_r=0.432$ ,  $m=10$  为例, 分析加载过程中模型的能量耗散规律, 如图 8 所示。

由图 8 可知, 在加载初期, 由于上下墙体移动输入模型的边界能全部转化为模型的总应变能, 耗散能、

颗粒的动能和摩擦能几乎为零。随着轴向应力 - 轴向应变曲线进入线弹性阶段, 模型开始萌生微裂纹, 裂纹扩展过程中接触所储存的应变能逐渐转化为耗散能。边界能和总应变能增加速率增加, 模型能量逐渐积累。轴向应力 - 轴向应变曲线进入峰前塑性屈服阶段后, 边界能和总应变能曲线逐渐分离, 耗散能开始缓慢增加, 裂纹处于不稳定扩展阶段。模型进入峰后加速破坏阶段后, 总应变能达到峰值, 此时模型内接触所储存的能量达到最大值, 随后应变能迅速释放, 耗散能则急剧增加直至模型破坏。整个加载过程中, 总应变能先增加后减小, 耗散能则先缓慢增加后急剧增加。

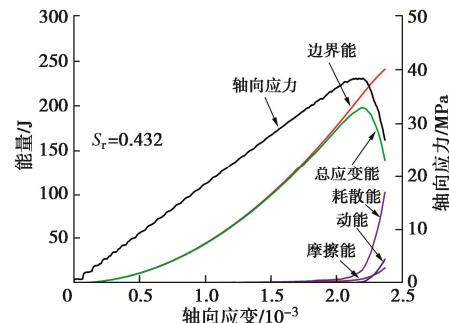


图 8 模型能量耗散与应力 - 应变关系( $S_r=0.432$ )

Fig. 8 Energy dissipation and stress-strain relationship of model

表 1 中 7 个模型的总应变能变化如图 9 所示。

由图 9 可知, 随着黏结面积系数的增加(即岩石浸水时间的增加), 模型所储存的总应变能的总量和增速逐渐降低, 总应变能峰值随黏结面积系数的增加大致呈线性下降。干燥状态下 ( $S_r=0.0$ ) 总应变能峰值为 331.1 J, 饱和状态下 ( $S_r=1.0$ ) 总应变能峰值为 90.9 J, 较前者下降了 72.5%。由此可见, 水对岩石存储能量的能力影响非常大。水的软化作用会使得宏观裂纹易于贯通, 且贯通断裂面抵抗外力变弱, 更加有利于能量释放<sup>[23]</sup>。随着黏结面积系数的增加, 岩石吸收的总应变能减少, 这也是在地下工程的建设过程中经常采用岩层注水预防冲击地压的内在机制<sup>[24]</sup>。

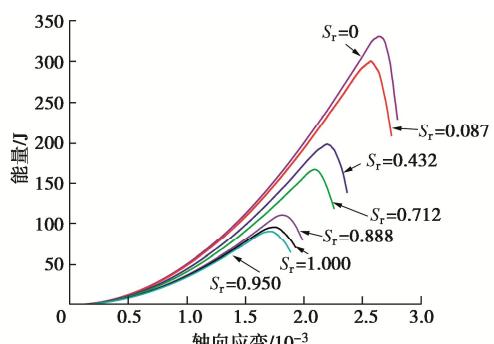


图 9 总应变能与黏结面积系数的关系

Fig. 9 Relationship between total strain energy and bonded area coefficient

### 3.3 微裂纹倾角

微裂纹的倾角反映了模型在外部荷载下应力场的分布。倾角以水平向右为  $0^\circ$ , 逆时针旋转, 将倾角分为 18 个组。本文表 1 中建立的 7 个模型的微裂纹的倾角分布如图 10 所示。

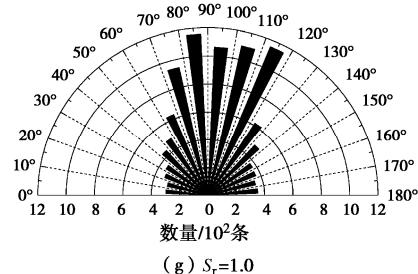
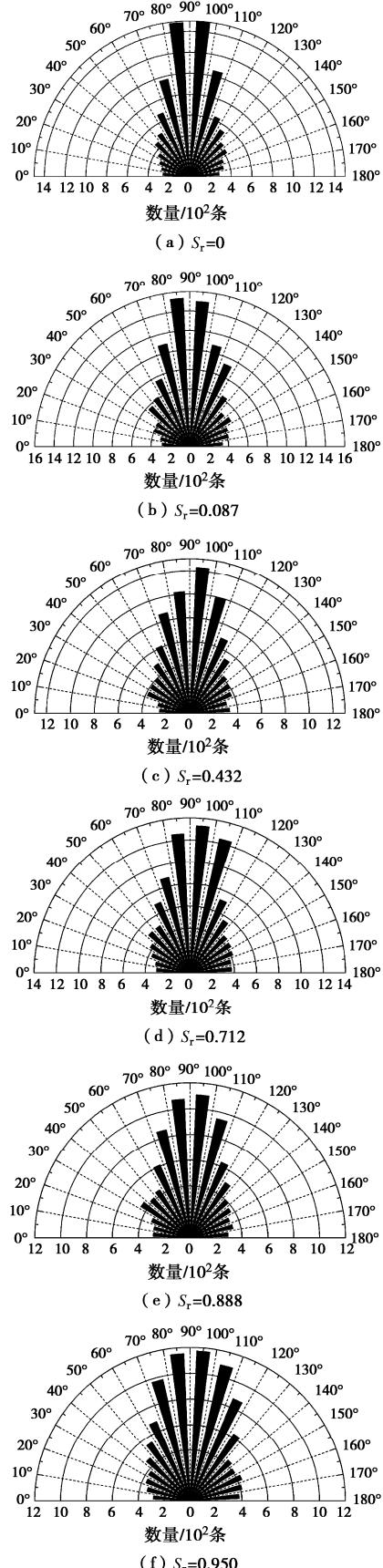


图 10 微裂纹的倾角分布

Fig. 10 Distribution of dip angle of microcracks

由图 10 可知, 水对微裂纹的倾角影响较大。不同黏结面积系数下, 平行黏结模型的黏结面积不同, 各个接触的作用力不同, 其模型的应力场分布也不同, 微裂纹倾角的分布也随之不同。模型在干燥状态下 ( $S_r=0$ ), 微裂纹倾角集中于  $80^\circ \sim 100^\circ$ , 微裂纹平行或近似平行于轴向加载方向, 这与在室内试验<sup>[25]</sup>中观察到的花岗岩的结果类似。随着黏结面积系数的增加, 微裂纹倾角的分布范围逐渐增加, 在饱和状态下 ( $S_r=1.0$ ) 倾角分布在  $70^\circ \sim 120^\circ$ , 表明水的存在使得微裂纹倾角分布更加分散。

在干燥状态下, 岩石内部结构致密, 孔隙和原生微裂隙较少。在轴向荷载下, 接触在拉应力作用下发生拉破坏, 微裂纹倾角集中于  $90^\circ$  附近。在 PFC2D 中, 岩石浸水时间为 90 天对应的模型 ( $S_r=1.0$ ) 为平行黏结半径乘子特征值  $\bar{\lambda}_w$  是 0.421, 接触黏结面积为  $12.70 \text{ m}^2$ , 比干燥状态下的模型 ( $S_r=0$ , 平行黏结半径乘子特征值为 1.0) 的黏结面积 ( $30.14 \text{ m}^2$ ) 减少了 57.9%。室内试验<sup>[26]</sup>中也观察到页岩浸水以后矿物胶结作用减弱, 矿物之间的接触形式从面-面接触逐渐转变为点-面接触。当岩石颗粒黏结松散, 疏松多孔以后, 岩石内部力学性质薄弱处增加。在外力作用下, 微裂纹的空间分布和倾角分布也更加分散。

### 3.4 破坏模式

图 11 是表 1 中 7 个模型在轴向应力下降至 70% 时的微裂纹分布图 (红色线为素描的破坏面) 和接触力分布图。

由图 11 可知, 不同黏结面积系数的模型呈现出不同的破坏模式。当黏结面积系数较小时 (如  $S_r=0$ , 0.432), 岩石发育单个主破裂面, 从右上角贯通至左下角, 次生破裂面较少; 当黏结面积系数较大时 (如  $S_r=1.0$ ), 由多条次破裂面组合而成的宏观破裂面导致模型失去承载能力, 模型破碎程度更高。由于水对岩石内部微观结构有一定的软化和润滑作用, 使得孔隙增加, 原生裂隙更易扩展, 随着黏结面积系数的增加, 破裂面更加密集, 且主破裂面的贯通性增强。

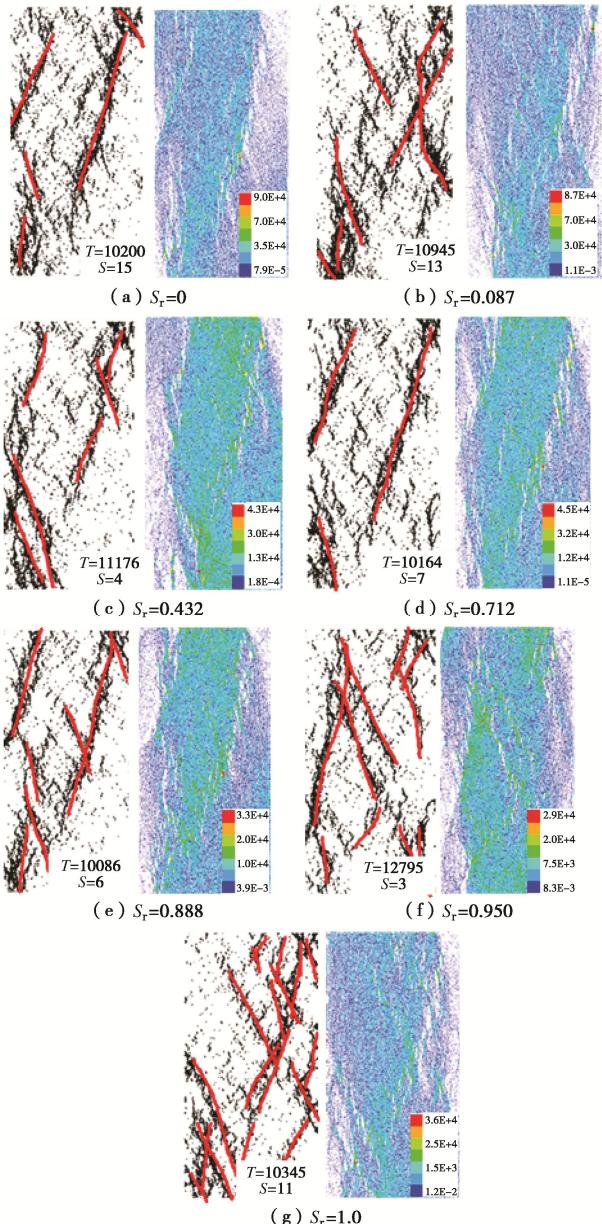


图 11 破坏模式与接触力分布 (接触力单位为 N)

Fig. 11 Failure modes and distribution of contact force

## 4 结 论

(1) 揭示了岩石胶结物的非均质性与岩石宏观力学性质之间的关系。随着均质性因子  $m$  的增加, 模型均质性增加, 单轴抗压强度和弹性模量也随之增加。单轴抗压强度和弹性模量随均质性因子  $m$  的变化关系符合指数函数关系。同一均质性因子下、不同黏结面积系数时, 单轴抗压强度和弹性模量对黏结面积系数的敏感性不同。

(2) 随着黏结面积系数的增加, 岩石所储存的总应变能的总量和增速逐渐降低, 总应变能峰值随黏结面积系数的增加大致呈线性下降。

(3) 岩石在干燥状态下 ( $S_r=0$ ), 微裂纹倾角集中于  $80^\circ \sim 100^\circ$ , 随着黏结面积系数的增加, 微裂

纹倾角的分布范围逐渐增加, 在饱和状态下 ( $S_r=1.0$ ) 倾角主要分布在  $70^\circ \sim 120^\circ$ , 水的存在使得微裂纹倾角分布更加分散。

(4) 随着黏结面积系数的增加, 颗粒间接触的黏结面积逐渐减小, 接触黏结面积小的地方更易产生应力集中现象。水逐渐填充原生微裂隙和孔隙, 岩石储能能力下降, 岩石萌生微裂纹所需的应力也相应降低, 微裂纹更易扩展。

## 参 考 文 献:

- [1] 刘新荣, 傅晏, 王永新, 等. 水—岩相互作用对库岸边坡稳定的影响研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(3): 613 - 616. (LIU Xin-rong, FU Yan, WANG Yong-xin, et al. Stability of reservoir bank slope under water-rock interaction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(3): 613 - 616. (in Chinese))
- [2] 刘新荣, 李栋梁, 张梁, 等. 干湿循环对泥质砂岩力学特性及其微观结构影响研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(7): 1291 - 1300. (LIU Xin-rong, LI Dong-liang, ZHANG Liang, et al. The research on the wet-dry cycle's influence on the mechanical properties and microstructure change law of shaly sandstone[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(7): 1291 - 1300. (in Chinese))
- [3] 杨春和, 冒海军, 王学潮, 等. 板岩遇水软化的微观结构及力学特性研究[J]. 岩土力学, 2006, 27(12): 2090 - 2098. (YANG Chun-he, MAO Hai-jun, WANG Xue-chao, et al. Study on variation of microstructure and mechanical properties of water-weakening slates[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(12): 2090 - 2098. (in Chinese))
- [4] HE Man-chao. Latest progress of soft rock mechanics and engineering in China[J]. Journal of Rock Mechanics & Geotechnical Engineering, 2014, 6(3): 165 - 179.
- [5] 闫章程, 孙辉, 李利平, 等. 干燥与饱水灰岩单轴压缩过程中声发射特征的影响研究[J]. 长江科学院院报, 待刊. (YAN Zhang-cheng, SUN Hui, LI Li-ping, et al. Research on the effect of acoustic emission characteristics in dry and saturated limestone under uniaxial compression[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, in press. (in Chinese))
- [6] 朱宝龙, 李晓宁, 巫锡勇, 等. 黑色页岩遇水膨胀微观特征试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(增刊 2): 3896 - 3905. (ZHU Bao-long, LI Xiao-ning, WU Xi-yong, et al. Experimental study of micro-characteristics of swelling for black shale under influence of water[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(S2): 3896 - 3905. (in Chinese))
- [7] LIN M L, JENG F S, TSAI L S, et al. Wetting weakening of

- tertiary sandstones-microscopic mechanism[J]. Environ Geol, 2005, **48**: 265 - 275.
- [8] POTYONDY D O, CUNDALL P A. A bond-particle model for rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, **41**(8): 1329 - 1364.
- [9] 柳万里, 晏鄂川, 戴航, 等. 巴东组泥岩水作用的特征强度及其能量演化规律研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2020, **39**(2): 311 - 326. (LIU Wan-li, YAN E-chuan, DAI Hang, et al. Study on characteristic strength and energy evolution law of Badong formation mudstone under water effect[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2020, **39**(2): 311 - 326. (in Chinese))
- [10] 邓华锋, 支永艳, 段玲玲, 等. 水-岩作用下砂岩力学特性及微细观结构损伤演化[J]. 岩土力学, 2019, **40**(9): 3447 - 3456. (DENG Hua-feng, ZHI Yong-yan, DUAN Ling-ling, et al. Mechanical properties of sandstone and damage evolution of microstructure under water-rock interaction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(9): 3447 - 3456. (in Chinese))
- [11] 卞康, 陈彦安, 刘建, 等. 不同吸水时间下页岩卸荷破坏特征的颗粒流离散元研究[J]. 岩土力学, 2020, **41**(增刊1): 1 - 13. (BIAN Kang, CHEN Yan-an, LIU Jian, et al. The unloading failure characteristics of shale under different water absorption time using the PFC numerical method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, **41**(S1): 1 - 13. (in Chinese))
- [12] ZHAO Z, SONG E X. Particle mechanics modeling of creep behavior of rockfill materials under dry and wet conditions[J]. Computers and Geotechnics, 2015, **68**: 137 - 146.
- [13] POTYONDY D O. Simulating stress corrosion with a bonded-particle model for rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2007, **44**(5): 677 - 691.
- [14] KANG B, JIAN L, WEI Z, et al. Mechanical behavior and damage constitutive model of rock subjected to water-weakening effect and uniaxial loading[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2018, **52**: 97 - 106.
- [15] Itasca Consulting Group Inc. PFC, Version 5.0[M]. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc, 2014: 1 - 2.
- [16] GRADY D L, KIPP M L. Continuum modeling of explosive fracture in oil shale[J]. Int J Rock Mech Min Sci, 1980, **17**: 147 - 157.
- [17] TANG C A, LIU H, LEE P, et al. Numerical studies of the influence of microstructure on rock failure in uniaxial compression—part I: effect of heterogeneity[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2000, **37**(4): 555 - 569.
- [18] 李欢. 深埋岩体非均质时效破裂机制及细观演化机理[D]. 武汉: 长江科学院, 2017. (LI Huan. Aging Rupture Mechanism and Mesoscopic Evolution Mechanism of Deep Heterogeneous Rock Mass[D]. Wuhan: Changjiang River Scientific Research Institute, 2017. (in Chinese))
- [19] BLAIR S C, COOK N G W. Analysis of compressive fracture in rock using statistical techniques: Part II. Effect of microscale heterogeneity on macroscopic deformation[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1998, **35**(7): 849 - 861.
- [20] 蒋明镜, 张鹏, 廖兆文. 考虑水软化-化学风化作用的岩石单轴压缩试验离散元模拟[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2017, **15**(2): 89 - 95. (JIANG Ming-jing, ZHANG Peng, LIAO Zhao-wen. DEM numerical simulation of rock under the influence of water softening and chemical weathering and chemical weathering in uniaxial compression test[J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2017, **15**(2): 89 - 95. (in Chinese))
- [21] LIU H Y, ROQUETE A, KOU S Q, et al. Characterization of rock heterogeneity and numerical verification[J]. Eng Geol, 2004, **72**: 89 - 119.
- [22] CHEN Z H, THAM L G, YEUNG M R, et al. Confinement effects for damage and failure of brittle rocks[J]. Int J Rock Mech Min Sci, 2006, **43**: 1262 - 1269.
- [23] 郭佳奇, 刘希亮, 乔春生. 自然与饱水状态下岩溶灰岩力学性质及能量机制试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(2): 296 - 308. (GUO Jia-qi, LIU Xi-liang, QIAO Chun-sheng. Experimental study of mechanical properties and energy mechanism of karst limestone under natural and saturated states[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(2): 296 - 308. (in Chinese))
- [24] 李天斌, 陈子全, 陈国庆, 等. 不同含水率作用下砂岩的能量机制研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(增刊2): 229 - 236. (LI Tian-bin, CHEN Zi-quan, CHEN Guo-qing, et al. An experimental study of energy mechanism of sandstone with different moisture contents[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(S2): 229 - 236. (in Chinese))
- [25] LI L, LEE P KK, TSUI Y, et al. Failure process of granite[J]. Int J Geomech, 2003(3): 84 - 98.
- [26] 郑晓卿, 刘建, 卞康, 等. 鄂西北页岩饱水软化微观机制与力学特性研究[J]. 岩土力学, 2017, **38**(7): 2022 - 2028. (ZHENG Xiao-qing, LIU Jian, BIAN Kang, et al. Softening micro-mechanism and mechanical properties of water-saturated shale in Northwestern Hubei[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(7): 2022 - 2028. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202104016

# 非饱和土中圆柱孔扩张问题不排水解答及吸力影响效应分析

张亚国<sup>1</sup>, 翟张辉<sup>2</sup>, 梁发云<sup>\*3</sup>, 李同录<sup>2</sup>

(1. 长安大学建筑工程学院, 陕西 西安 710061; 2. 长安大学地质工程与测绘学院, 陕西 西安 710054; 3. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092)

**摘要:** 圆柱孔扩张理论为沉桩挤土及旁压试验分析等提供了理论基础, 然而已有研究多是针对饱和土展开, 在非饱和土相关工程中并不适用。基于修正剑桥临界状态模型, 对非饱和土中不排水条件下的圆柱孔扩张问题进行求解。在考虑非饱和土吸力效应的情况下推导土体应力-应变关系式, 并引入反映吸力与比体积之间关系的液相本构方程。在此基础上联立圆柱孔周围土单元平衡微分方程, 最终将非饱和土中的圆柱孔扩张问题归结为求解一阶偏微方程组的问题。通过引入辅助变量将所有方程转至拉格朗日系下, 以弹塑性边界上的应力及比体积作为初值条件对其进行求解。结果表明: 当非饱和吸力增大时, 圆柱孔周围土体应力和扩孔压力均随之增大, 说明土体出现了吸力硬化效应; 对于初始比体积较小的土体, 随着塑性区内的径向位置增加, 比体积和吸力会出现先增大后减小的变化特征, 说明圆柱孔在不排水扩张过程中局部土体发生了剪胀。所采用的本构关系较为简洁, 参数易于确定, 便于在非饱和土相关的工程问题得到实际应用。

**关键词:** 非饱和土; 不排水条件; 圆柱孔扩张; 吸力; 弹塑性解

中图分类号: TU431 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)04-0734-09

作者简介: 张亚国(1984—), 男, 博士, 副教授, 主要从事土力学与基础工程的教学科研工作。E-mail: yaguo Zhang29@chd.edu.cn。

## Critical cylindrical cavity expansion in unsaturated soil under undrained conditions incorporating suction effects

ZHANG Ya-guo<sup>1</sup>, ZHAI Zhang-hui<sup>2</sup>, LIANG Fa-yun<sup>3</sup>, LI Tong-lu<sup>2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, China; 2. School of Geological Engineering and Surveying, Chang'an

University, Xi'an 710054, China; 3. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** The cylindrical cavity expansion theory provides the theoretical basis for analysis of pile installation and pressuremeter tests. However, most of the studies are conducted on cavity expansion in saturated soil, and are unsuitable for solving the engineering problem in unsaturated soil. Therefore, based on the critical state soil model, the cylindrical cavity expansion in unsaturated soil under undrained conditions is solved. The stress-strain relationship is derived considering suction effects. Meanwhile, a constitutive equation for the relationship between the suction and the void volume is introduced. Combing the radial equilibrium equation, the formulation of the problem is reduced to solving a system of the first-order ordinary differential equations. Introducing an auxiliary variable, all of the differential equations are transferred to the Lagrangian description and solved by taking the values at the elasto-plastic boundary as the initial value. The results show that the soil stresses and the cavity expansion pressure increase as the suction increases, which can be regarded as the suction-stiffening effects. For the soil with low initial ratio volume, the partial volume and the suction in the plastic zone firstly increase, and then decrease, which implies that the shear dilatancy occurs during the cavity expansion. The results have a potential application in the related projects owing to the simple constitutive relation and available parameters.

**Key words:** unsaturated soil; undrained condition; cylindrical cavity expansion; suction; elasto-plastic solution

## 0 引言

圆孔扩张理论在岩土工程中有着广泛的应用, 如沉桩挤土效应分析<sup>[1-2]</sup>、旁压试验结果的解释<sup>[3]</sup>以及隧道围岩应力计算<sup>[4]</sup>等; 该类工程问题均可简化为求解

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(41807242); 中央高校基本科研业务费专项项目(300102281202)

收稿日期: 2020-06-08

\*通信作者(E-mail: fyliang@tongji.edu.cn)

岩土体中圆柱孔扩张的问题。为此, 在过去几十年内, 国内外学者针对圆孔扩张问题开展了大量研究, 并取得了诸多有价值的成果<sup>[5-7]</sup>。然而, 这些圆孔扩张解答多是针对单相介质或两相饱和土提出, 在非饱和黄土、膨胀土等地区的工程问题中并不适用。

近年来, 非饱和土中的圆孔扩张问题引起研究人员的关注。与饱和土相比, 非饱和土中扩孔问题的求解更为复杂。这是因为非饱和土是三相介质, 需要采用包含净应力和吸力的双应力状态变量对其力学行为进行描述; 另外, 与饱和土不同, 非饱和土中体应变与含水率变化并非一一对应。胡伟等<sup>[8]</sup>对非饱和土中圆孔扩张问题的求解进行了初步尝试, 其解答中将净应力和吸力统一看作粒间力, 考虑了该力引起的土体体积变化, 但没有考虑吸力与持水度之间关系(土水特征曲线 SWCC)的影响。Russell 研究团队<sup>[9-10]</sup>基于已有的相似解技术<sup>[11]</sup>, 先后假定土体屈服后服从修正剑桥模型和统一界面模型, 求解了非饱和土中圆孔扩张问题。在此基础上, Cheng 等<sup>[12]</sup>进一步讨论了应力和位移约束边界对圆孔扩张过程的影响。上述成果很好地促进了非饱和土圆孔扩张理论的发展。然而, 已有解答是基于相似解技术展开, 求解过程需要对偏应力和平均应力进行简化, 这使得该解答无法对各应力分量进行确定。为此, Chen 等<sup>[13]</sup>摒弃了传统的相似解技术, 在不对偏应力和平均应力进行任何简化的情况下, 提出了基于 MCC 模型的饱和土圆柱孔扩张问题精确解。

鉴于此, 翟张辉等<sup>[14]</sup>通过引入非饱和土有效应力表达, 在考虑吸力效应的情况下, 将 Chen 等<sup>[13]</sup>的饱和排水解拓展至非饱和土中, 求解了完全排水条件下非饱和土中的圆孔扩张问题。然而, 该解答在非饱和土相关工程问题中的应用范围有限。这是因为非饱和土的渗透性要远小于土体饱和状态时的渗透性, 故而在沉桩挤土、静力触探及旁压试验过程中, 非饱和土中的水分很难排出, 因此该类工程问题对应的是不排水条件。另一方面, 与排水情况相比, 不排水条件下圆孔扩张问题更为复杂, 此时塑性区的吸力是一变量而非常量。具体而言, 尽管不排水条件下土体的质量含水率不变, 然而由于土中气体的排出, 使得孔隙在扩孔过程中被压缩, 土体饱和度发生了变化; 根据非饱和土 SWCC 可知, 在既定的增湿或减湿路径下, 土体饱和度与吸力大小是一一对应的, 因而吸力也随之发生了变化。从方程求解角度而言, 完全排水条件下的扩孔问题中未知变量有 4 个, 包括 3 个应力分量和比体积, 此时非饱和吸力为一已知常数; 而不排水条件下, 未知变量增加到 5 个, 即还需在原来基础上求

解扩孔过程中吸力的变化。为此, 本文拟在原有的固相方程组中进一步引入能够反映吸力与体应变关系的液相本构方程, 对不排水条件下扩孔问题进行求解。与 Chen 等<sup>[15]</sup>采用的方法相比, 本文采用了更为简化的本构模型, 计算参数易于确定。本文研究成果将为非饱和土中沉桩挤土效应及旁压试验结果分析等提供理论依据。

## 1 非饱和土中圆柱孔扩张力学模型

假定圆柱孔初始孔径为  $a_0$ , 当孔径从  $a_0$  扩张到  $a$  时, 孔周任一点从  $r_0$  移动至  $r$  位置, 扩孔压力从初始有效应力  $\sigma'_0$  增加到  $\sigma'_a$ , 如图 1 所示。圆孔周围形成一个半径为  $r_p$  的塑性区, 在塑性区外为弹性区。应力和应变均以压为正。

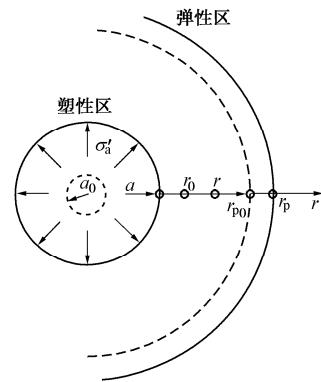


图 1 圆柱孔扩张模型

Fig. 1 Model of cylindrical cavity expansion

在极坐标系内, 任一土单元的位置可表示为( $r, \theta, z$ ), 其总应力和有效应力分量可分别表示为  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$ ,  $\sigma_z$  和  $\sigma'_r$ ,  $\sigma'_\theta$ ,  $\sigma'_z$ 。与饱和土中类似, 非饱和土中柱孔周围土单元的总应力平衡微分方程可以表示为

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad . \quad (1)$$

根据 Bishop<sup>[16]</sup>, 非饱和土中的有效应力公式可表示为

$$\sigma' = \sigma_n + \chi s \quad . \quad (2)$$

式中  $\sigma_n$  为净应力, 等于总应力减去大气压, 即  $\sigma - u_a$ ;  $\chi$  为有效应力参数;  $s$  为吸力, 等于大气压减去孔隙水压, 即  $u_a - u_w$ 。因此, 非饱和土中平衡微分方程表示成有效应力的形式为

$$\frac{d\sigma'_r}{dr} + \frac{\sigma'_r - \sigma'_\theta}{r} - \psi \frac{ds}{dr} = 0 \quad , \quad (3)$$

式中,  $\psi = \frac{d(\chi s)}{ds}$ 。 $\chi$  为有效应力参数, 对于完全饱和的土和干土其值分别为 1 和 0; 对于非饱和土,  $\chi$  可以表示为<sup>[10]</sup>

$$\chi = \begin{cases} 1 & \frac{s}{s_e} \leq 1 \\ \left(\frac{s}{s_e}\right)^{-0.55} & \frac{s}{s_e} \geq 1 \end{cases}, \quad (4)$$

式中,  $s_e$  为进气值, 即土体从饱和状态过渡到非饱和状态时的吸力。

根据临界状态弹塑性理论, 在不做任何假定的情况下, 平均有效应力  $p'$  和偏应力  $q$  可表示为

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_r + \sigma'_\theta + \sigma'_z), \quad (5)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma'_r - \sigma'_\theta)^2 + (\sigma'_\theta - \sigma'_z)^2 + (\sigma'_z - \sigma'_r)^2]}. \quad (6)$$

## 2 非饱和土中圆柱孔扩张的应力分析

### 2.1 弹性区应力

根据 Hooke 定律, 弹性区内应力 - 应变关系可用增量形式表示为

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_r^e \\ d\varepsilon_\theta^e \\ d\varepsilon_z^e \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{Bmatrix} 1 & -v & -v \\ -v & 1 & -v \\ -v & -v & 1 \end{Bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} d\sigma'_r \\ d\sigma'_\theta \\ d\sigma'_z \end{Bmatrix}, \quad (7)$$

式中,  $v$  为泊松比,  $E$  为弹性模量, 可由比体积  $v$ 、平均有效应力  $p'$  等表示为<sup>[17]</sup>

$$E = \frac{3(1-2v)v p'}{\kappa}. \quad (8)$$

联立式 (3), 式 (7) 和式 (8), 弹性区的有效应力分量可表示为<sup>[13]</sup>

$$\sigma'_r = \sigma'_0 + (\sigma'_p - \sigma'_0) \left( \frac{r_p}{r} \right)^2, \quad (9)$$

$$\sigma'_\theta = \sigma'_0 - (\sigma'_p - \sigma'_0) \left( \frac{r_p}{r} \right)^2, \quad (10)$$

$$\sigma'_z = \sigma'_0, \quad (11)$$

式中, 假定土体中各向初始应力相等, 均为  $\sigma'_0$ , 则根据式 (5), 平均有效应力  $p'_0 = \sigma'_0$ ,  $\sigma'_p$  为弹塑性边界处的平均有效应力。

### 2.2 非饱和土本构模型

随着扩孔压力增大, 柱孔孔壁及周围土体依次从弹性状态发生屈服, 进入塑性状态。根据 Schnaid 等<sup>[3]</sup>, 非饱和土屈服后可用修正剑桥临界状态模型进行描述, 该屈服面在  $p' - q$  平面上为一椭圆, 其表达式为

$$f(p', q, p'_c) = \frac{q^2}{M^2 p'} + p' - p'_c = 0, \quad (12)$$

式中,  $M$  为临界状态线 (CSL) 斜率, 可以假定为一与土体吸力无关的材料参数<sup>[17]</sup>。

$p'_c$  为非饱和土的有效前期固结压力, 其大小不仅受土体塑性应变硬化影响, 还与非饱和吸力硬化效应

有关<sup>[18]</sup>, 即

$$p'_c = p'_{c0} \exp \left[ \frac{v\varepsilon_p^p}{\lambda - \kappa} \right] + \gamma(s), \quad (13)$$

式中,  $\lambda$  和  $\kappa$  分别为  $v - \ln p'$  平面内正常压缩线和回弹线斜率,  $v$  为比体积, 其值等于  $e+1$  ( $e$  为孔隙比)。 $\varepsilon_p^p$  为塑性应变,  $\gamma(s)$  为吸力硬化效应引起的  $p'_c$  增量, 在  $v - p'$  平面上指的是临界状态线由吸力  $s$  变化引起的偏移量。 $p'_{c0}$  为饱和土前期固结应力, 可表示为<sup>[18]</sup>

$$p'_{c0} = \exp \left[ \frac{N - v - \kappa \ln p'}{\lambda - \kappa} \right], \quad (14)$$

式中,  $N$  为  $v - p'$  平面上正常压缩线上当  $p' = 1$  时所对应的比体积。

### 2.3 塑性区应力

在塑性区, 某一点土体的塑性应变增量可通过塑性势求应力的偏导进行确定。此处采用相关流动法则, 即假定塑性势面  $g$  与屈服面  $f$  重合。结合屈服面方程式 (12), 各应变增量可表示为<sup>[6]</sup>

$$d\varepsilon_r^p = \Lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma'_r} = \Lambda \left( \frac{p'(M^2 - \eta^2)}{3} + 3(\sigma'_r - p') \right), \quad (15a)$$

$$d\varepsilon_\theta^p = \Lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma'_\theta} = \Lambda \left( \frac{p'(M^2 - \eta^2)}{3} + 3(\sigma'_\theta - p') \right), \quad (15b)$$

$$d\varepsilon_z^p = \Lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma'_z} = \Lambda \left( \frac{p'(M^2 - \eta^2)}{3} + 3(\sigma'_z - p') \right), \quad (15c)$$

式中,  $d\varepsilon_r^p$ ,  $d\varepsilon_\theta^p$  和  $d\varepsilon_z^p$  为  $r$ ,  $\theta$  和  $z$  方向的塑性应变增量,  $\Lambda$  为塑性乘子,  $\eta = q/p'$  为应力比。

不论饱和土还是非饱和土, 在不排水条件下, 土体的质量含水率均为常数。然而, 与饱和土不同的是, 非饱和土扩孔过程中, 由于孔隙气体的排出, 土体比体积  $v$  不再是常数, 这使得塑性区土体的饱和度发生变化。根据 SWCC 曲线可知, 吸力  $s$  也随之发生变化。由此可见, 在不排水条件下的非饱和土圆孔扩张问题中, 未知变量有 5 个, 分别为  $\sigma'_r$ ,  $\sigma'_\theta$ ,  $\sigma'_z$ ,  $v$  和  $s$ ; 而目前仅有 3 个方程, 即式 (15a), (15b) 和 (15c)。为此, 需要进一步引入反映吸力和比体积之间关系的水相本构方程, 以及有效应力和吸力之间的平衡微分方程。

根据体积含水率、饱和度以及孔隙比之间的关系, 吸力与比体积增量关系可以表示为<sup>[18]</sup>

$$dv_w = \psi dv - v [c'_m - \psi^2 c] ds, \quad (16)$$

式中,  $c'_m = -G_s \beta/v$ ,  $G_s$  为土粒相对质量密度,  $\beta$  为土水特征曲线斜率,  $c$  反映的是土体压缩性, 可表示为  $\kappa p'/v$ ,  $v_w$  为水的体积,  $\psi$  的含义见式 (3)。

在不排水条件下, 土中水的体积变化为 0, 即  $dv_w = 0$ , 此时式 (16) 可写成

$$dv = \frac{v(c'_m - \psi^2 c)}{\psi} ds. \quad (17)$$

结合应力-应变关系式(15)以及比体积与吸力的关系式(17), 塑性区微分方程可表示(推导详见附录)为

$$\begin{Bmatrix} D\sigma'_r \\ D\sigma'_\theta \\ D\sigma'_z \\ Ds \end{Bmatrix} = \frac{1}{\Delta} \begin{bmatrix} b_{11} & b_{12} & b_{13} & b_{14} \\ b_{21} & b_{22} & b_{23} & b_{24} \\ b_{31} & b_{32} & b_{33} & b_{34} \\ 0 & 0 & 0 & b_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D\varepsilon_r \\ D\varepsilon_\theta \\ D\varepsilon_z \\ Dv \end{Bmatrix}。 \quad (18)$$

为了强调土体固相和液相本构方程是追踪某一土单元的拉格朗日坐标描述(与空间位置无关), 并与欧拉坐标系下的平衡微分方程进行区分, 式(18)中统一用 $D\sigma'_r$ ,  $D\sigma'_\theta$ ,  $D\sigma'_z$ 和 $D\varepsilon_r$ ,  $D\varepsilon_\theta$ ,  $D\varepsilon_z$ 表示某一土单元在径向、切线、竖向上的应力和应变增量。 $b_{ij}$ ( $i, j=1, 2, 3$ )和 $\Delta$ 均是包含有效应力 $\sigma'_r$ ,  $\sigma'_\theta$ ,  $\sigma'_z$ ,  $v$ 和 $s$ 的显式表达(附录中式A9a~A9n)。

对于圆柱孔扩张问题, 其竖向应变 $D\varepsilon_z=0$ , 因此体应变增量 $D\varepsilon_v=D\varepsilon_r+D\varepsilon_\theta$ ; 又由于 $D\varepsilon_v=-\frac{Dv}{v}$ ,

$D\varepsilon_\theta=-\frac{Dr}{r}$ , 因此, 式(18)又可写成

$$D\sigma'_r=\frac{1}{\Delta}\left[b_{11}\left(-\frac{Dv}{v}\right)-(b_{12}-b_{11})\frac{Dr}{r}+b_{14}Dv\right], \quad (19a)$$

$$D\sigma'_\theta=\frac{1}{\Delta}\left[b_{21}\left(-\frac{Dv}{v}\right)-(b_{22}-b_{21})\frac{Dr}{r}+b_{24}Dv\right], \quad (19b)$$

$$D\sigma'_z=\frac{1}{\Delta}\left[b_{31}\left(-\frac{Dv}{v}\right)-(b_{32}-b_{31})\frac{Dr}{r}+b_{34}Dv\right], \quad (19c)$$

$$Ds=\frac{b_{44}}{\Delta}Dv。 \quad (19d)$$

由于欧拉系的平衡微分方程式(3)不能直接与拉格朗日系的式(19)联立求解5个未知变量, 因此需要引入辅助变量 $\xi$ , 将式(3)转化到拉格朗日系下。

根据Chen等<sup>[13]</sup>,  $\xi$ 可表示为

$$\xi=\frac{u_r}{r}=\frac{r-r_0}{r}, \quad (20)$$

式中,  $u_r$ 为径向位移。

对式(20)求导可得

$$\frac{Dr}{r}=\frac{D\xi}{1-\xi}。 \quad (21)$$

考虑塑性区扩孔产生的大应变,  $du_r/dr$ 可表示为

$$\frac{du_r}{dr}=1-\frac{v_0}{v(1-\xi)}, \quad (22)$$

式中,  $v_0$ 为初始比体积,  $dr/dr$ 为关于 $r$ 的空间导数。注意此处不要与追踪某一土单元的 $Du_r/Dr$ 混淆, 对于固定位置 $r_0$ ,  $Du_r/Dr=1$ <sup>[13]</sup>。

将式(20)~(22)代入平衡微分方程式(3), 得

$$\left(\frac{D\sigma'_r}{D\xi}-\psi\frac{Ds}{D\xi}\right)\left(1-\xi-\frac{v_0}{v(1-\xi)}\right)+\sigma'_r-\sigma'_\theta=0, \quad (23)$$

式中,  $D/D\xi$ 为土单元关于 $\xi$ 的物质导数。

将式(21)代入式(19)中, 并联立式(23), 可组成求解不排水条件下非饱和土中圆柱孔扩张问题的方程组:

$$\frac{D\sigma'_r}{D\xi}=-\frac{b_{11}}{\Delta}\alpha-\frac{b_{12}-b_{11}}{\Delta(1-\xi)}+\frac{b_{14}}{\Delta}\alpha, \quad (24a)$$

$$\frac{D\sigma'_\theta}{D\xi}=-\frac{b_{21}}{\Delta}\alpha-\frac{b_{22}-b_{21}}{\Delta(1-\xi)}+\frac{b_{24}}{\Delta}\alpha, \quad (24b)$$

$$\frac{D\sigma'_z}{D\xi}=-\frac{b_{31}}{\Delta}\alpha-\frac{b_{32}-b_{31}}{\Delta(1-\xi)}+\frac{b_{34}}{\Delta}\alpha, \quad (24c)$$

$$\frac{Ds}{D\xi}=\frac{b_{44}}{\Delta}\frac{Dv}{D\xi}, \quad (24d)$$

式中,

$$\alpha=\frac{Dv}{D\xi}=\left\{\frac{\sigma'_r-\sigma'_\theta}{1-\xi-v_0/[v(1-\xi)]}-\frac{b_{12}-b_{11}}{\Delta(1-\xi)}\right\}/\left\{\frac{b_{11}}{\Delta v}-\frac{b_{14}}{\Delta}+\psi\frac{b_{44}}{\Delta}\right\}。 \quad (24e)$$

需要说明的是, 当式(24)中 $Dv=0$ (体变为0), 且 $Ds=0$ (吸力为0或常吸力)时, 该解答将退化至文献[6]饱和土中圆柱孔扩张的不排水解答; 当式(24)中 $Dv\neq0$ , 而 $Ds=0$ 时, 该解答将退化至文献[13]饱和土中圆柱孔扩张的排水解答。

## 2.4 弹塑性边界应力

在弹性区, 平均应力保持不变, 即 $\Delta p'=0$ , 因此, 弹塑性边界上 $\xi_p((u_r/r)_{r=r_p})$ 的平均有效应力等于初始值, 即

$$p'(\xi_p)=p'_0, \quad (25)$$

式中,  $p'_0$ 为初始平均有效应力。

将式(25)代入式(12)中, 弹塑性边界的偏应力可表示为

$$q(\xi_p)=M\sqrt{p'(\xi_p)[p'_c-p'(\xi_p)]}, \quad (26)$$

式中, 前期固结压力 $p'_c$ 可由式(13)计算。

根据式(5), (6), (9), (10)和(11), 弹塑性边界处有效应力分量为

$$\sigma'_r(\xi_p)=p'_0+\sqrt{\frac{q(\xi_p)^2}{3}}, \quad (27a)$$

$$\sigma'_\theta(\xi_p)=p'_0-\sqrt{\frac{q(\xi_p)^2}{3}}, \quad (27b)$$

$$\sigma'_z(\xi_p)=p'_0。 \quad (27c)$$

弹塑性边界处的比体积和吸力分别等于初始比体积 $v_0$ 和 $s_0$ :

$$v(\xi_p)=v_0, \quad (27d)$$

$$s(\xi_p)=s_0。 \quad (27e)$$

至此, 控制方程式(24)及边界条件方程式(27a)~(27e) 中已全部用  $\xi$  代替了  $r$ ; 然而, 方程求解后尚需将变量从  $\xi$  转化为  $r$ , 该步骤可通过下式完成:

$$\frac{r}{a} = \exp\left(\int_{\xi(a)}^{\xi} \frac{d\xi}{1 - \{v_0/[v(\xi)(1-\xi)] - \xi\}}\right), \quad (28)$$

式中,  $\xi(a)$  对应的是孔壁上  $u_r/r$  的值。

### 3 结果验证及吸力效应讨论

选取非饱和高岭土的力学参数<sup>[18]</sup>作为模型计算参数, 其中  $M=0.85$ ,  $N=2.64$ ,  $\lambda=0.14$ ,  $\kappa=0.015$ ,  $v=0.3$ ,  $G_s=2.67$ ,  $s_e=85$  kPa,  $\gamma(s)=0.6s$ ,  $\beta=-0.023/s$ , 初始平均净应力  $p_n=p'-\chi s=200$  kPa, 假定初始孔径与最终扩孔半径比值  $a_0/a=0.25$ 。为了验证本文方法的可靠性, 首先取吸力  $s$  为 0, 使得本文的解退化至饱和土中, 并与文献[13]中的饱和排水解进行对比。此外, 在非饱和土参数及弹塑性边界处应力值 ( $p'_0$  和  $q$ ) 均一致的情况下, 在  $p'-q$  平面内与传统的相似解方法<sup>[11]</sup>进行对比。在此基础上, 取不同的初始吸力和比体积, 讨论吸力效应对不同初始比体积非饱和土中扩孔引起的应力分布及扩孔压力等的影响。

#### 3.1 退化解答

当土体吸力为 0 时, 土体呈饱和状态, 则控制微分方程(式(24))中, 反映吸力与比体积关系的液相本构关系式(24d)不再需要; 同时  $s=0$  使得式(23)中  $Ds=0$ , 式(24)中的  $b_{14}$ ,  $b_{24}$  和  $b_{34}$  均为 0; 此时该解答退化至文献[13]中的饱和排水解。图 2 为退化后计算的扩孔压力随孔径的变化, 随着孔径的增大, 扩孔压力先快速增大, 当圆柱孔扩大至约 3 倍初始孔径时, 扩孔压力逐渐趋于一稳定值。

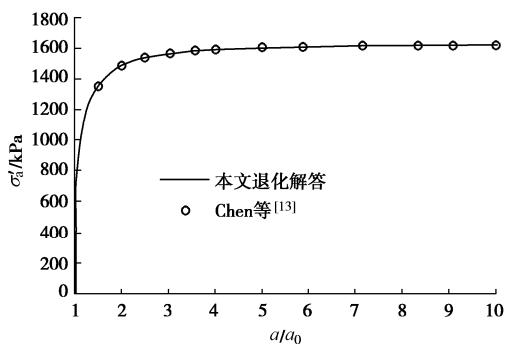


图 2 扩孔压力随孔径的变化

Fig. 2 Variation of cavity pressure with cavity radius

图 3 为圆孔周围土体应力分量  $\sigma_r'$ ,  $\sigma_\theta'$  和  $\sigma_z'$  及比体积  $v$  的径向变化。在弹性区,  $v$  为常数, 弹性区内应力分量  $\sigma_r'$ ,  $\sigma_\theta'$  和  $\sigma_z'$  三者之和为常数  $p_0'p_0$ 。在塑性区, 由于受扩孔挤压作用,  $v$  随土体水分排出而减小,  $\sigma_r'$  随

着径向距离的增加呈单调递减,  $\sigma_z'$  和  $\sigma_\theta'$  则呈非单调的变化特征。由图 2 和 3 可见, 本文的解答可以完全退化至文献[13]饱和土中圆孔扩张排水解答。

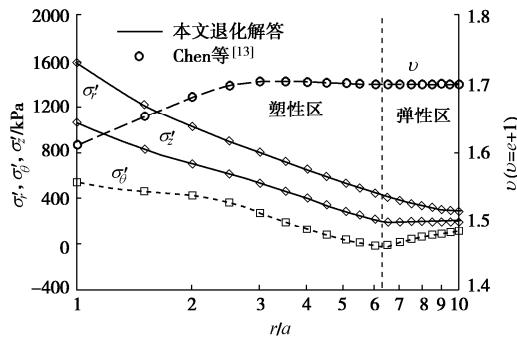


图 3 圆孔周围土体应力及比体积的径向变化

Fig. 3 Radial variation of soil stress components and void ratio in surrounding soil

#### 3.2 与已有方法对比

为了进一步验证本文方法的可靠性, 在  $p'-q$  平面上将本文方法计算的非饱和土圆柱孔不排水扩张引起的应力路径与传统相似解法进行对比。由图 4 可见, 在弹性区内,  $p'$  始终为常数, 应力路径为平行于  $q$  轴的直线。对于初始比体积  $v_0=1.70$  的非饱和土, 跟重超固结土类似, 土体先从“干”侧到达屈服面, 之后随着  $p'$  的增大, 应力路径近似地平行于  $p'$  轴, 在靠近屈服面位置平移, 之后快速增大至临界状态线。

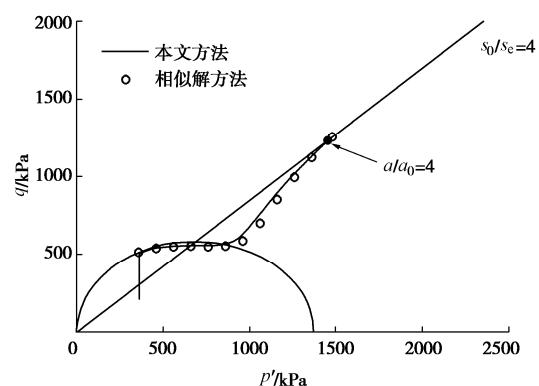


图 4  $p'-q$  平面内的应力路径

Fig. 4 Stress paths in  $p'-q$  plane

对比两种方法可见, 在  $p'-q$  平面上, 两种方法确定的应力路径接近, 这一定程度上说明本文的计算方法是可靠的。但需要注意的是, 与已有相似解方法相比, 本文方法还能够计算圆孔周围各应力分量的大小(见图 5~7), 且能直接确定扩孔压力随孔径的变化(见图 10)。

#### 3.3 吸力效应的影响分析

将初始吸力  $s_0$  分别取 340, 680 kPa, 初始比体积

$v_0$ 取1.85, 1.70和1.55, 通过对初始条件的正交组合, 分析吸力对不同初始比体积的非饱和土中圆孔周围应力及扩孔压力等的影响。

图5为 $v_0=1.85$ 时, 扩张圆孔引起的周围土体应力分量、比体积及吸力沿径向的变化。由图5(a)可以看出, 在非饱和土塑性区, 由于受扩孔挤压作用,  $v$ 随土体中气体的排出而减小。在不排水的情况, 土体饱和度 $S_r$ 随着 $v$ 的减小而增大, 根据SWCC曲线可知, 吸力 $s$ 会随之减小; 这也是塑性区内越靠近圆孔,  $v$ 和 $s$ 越小的原因。此外, 在塑性区,  $\sigma'_r$ 和 $\sigma'_z$ 随着径向距离的增加呈单调递减,  $\sigma'_{\theta}$ 则呈先减小后增大到再减小的变化过程。对比图5(a)和(b)可见, 随着吸力增大, 圆孔周围应力增大, 说明土体出现了吸力硬化现象。

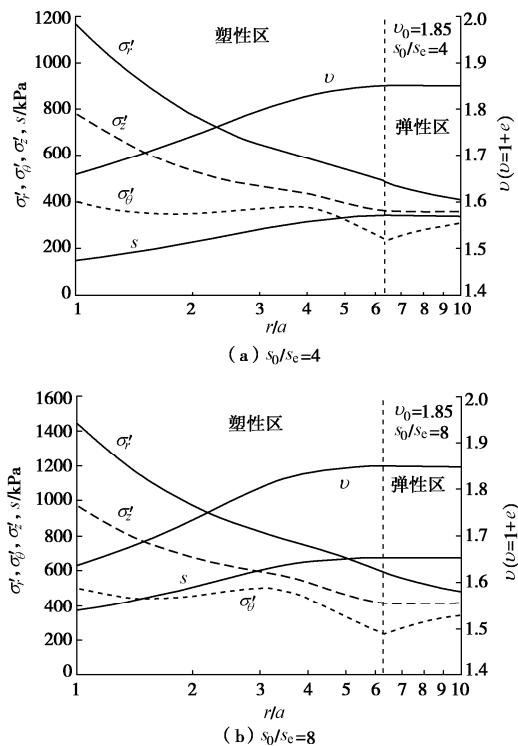


图5  $v_0=1.85$ 的孔周土体应力、比体积及吸力的径向变化

Fig. 5 Radial variation of soil stress, void ratio and suction in surrounding soil with  $v_0=1.85$

图6为 $v_0=1.70$ 时圆孔周围各应力分量、比体积及吸力沿径向的变化。与图3相比,  $v_0$ 较小, 土体较为致密; 因此, 当圆孔扩张到相同孔径 $a$ 时, 孔壁处的应力较图3中有显著增大。对比图6(a)和6(b)可见, 孔壁处应力随着 $s$ 的增大而增大。

图7为 $v_0=1.55$ 的情况。与图5和图6不同的是, 比体积在塑性区随着 $r/a$ 的增大, 呈先增大后减小的变化趋势。这说明周围土体在扩孔挤土过程中, 局部出现了剪胀现象。而且 $s$ 越大, 剪胀效应越明显。

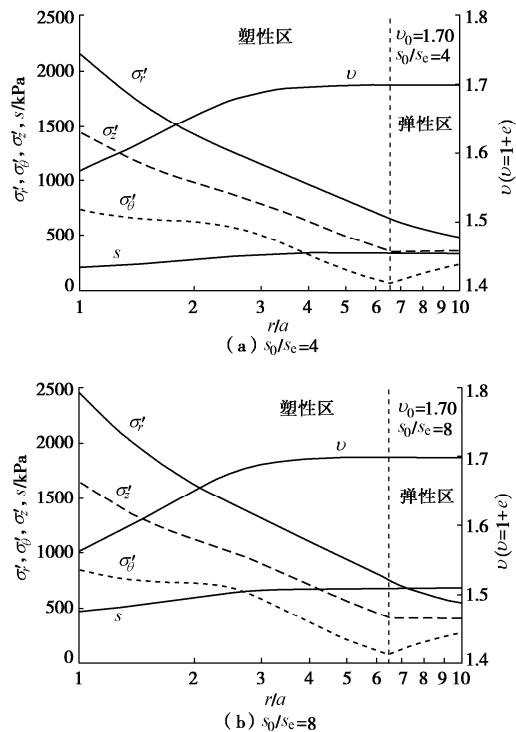


图6  $v_0=1.70$ 的孔周土体应力、比体积及吸力的径向变化

Fig. 6 Radial variation of soil stress, void ratio and suction in surrounding soil with  $v_0=1.70$

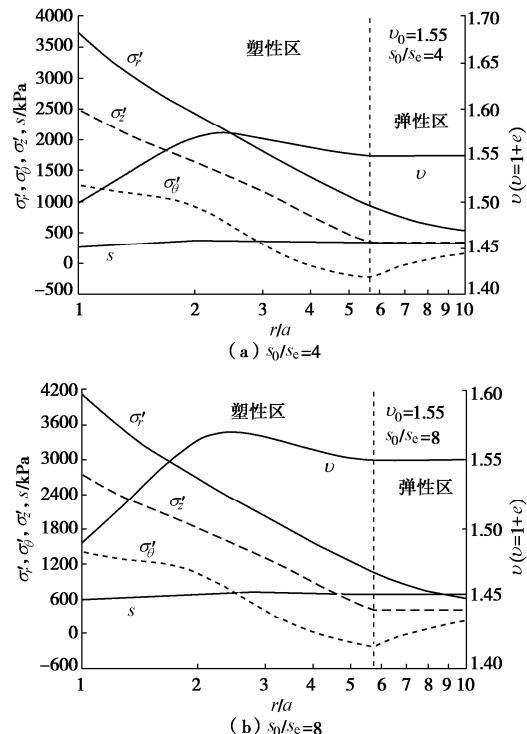


图7  $v_0=1.55$ 的孔周土体应力、比体积及吸力的径向变化

Fig. 7 Radial variation of soil stress, void ratio and suction in surrounding soil with  $v_0=1.55$

图8为扩孔过程中 $e-\ln p'$ 平面内的应力路径。在弹性区, 平均有效应力 $p'$ 和 $e$ 均为常数, 因此, 在塑性区的应力路径为初始值对应的一个点。在塑性区,

土单元比体积  $v$  将随着  $p'$  变化。由图 8 可见, 当初始比体积  $v_0$  较大时 ( $v_0=1.85, 1.70$ ), 随着  $p'$  的增大,  $v$  先缓慢减小, 之后快速减小至临界状态线 (CSL); 当  $v_0$  较小时 ( $v_0=1.55$ ), 随着  $p'$  的增大,  $v$  先增大, 后逐渐减小至临界状态线 (CSL) 上。这说明对于  $v_0$  较大的土体 (土体疏松), 在不排水扩孔过程中, 土体比体积随着平均有效应力的增大而减小 (压密); 但对于  $v_0$  较小的土体 (土体致密), 在扩孔初始阶段, 土体比体积随着  $p'$  的增大而增大, 说明土体出现了剪胀的现象。

对比不同初始吸力  $s_0$  下的应力路径可知, 随着吸力的增大, 临界状态线向右发生了偏移, 而土体达到临界状态时所对应的平均有效应力  $p'$  随  $s_0$  增大而增大, 这说明土体出现了吸力硬化现象。

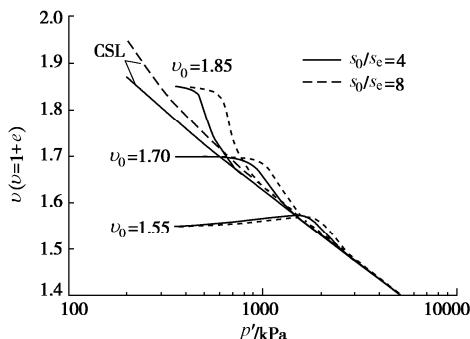


图 8  $e - \ln p'$  平面内的应力路径  
Fig. 8 Stress paths in  $e - \ln p'$  plane

图 9 反映的是圆孔周围土体吸力增量  $\Delta s$  随径向位置的变化。通过对  $\Delta s$  除以  $p'_{lim}$  (将孔壁应力分量代入式(5)中可得) 进行无量纲化。由图 9 可见, 随着距圆孔距离的减小, 吸力逐步减小 ( $\Delta s$  为负值), 这是由于非饱和土中孔隙压缩, 饱和度增大所致。然而, 对于初始比体积为 1.55 的致密土体, 在扩孔过程中,  $\Delta s$  出现正值, 说明该位置的吸力有所增大。根据非饱和土 SWCC 可知, 该位置对应的饱和度应减小。对于不排水的情况, 只有土体体积增大才能引起饱和度减小, 这进一步说明了圆孔周围土体局部发生剪胀现象。

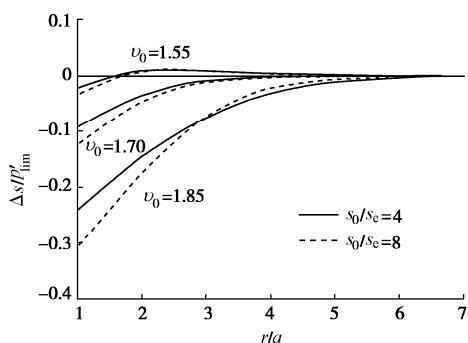


图 9 圆孔周围吸力增量随径向位置的变化  
Fig. 9 Variation of suction increment with radial positions

图 10 为扩孔压力随着孔径的变化曲线。由图 10 可见, 在圆柱孔扩张初始阶段, 扩孔压力快速增大, 随后逐渐趋于一定值。当土体初始比体积  $v_0$  较大时, 土体较为疏松, 对应的扩孔压力较小; 当土体  $v_0$  较小时, 对应的扩孔压力明显增大。对于同一初始比体积  $v_0$ , 扩孔压力随着吸力的增大而增大。

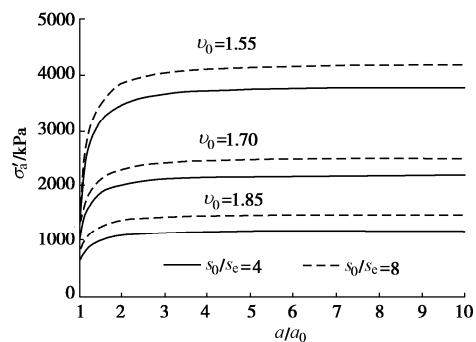


图 10 扩孔压力随孔径的变化  
Fig. 10 Variation of cavity pressure with cavity radius

## 4 结 论

本文在已有的饱和土圆孔扩张理论基础上, 通过引入反映吸力和比体积之间关系的液相本构方程, 求解了不排水条件下非饱和土中圆柱孔扩张问题。通过与传统相似解方法对比, 验证了本文方法的可靠性。主要得出以下结论:

(1) 对于同一初始孔隙比 (比体积) 的非饱和土, 当吸力增大时, 圆柱孔周围应力、扩孔压力以及临界状态压力均随之增大, 而比体积降幅减小; 这说明非饱和土出现了吸力硬化现象。

(2) 对于初始孔隙比较小的非饱和土, 随着有效平均应力的增大, 其比体积并非单调减小, 而是在圆孔周围塑性区出现先增大后减小的变化特征, 其对应的吸力也呈同样变化趋势, 这说明对于较为密实非饱和土, 在不排水扩孔过程中出现了剪胀现象。

(3) 与传统相似解方法相比, 本文方法没有对平均有效应力和偏应力作任何简化, 因而能够确定扩孔过程中周围土体的各应力分量, 且能够合理计算扩孔压力随孔径的变化, 这为非饱和土中沉桩挤土及旁压试验等分析提供了理论依据。

此外, 本文方法中非饱和土前期固结压力表达采用的是吸力解耦的形式, 即假定吸力使临界状态线在  $v - p'$  平面上发生了平移; 对应吸力耦合情况下的解析, 将在后续研究中进一步分析。

## 参 考 文 献:

- [1] RANDOLPH M F, CARTER J P, WROTH C P. Driven piles in

- clay—the effects of installation and subsequent consolidation [J]. *Géotechnique*, 1979, **29**(4): 361 – 393.
- [2] LEE F H, JUNEJA A, TAN T S. Stress and pore pressure changes due to sand compaction pile installation in soft clay [J]. *Géotechnique*, 2004, **54**:1 – 16.
- [3] SCHNAID F, OLIVEIRA L A K, GEHLING W Y Y. Unsaturated constitutive surfaces from pressuremeter tests[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2004, **130**(2): 174 – 185.
- [4] MARSHALL A M. Tunnel-pile interaction analysis using cavity expansion methods[J]. *J Geotech Geoenviron Eng*, 2012, **138**(10): 1237 – 1246.
- [5] 梁发云, 陈龙珠. 应变软化 Tresca 材料中扩孔问题解答及其应用[J]. 岩土力学, 2004, **25**(2): 261 – 265. (LIANG Fa-yun, CHEN Long-zhu. Analytical solution to cavity expansion in strain-softening soils with Tresca yield criterion and its applications[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2004, **25**(2): 261 – 265. (in Chinese))
- [6] CHEN S L, ABOUSLEIMAN N Y. Exact undrained elastoplastic solution for cylindrical cavity expansion in modified Cam Clay soil[J]. *Géotechnique*, 2012, **62**(5): 447 – 456.
- [7] LI L, LI J P, SUN D A. Anisotropically elasto-plastic solution to undrained cylindrical cavity expansion in  $K_0$ -consolidated clay[J]. *Comput Geotech*, 2016, **73**: 83 – 90.
- [8] 胡伟, 刘明振. 非饱和土中球形孔扩张的弹塑性分析[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(10): 1292 – 1297. (HU Wei, LIU Ming-zhen. Elastic-plastic solution of expansion of sphere cavity in unsaturated soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, **28**(10): 1292 – 1297. (in Chinese))
- [9] RUSSELL A R, KHALILY N. On the problem of cavity expansion in unsaturated soils[J]. *Comput Mech*, 2006, **37**(4): 311 – 330.
- [10] YANG H W, RUSSELL A R. Cavity expansion in unsaturated soils exhibiting hydraulic hysteresis considering three drainage conditions[J]. *Int J Numer Anal Meth Geomech*, 2015, **39**: 1975 – 2016.
- [11] COLLINS I F, STIMPSON J R. Similarity solutions for drained and undrained cavity expansion in soils[J]. *Géotechnique*, 1994, **44**(1): 21 – 34.
- [12] CHENG Y, YANG H W, SUN D A. Cavity expansion in unsaturated soils of finite radial extent[J]. *Computers and Geotechnics*, 2018, **102**: 216 – 228.
- [13] CHEN S L, ABOUSLEIMAN N Y. Exact drained solution for cylindrical cavity expansion in modified cam clay soil[J]. *Géotechnique*, 2013, **63**(6): 510 – 517.
- [14] 翟张辉, 张亚国, 李同录, 等. 考虑非饱和土吸力效应的圆柱孔扩张有效应力解析[J]. 工程科学与技术, 2020, **52**(3): 1 – 7. (Zhai Zhang-hui, ZHANG Ya-guo, LI Tong-lu, et al. effective stress solution for the cylindrical cavity expansion in unsaturated soil considering suction effect[J]. *Advanced Engineering Sciences*, 2020, **52**(3): 1 – 7. (in Chinese))
- [15] CHEN H H, LI L, LI J P, SUN D A. Elastoplastic solution for cylindrical cavity expansion in unsaturated soils[J]. *Comput Geotech*, 2020, **123**: 103569.
- [16] BISHOP A W. The principle of effective stress[J]. *Teknisk Ukeblad*, 1959, **106**(39): 859 – 863.
- [17] WOOD D M. Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics[M]. Cambridge U K: Cambridge University Press, 1990.
- [18] RUSSELL A R, KHALILY N. Cavity expansion in unsaturated soils[C]// Proceedings of the 3rd International Conference on Unsaturated soils, Edited by Juca JFT, de Campos and Marinho FAM, 2002, Recife: 233 – 238.

## 附录:

根据式 (12),  $dp'_c$  可以写成

$$dp'_c = \frac{1}{M^2} [(M^2 - \eta^2) dp' + 2\eta dq] . \quad (A1)$$

根据式 (14),  $Dp'_c$  还可以表示为

$$\begin{aligned} Dp'_c &= \frac{\partial p'_c}{\partial \varepsilon_p^p} d\varepsilon_p^p + \frac{\partial p'_c}{\partial s} ds \\ &= \frac{\nu [p'_c - \gamma(s)]}{\lambda - \kappa} d\varepsilon_p^p + \frac{\partial \gamma(s)}{\partial s} ds \end{aligned} . \quad (A2)$$

联立式 (A1) 和 (A2), 塑性区体应变  $d\varepsilon_p^p$  可表示为

$$\begin{aligned} d\varepsilon_p^p &= \frac{\lambda - \kappa}{\nu [p'_c - \gamma(s)] p'M^2} \cdot \\ &\left\{ [p'(M^2 - \eta^2)] dp' + \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} [p'(M^2 - \eta^2)] dq - M^2 p' \frac{\partial \gamma(s)}{\partial s} ds \right\}, \end{aligned} \quad (A3)$$

由于  $d\varepsilon_p^p = d\varepsilon_r^p + d\varepsilon_\theta^p + d\varepsilon_z^p$ , 根据 15 (a) ~ 15 (c) 和式 (A3), 可得塑性乘子:

$$\Lambda = \frac{\lambda - \kappa}{\nu p'(p'_c - \gamma(s)) M^2} \cdot \left[ dp' + \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} dq - \frac{M^2}{M^2 - \eta^2} \frac{\partial \gamma(s)}{\partial s} ds \right] . \quad (A4)$$

将式 (A4) 代入式 (15a) ~ (15c) 中, 并利用

$$dp' = \frac{d\sigma'_r + d\sigma'_\theta + d\sigma'_z}{3} , \quad (\text{A5a})$$

$$dq = \frac{\partial q}{\partial \sigma'_r} d\sigma'_r + \frac{\partial q}{\partial \sigma'_\theta} d\sigma'_\theta + \frac{\partial q}{\partial \sigma'_z} d\sigma'_z , \quad (\text{A5b})$$

至此, 可将塑性区内的本构关系(式(15)和(17))表示为

$$\begin{Bmatrix} d\epsilon_r^p \\ d\epsilon_\theta^p \\ d\epsilon_z^p \\ dv \end{Bmatrix} = y \begin{bmatrix} a_r^2 & a_r a_\theta & a_r a_z & a_r h \\ a_\theta a_r & a_\theta^2 & a_\theta a_z & a_\theta h \\ a_z a_r & a_z a_\theta & a_z^2 & a_z h \\ 0 & 0 & 0 & l \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma'_r \\ d\sigma'_\theta \\ d\sigma'_z \\ ds \end{Bmatrix} , \quad (\text{A6})$$

式中,

$$a_r = \frac{p'(M^2 - \eta^2)}{3} + 3(\sigma'_r - p') , \quad (\text{A7a})$$

$$a_\theta = \frac{p'(M^2 - \eta^2)}{3} + 3(\sigma'_\theta - p') , \quad (\text{A7b})$$

$$a_z = \frac{p'(M^2 - \eta^2)}{3} + 3(\sigma'_z - p') , \quad (\text{A7c})$$

$$y = \frac{\lambda - \kappa}{\nu M^2 p'^2 [p'_c - \gamma(s)] (M^2 - \eta^2)} , \quad (\text{A7d})$$

$$h = -M^2 p' \frac{\partial \gamma(s)}{\partial s} , \quad (\text{A7e})$$

$$l = \frac{\nu(c'_m - \psi^2 c)}{\psi y} . \quad (\text{A7f})$$

由于弹性区吸力增量为 0, 因此弹性阶段由吸力引起的应变和比体积均为 0; 这样, 弹塑性应变和比体积增量可表示为

$$\begin{Bmatrix} d\epsilon_r \\ d\epsilon_\theta \\ d\epsilon_z \\ dv \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} + ya_r^2 & -\frac{\nu}{E} + ya_r a_\theta & -\frac{\nu}{E} + ya_r a_z & ya_r h \\ -\frac{\nu}{E} + ya_\theta a_r & \frac{1}{E} + ya_\theta^2 & -\frac{\nu}{E} + ya_\theta a_z & ya_\theta h \\ -\frac{\nu}{E} + ya_z a_r & -\frac{\nu}{E} + ya_z a_\theta & \frac{1}{E} + ya_z^2 & ya_z h \\ 0 & 0 & 0 & yl \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma'_r \\ d\sigma'_\theta \\ d\sigma'_z \\ ds \end{Bmatrix} . \quad (\text{A8})$$

反过来, 弹塑性应力和吸力增量可表示为

$$\begin{Bmatrix} D\sigma'_r \\ D\sigma'_\theta \\ D\sigma'_z \\ Ds \end{Bmatrix} = \frac{1}{\Delta} \begin{bmatrix} b_{11} & b_{12} & b_{13} & b_{14} \\ b_{21} & b_{22} & b_{23} & b_{24} \\ b_{31} & b_{32} & b_{33} & b_{34} \\ 0 & 0 & 0 & b_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D\epsilon_r \\ D\epsilon_\theta \\ D\epsilon_z \\ Dv \end{Bmatrix} . \quad (18)$$

这里  $D\sigma'_r$ ,  $D\sigma'_\theta$ ,  $D\sigma'_z$  和  $D\epsilon_r$ ,  $D\epsilon_\theta$ ,  $D\epsilon_z$  分别表示的是某一土单元的应力和应变增量,  $Ds$  和  $Dv$  为吸力和比体积增量<sup>[13]</sup>。式中,

$$b_{11} = \frac{1}{E^2} (1 - \nu^2 + E a_\theta^2 y + 2Eva_\theta a_z y + Ea_z^2 y) , \quad (\text{A9a})$$

$$b_{12} = \frac{1}{E^2} [-Ea_r(a_\theta + va_z)y + v(1 + \nu - Ea_\theta a_z y + Ea_z^2 y)] , \quad (\text{A9b})$$

$$b_{13} = \frac{1}{E^2} [-Ea_r(va_\theta + a_z)y + v(1 + \nu + Ea_\theta^2 y - Ea_\theta a_z y)] , \quad (\text{A9c})$$

$$b_{14} = \frac{(1+\nu)h}{E^2 l} [(v-1)a_r - \nu(a_\theta + a_z)] , \quad (\text{A9d})$$

$$b_{22} = \frac{1}{E^2} [1 - \nu^2 + Ea_r^2 y + 2Eva_r a_z y + Ea_z^2 y] , \quad (\text{A9e})$$

$$b_{23} = \frac{1}{E^2} [\nu + \nu^2 + Eva_r^2 y - Ea_\theta a_z y - Eva_r(a_\theta + a_z)y] , \quad (\text{A9f})$$

$$b_{24} = \frac{(1+\nu)h}{E^2 l} [(v-1)a_\theta - \nu(a_r + a_\theta)] , \quad (\text{A9g})$$

$$b_{33} = \frac{1}{E^2} [1 - \nu^2 + Ea_\theta^2 y + 2Eva_r a_\theta y + Ea_\theta^2 y] , \quad (\text{A9h})$$

$$b_{34} = \frac{(1+\nu)h}{E^2 l} [(v-1)a_z - \nu(a_r + a_\theta)] , \quad (\text{A9i})$$

$$b_{44} = \frac{\Delta}{yl} , \quad (\text{A9j})$$

$$b_{21} = b_{12} , \quad (\text{A9k})$$

$$b_{31} = b_{13} , \quad (\text{A9l})$$

$$b_{32} = b_{23} , \quad (\text{A9m})$$

$$\Delta = -\frac{1+\nu}{E^3} \times [(-1 + \nu + 2\nu^2) + E(-1 + \nu)a_r^2 y + E(-1 + \nu)a_\theta^2 y - 2Eva_\theta a_z y - Ea_z^2 y + Eva_z^2 y - 2Eva_r(a_\theta + a_z)y] . \quad (\text{A9n})$$

DOI: 10.11779/CJGE202104017

# 基于红外热成像技术的土体水分蒸发过程研究

林宗泽, 唐朝生\*, 曾 浩, 程 青, 田本刚, 施 炳

(南京大学地球科学与工程学院, 江苏 南京 210023)

**摘要:** 蒸发是大气-土体相互作用的主要方式之一, 也是改变土体水分场及影响土体工程性质的重要因素。提出采用红外热成像技术对土体水分的蒸发过程进行试验研究, 共配置了3组不同厚度和初始含水率的土样, 将其置于恒定温湿度条件下干燥, 定时称取试样质量变化获得土样的水分蒸发过程, 并利用红外热成像仪实时记录土样表面的温度场变化。结果表明: 土样的蒸发速率随干燥时间可分为3个典型阶段, 即常速率阶段、减速率阶段和残余阶段。作为响应, 土表温度变化也呈现3个典型阶段, 即恒定低温阶段、升温阶段和稳定阶段, 且与蒸发阶段一一对应。基于蒸发过程中大气-土体之间的物质能量交换特征, 通过理论推导, 建立了土体蒸发速率与大气-土表温度差之间的线性理论关系, 并进行了试验验证, 发现该理论关系不受土样初始厚度和含水率的影响。研究成果表明, 利用红外热成像技术开展土体蒸发特性研究是可行的, 为快速掌握气候作用下土体水分蒸发过程及表面水分场的时空演化特征提供了新的技术思路。

**关键词:** 红外热成像技术; 土体蒸发; 温度; 能量平衡模型; 厚度; 含水率

**中图分类号:** TU411    **文献标识码:** A    **文章编号:** 1000-4548(2021)04-0743-08

**作者简介:** 林宗泽(1997—), 男, 江苏江阴人, 硕士研究生, 主要从事环境岩土工程和工程地质方面的研究工作。E-mail: MG1929070@smail.nju.edu.cn。

## Soil evaporation based on infrared thermal imaging technology

LIN Zong-ze, TANG Chao-sheng, ZENG Hao, CHENG Qing, TIAN Ben-gang, SHI Bin

(School of Earth Sciences and Engineering, Nanjing University, Nanjing 210023, China)

**Abstract:** Evaporation is one of the major approaches of interaction between soil and atmosphere. Additionally, it is also an important factor which significantly controls the moisture field of soil and successively affects its engineering characteristics. In this investigation, the infrared thermal imaging technology is used to conduct experimental researches on the soil evaporation process. Three sets of soil samples with different layer thicknesses and initial moisture contents are configured. The samples are dried under the constant temperature and relative humidity conditions while their mass changes are regularly recorded to obtain the evaporation process. The temperature field of the soil surface is simultaneously monitored in real time with an infrared thermal imager. The experimental results show that the evaporation process of soil samples can be divided into three typical stages: the constant rate stage, the falling rate stage and the residual stage. In response, the soil surface temperature also undergoes three typical stages: the constant low temperature stage, the rising temperature stage and the stable stage, which correspond to the three evaporation stages. Based on the law of conservation of energy, a linear relationship between the soil evaporation rate and the temperature difference between the soil surface and the atmosphere is established through theoretical deduction and verified through experimental inspection. This relationship is found to be not affected by the initial layer thickness or moisture content of the soil samples. The research results show that it is feasible to utilize the infrared thermal imaging technology in soil evaporation studies, which provides an original approach for grasping the temporal and spatial evolution characteristics of the surface moisture field under climatic impact in a more rapid way.

**Key words:** infrared thermal imaging technology; soil evaporation; temperature; energy balance model; soil thickness; moisture content

## 0 引言

蒸发作为大气-土体相互作用的主要方式之一, 在干旱、半干旱地区的水循环与能量平衡中扮演着至关重要的角色<sup>[1]</sup>。干旱环境中大气-土体界面上的蒸汽压

基金项目: 国家杰出青年科学基金项目(41925012); 国家自然科学基金项目(41572246, 41772280, 41902271); 江苏省自然科学基金项目(BK20171228, BK20170394); 中央高校基本科研业务费专项资金项目

收稿日期: 2020-08-05

\*通信作者(E-mail: tangchaosheng@nju.edu.cn)

表 1 下蜀土基本物理性质

Table 1 Physical properties of Xiashu soil

相对质量密度 $G_s$	液限 $w_L$ /%	塑限 $w_p$ /%	塑性指数 $I_p$	最优含水率 $w_{opt}$ /%	最大干密度 $\rho_d$ /(g·cm <sup>-3</sup> )	黏粒含量 ( $d < 0.005$ mm) /%
2.73	36.5	19.5	17	16.5	1.70	22

梯度较高, 导致土体水分的蒸发强度较大, 水分的蒸发会直接改变土体的含水率及水分场的空间分布状态, 而土体的工程性质对含水率变化非常敏感, 从而诱发龟裂、盐碱化、土质退化、地面沉降等岩土工程和环境工程地质问题<sup>[2]</sup>。近年来, 受全球气候变化影响, 大范围的水文变化加剧了世界上许多地区的旱情。极端干旱气候的频发使得蒸发诱因的区域性岩土/地质工程问题或灾害更加显著, 如地基土收缩变形引起的差异沉降导致地面基础设施大面积受损, 土体开裂引起力学性质弱化及渗透性增加导致工程结构稳定性降低等, 从而造成国民经济损失。因此, 土体水分的蒸发过程及机理近年引起了学界的极大关注。

与纯水不同, 水分在土体内的存在形式十分复杂, 其蒸发和运移过程受土体结构及外部环境等诸多因素的制约。目前对土体水分蒸发的研究主要集中在各种影响因素方面, 如环境温湿度、风速、土体成分、土体结构和含水率等<sup>[3-12]</sup>。然而, 传统的土体蒸发量化研究手段如蒸渗仪、土柱、土盒试验等的数据采集大多为点线式<sup>[13-17]</sup>, 获取的数据也较为离散, 且在经济成本和时间成本上耗费较大。同时, 水分测量设备的埋设会破坏局部土体结构, 扰动水分迁移路径, 在一定程度上会影响研究结果的准确性, 进而限制理论研究的进展。因此, 目前学界对于土体蒸发模型的理论推导, 尤其是黏性土方面, 还鲜有报道。

土体水分蒸发的本质是其孔隙中的液态水通过吸收外部环境提供的能量, 汽化为水蒸气后外逸的物理过程。水分子在离开土体表面的同时, 会以潜热的形式带走土中的热量, 导致土体温度产生相应的变化。蒸发的水分越多, 消耗的潜热越多, 土体降温也越大。因此, 理论上可以通过监测土体的温度变化来评价土体水分的蒸发速率或者蒸发量。然而, 目前学界关于土体蒸发过程中的温度变化以及温度与蒸发之间理论关系的研究还较为鲜见, 这其中的关键问题是如何准确获得土体表面的温度场。红外热成像技术作为一种无接触、可视化、数据采集便捷的测温手段<sup>[18-19]</sup>, 能够精确地获取物体表面的温度分布。近年来, 该技术已经被广泛的运用到了环境、地质、岩土等领域的研究中, 例如岩石在受荷载条件下的破坏及变形监测、红外探水、地热场监测等<sup>[20-22]</sup>。但目前还尚未见基于红外热成像技术的土体水分蒸发研究。

为此, 本文采用红外热成像技术对不同初始条件

的土体蒸发特性开展了一系列室内试验研究, 旨在提出一种无损、便捷、精确的土体蒸发研究新方法。试验中, 为了计算蒸发速率, 监测了蒸发失水导致的试样质量变化, 并采用红外热成像仪实时记录了试样蒸发过程中的表面温度场演化。根据相关理论, 分析了土体表面温度的变化过程以及对蒸发的响应机制。基于土-气交互的能量守恒模型推导了土体蒸发速率与土表界面温差之间的理论关系, 并对其合理性和准确性进行了讨论和验证。

## 1 试验材料与方法

### 1.1 试验材料

#### (1) 试验土

本次试验采用南京地区的下蜀土作为研究对象, 取土深度约 0.5~1.5 m, 其颜色为褐黄色。下蜀土广泛分布于长江中下游地区, 其黏土矿物主要由伊利石和伊利-蒙脱石层间矿物组成<sup>[23]</sup>。表 1 给出了试验土的基本物理性质。图 1, 2 给出了该土的颗粒级配累计曲线及击实曲线。由图 2 可知, 下蜀土的最优含水率为 16.5%, 对应最大干密度为 1.70 g/cm<sup>3</sup>。根据美国 ASTM 协会的土体分类标准 (ASTM, 2011), 下蜀土可被划分为低液限黏土 (CL)。

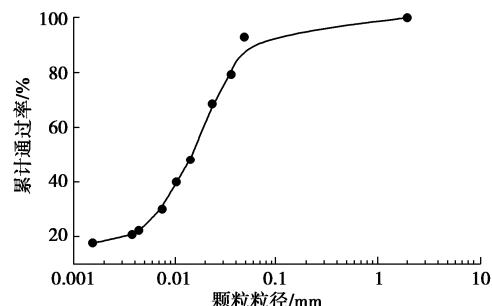


图 1 下蜀土颗粒级配累计曲线

Fig. 1 Cumulative grain-size distribution curve of Xiashu soil

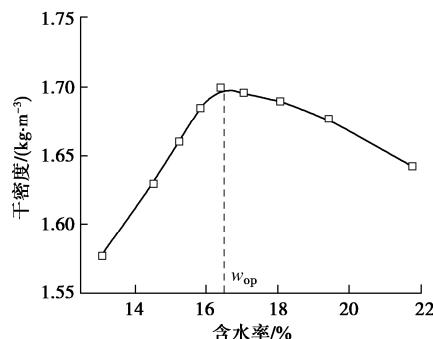


图 2 下蜀土击实曲线

Fig. 2 Compaction curve of Xiashu soil

### (2) 红外热成像仪

本研究使用的红外热成像仪型号为 FLIR-T620, 该仪器工作波段为  $7.8\sim14 \mu\text{m}$ , 相机分辨率  $640 \text{ pix} \times 480 \text{ pix}$ , 温度测量灵敏度可达  $\pm 0.04^\circ\text{C}$ , 精度可达  $\pm 0.1^\circ\text{C}$ 。红外热成像技术的基本原理是物质温度在绝对零度 ( $-273.15^\circ\text{C}$ ) 以上时, 物质不断地向外辐射电磁波<sup>[24]</sup>。当物质温度发生变化, 电磁波的辐射强度与波长分布特性也会随之改变。波长介于  $2.0\sim1000.0 \mu\text{m}$  的电磁波被称为热红外线。在辐射过程中由于大气的阻隔, 仅在  $3\sim5 \mu\text{m}$  和  $8\sim12 \mu\text{m}$  两个波段的热红外线具有较好的穿透能力<sup>[25]</sup>。通过捕获这两个波段的热红外线, 并标定其辐射强度与物质温度之间的量化关系, 即可实现对目标物体温度的反演。

### 1.2 试样制备

将取回的土样风干粉碎, 过  $2 \text{ mm}$  筛, 以去除原状土体内的大颗粒杂质。过筛后的土样通过与蒸馏水混合并充分搅拌配制成含水率为 55% 和 65% 的两组泥浆样。随后, 在振动台上振动泥浆  $5 \text{ min}$ , 排除搅拌过程中其内部产生的气泡。利用薄膜将泥浆密封在容器中, 静置  $48 \text{ h}$ 。待泥浆沉积稳定后, 抽去表面清液。将配制好的泥浆样缓慢地倒入圆形铝盒后, 采用保鲜膜密封整个试样, 静置于试验环境内  $72 \text{ h}$ , 以保证试样初始温度与环境温度一致。考虑到试样尺度过大可能更容易受到外界环境及土结构非均质性的影响, 从而造成的土表局部蒸发不均匀, 因此本次试验使用的铝盒内径为  $4 \text{ cm}$ 。此外, 由于土体水分蒸发速率受到初始含水率和初始厚度等因素的影响<sup>[26]</sup>, 本次试验中共设计了 2 种不同初始含水率 (55%, 65%) 和 2 种不同初始厚度 ( $1 \text{ cm}$ ,  $2 \text{ cm}$ ) 的试样进行对比试验, 以研究不同土体性质条件下的蒸发特性。具体的试样参数如表 2 所示。

表 2 土样参数

Table 2 Parameters of samples

试样编号	初始含水率/%	直径/cm	厚度/cm
S1	65	4	1
S2	55	4	1
S3	55	4	2

### 1.3 试验方法

将试样表面密封材料揭去, 在铝盒侧壁及底部包裹隔热保鲜膜后, 置于温度  $31\pm1^\circ\text{C}$ , 湿度  $75\%\pm2\%$  的恒温室内干燥。通过试样正上方的红外热成像仪来记录土体蒸发过程中的表面温度变化, 试验装置示意图如图 3 所示。与此同时, 通过高精度电子天平 (精度  $\pm 0.005 \text{ g}$ ) 实时获取土体在蒸发过程中的质量变化, 从而计算各时刻土体对应的蒸发速率和含水率。为了排除自然光周期性变化造成的外辐射干扰, 本次试验在恒定光源下进行。

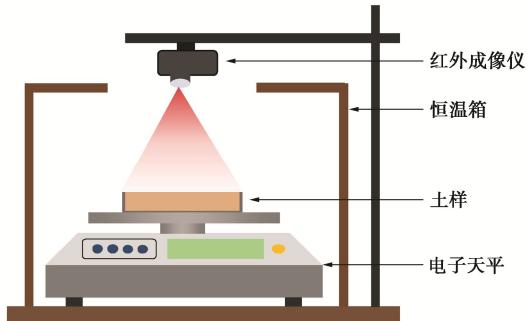


图 3 红外热成像综合试验装置

Fig. 3 Schematic drawing of experimental setup

## 2 结果与讨论

### 2.1 水分蒸发过程

在干燥环境下, 由于大气-土界面存在蒸汽压梯度, 当大气相对湿度低于土体的相对湿度时, 土体内的液态孔隙水不断汽化向外逸出, 即土体水分蒸发。土体的质量也随之逐渐减小。图 4 给出了不同初始含水率和不同初始厚度试样的蒸发速率随干燥时间的变化。可以发现, 试样在不同的初始含水率和厚度条件下, 蒸发速率变化的总体趋势一致, 主要由 3 个阶段组成<sup>[27-29]</sup>:

(1) 常速率阶段: 该阶段试样水分蒸发速率较为稳定, 数值上趋于某一常数。例如试样 S1 (含水率 65%, 厚度  $1 \text{ cm}$ ) 在该阶段的蒸发速率大约为  $0.14 \text{ mm/h}$ 。这一现象的原因在于, 该阶段土体处于饱和或接近饱和状态, 土体内部有充足的水分供给蒸发的需要, 大气-土界面的蒸汽压差基本保持恒定。此时的土体蒸发主要受环境因素主导 (如风速、温湿度、能量供给等)<sup>[30]</sup>。

(2) 减速率阶段: 该阶段试样的蒸发速率随着干燥时间而逐渐减小。这是因为随着干燥的持续进行, 土颗粒间的孔隙水不断减少产生毛细作用, 诱导粒间吸力的形成。已有学者发现在土体由常速率蒸发阶段过渡到减速率阶段的过程中, 土体状态从饱和转化为非饱和状态<sup>[31]</sup>。在非饱和状态下, 土体内部吸力随着含水率的减小而显著上升<sup>[32-34]</sup>。吸力能抑制孔隙水的迁移, 是土体持水能力的体现。吸力越大, 土体持水能力越强<sup>[35]</sup>。并且, 土体内部吸力的增加, 孔隙中的相对湿度降低, 会导致大气-土界面上的蒸汽压梯度减小, 从而减弱了土体水分蒸发的驱动力<sup>[30]</sup>。因此, 在土体蒸发经过常速率阶段以后, 由于吸力的形成与发展, 蒸发速率逐渐降低。此外, 随着土体含水率或饱和度的下降, 土体发生收缩变形, 孔径及渗透系数减小, 孔隙水由连续向非连续过渡, 水分迁移由液相传输逐渐向气相扩散转变, 这些也是导致蒸发速率减小

的重要原因。

(3) 残余阶段: 该阶段试样的蒸发速率逐渐趋近为零。主要原因在于该阶段土体孔隙水含量很低, 孔隙水的赋存状态以结合水为主, 高吸力使得土体具备较高的持水能力<sup>[36-37]</sup>。并且, 大气-土界面之间的蒸汽压接近相等, 导致缺少足够的驱动力或能量使土体孔隙水汽化<sup>[30]</sup>。因此, 该阶段土体内水分变化较小<sup>[38]</sup>。

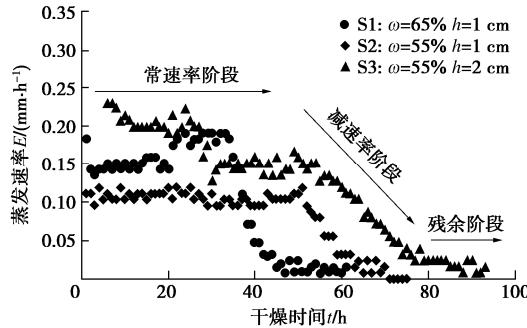


图 4 试样在干燥过程中蒸发速率随时间的变化

Fig. 4 Changes in evaporation rate of soil samples during desiccation

此外, 通过对不同初始条件下的试样蒸发速率曲线进行对比, 可发现在相同初始厚度, 不同初始含水率条件下 (S1 和 S2), 初始含水率越高, 试样在常速率阶段的蒸发速率越大。这是因为初始含水率较高的土样可供蒸发的水量多, 孔径相对较大, 对应的持水能力较弱。此外, 相同初始含水率条件下, 试样厚度越厚, 常速率阶段蒸发速率越高。部分学者针对土体厚度对其蒸发的影响也开展了一系列试验, 发现厚度对常速率阶段蒸发速率大小的影响不是很明显<sup>[27]</sup>。这与本文所得现象有所不同, 其原因可能在于本次试验

中 S1 和 S2 的初始厚度 (1 cm) 略低于容器壁高度, 容器壁阻碍了由试样蒸发产生的蒸汽在其表面的流动。因此, 土体表面的相对湿度较高, 导致大气-土界面之间的蒸汽压梯度相比于 S3 偏小, 水分蒸发受到一定抑制。

## 2.2 温度变化过程

图 5 给出了土样表面温度场随时间的变化过程。可以看出, 在蒸发初期 (对应常速率阶段) (图 5 (a), (b), (e), (f), (i) ~ (j)), 土表温度随时间的变化幅度不大。随着蒸发的持续进行, 土表温度逐渐升高。蒸发结束后, 试样的表面温度与环境温度趋于一致。由于试验土样表面积较小, 不同时刻下土表温度场分布均匀 (图 5)。因此, 取土表温度的平均值与环境温度之间的差值与蒸发时间建立关系, 可以得到大气与土界面上的温度差随干燥时间的变化曲线, 如图 6 所示。从图 6 可发现, 界面温差与蒸发速率随时间的变化趋势具有很好的一致性, 各阶段转折点所对应的时间点基本相同, 这说明土表温度的变化能同步响应其蒸发过程。出现这种现象的原因在于, 土体水分蒸发是一个吸热过程, 蒸发强度越大, 土表的释热作用越剧烈, 相应的表面温度也越低。对于蒸发速率演化的三阶段, 在干燥过程中土体表面温度的变化也可大致分为 3 个阶段:

(1) 恒定低温阶段: 对应于蒸发的常速率阶段。该阶段土体内部的液相自由水含量较高, 外界辐射和热传递提供的能量几乎全部传递给土体内的液相, 引起液相的熵增。当熵增至某一阈值以后, 液相自由水发生相变转化为气相水蒸气, 即土体水分蒸发。由于

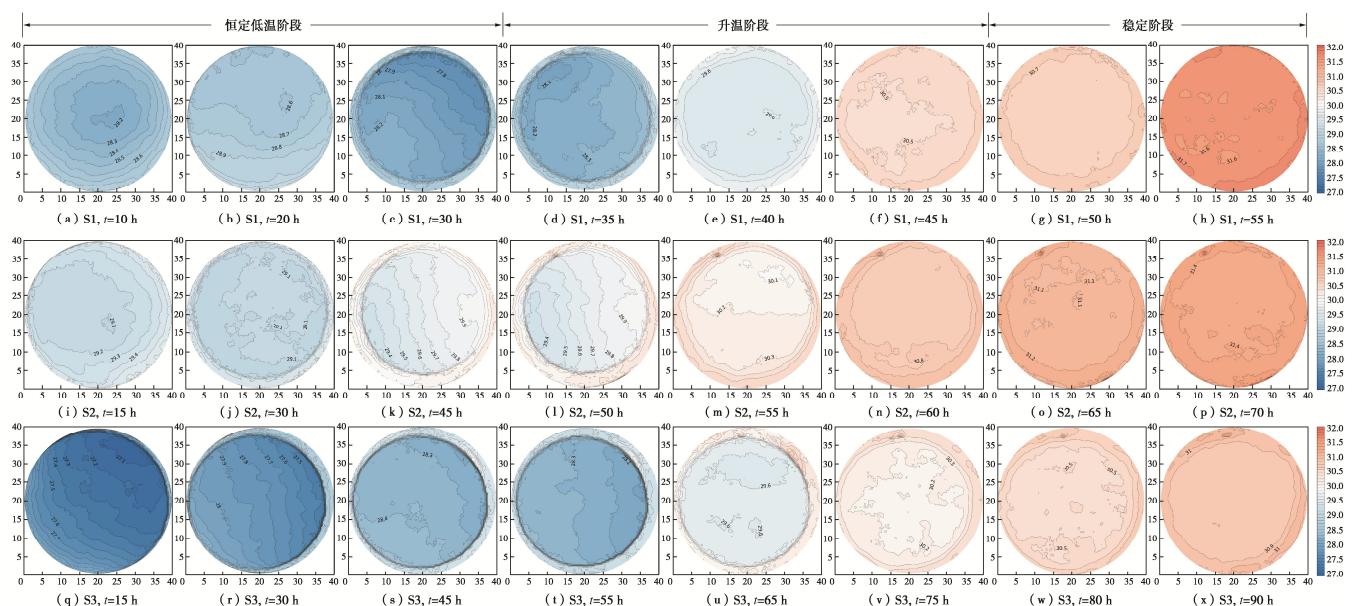


图 5 不同土性试样在干燥过程中的表面温度场随时间的变化

Fig. 5 Changes in surface temperature field of soil samples during desiccation

液相水在相变过程中引起了其内部热能的损耗, 导致土体内液相与固相之间的热力学平衡被打破, 两者之间形成热力梯度, 固相不断向液相提供能量。这使得土体固相的热量减少, 土体温度下降, 土/气界面温差较大。并且, 伴随着恒定的蒸发速率, 上述环境以及土体液相和固相之间的热传递较为稳定。作为结果, 土体在该阶段保持着恒定低温。

(2) 升温阶段: 对应于蒸发的减速率阶段。由于前期蒸发导致土体内的自由水逐渐减少, 结合水的占比逐渐上升。结合水在分子间范德华力, 偶极力等引力的作用下, 与土颗粒之间紧密贴合, 并具有一定的固相性质。相比较与自由水, 结合水的物质混乱度和熵值较低, 因此激发结合水发生相变, 即转化为气相所需的能量越高。这解释了随着结合水在土体内的占比逐渐升高, 在外界环境热辐射一定的条件下, 土体蒸发速率逐渐降低的原因。蒸发速率降低意味着单位时间内蒸发的水量及消耗的热量降低。此外, 随着自由水的减小, 结合水以及固相土颗粒与外界环境的接触面积增大。土/气间环境-液相(自由水)的热交换逐渐转化为环境-固相(结合水与土颗粒)的热交换。因此, 该阶段土表温度的逐步上升。

(3) 稳定阶段: 对应于蒸发的残余阶段。该阶段蒸发速率趋近于0, 环境与土体的热交换趋于稳定, 达到热力学平衡, 因此土体温度与环境温度趋于一致, 不再发生变化。

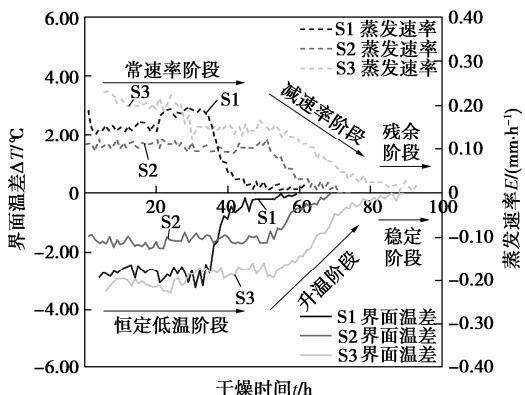


图6 试样在干燥过程中的界面温差随时间的变化

Fig. 6 Changes in temperature difference between soil surface and atmosphere during desiccation

### 2.3 蒸发速率与温度的理论关系

土体蒸发过程中, 土/气间能量交互服从能量守恒定理。如果假定大气横向对流的影响可忽略不计, 可采用能量平衡模型估算土体水分的蒸发量<sup>[39-40]</sup>:

$$L_e E = R_n - G - H \quad (1)$$

式中  $L_e$  为土水蒸发潜热(水由液相转化为气相吸收的热量) ( $J/kg$ );  $E$  为蒸发速率 ( $mm/d$ );  $R_n$  为地表

净辐射通量(环境提供的热量) ( $J/m^2/s$ );  $G$  为土体热通量(土体吸收的热量) ( $J/m^2/s$ );  $H$  为感热通量(传导及散射到大气中的热量) ( $J/m^2/s$ )。对于蒸发速率而言, 水分蒸发为正, 水汽凝结为负; 对地表净辐射而言, 入射为正, 散射为负; 对土体热通量而言, 能量引起土体温度上升为正, 下降为负; 对感热通量而言, 能量用于加热空气为正, 空气冷却失去能量为负。地表净辐射量  $R_n$  由入射的太阳短波辐射、大气散射和出射的地面反射、地面长波辐射共同组成, 如图7所示。

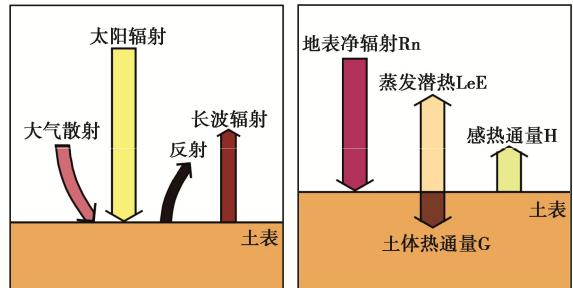


图7 水分蒸发过程中土体表面辐射平衡示意图<sup>[42]</sup>

Fig. 7 Diagram of radiation balance on soil surface during Evaporation<sup>[42]</sup>

当忽略大气散射的影响,  $R_n$  可表示为<sup>[41-42]</sup>

$$R_n = (1 - \alpha)R_s - \Delta R_l \quad (2)$$

式中,  $R_s$  为太阳短波辐射量,  $\alpha$  为土体反照率,  $\Delta R_l$  为地表长波辐射量。感热通量  $H$  可表示为<sup>[39, 43]</sup>

$$H = \rho C_p h (T_s - T_a) = \rho C_p \frac{T_s - T_a}{r_a} \quad (3)$$

式中,  $\rho$  为空气密度,  $C_p$  为空气的定压比热容,  $h$  为空气的乱流导温率,  $r_a$  为空气的单位热阻, 其值与  $h$  互为倒数,  $T_s$  为土体表面温度,  $T_a$  为参考高度处的空气温度。

Tanner 等<sup>[44]</sup>对式(1)~(3)进行了整理, 提出了用于估算蒸发速率的温差模型:

$$L_e E = (R_n - G) - \frac{\rho C_p}{r_a} (T_s - T_a) \quad (4)$$

Qiu 等在砂性土的水分蒸发试验中发现, 粗砂在干燥过程中的土体热通量  $G$  可近似为地表净辐射  $R_n$  的  $1/5$ , 即  $G = 0.2R_n$ <sup>[45]</sup>。鉴于黏性土在失水过程中的物理性质变化与砂性土具有一定差别, 对本次试验中下蜀土的热通量值, 可假设为:  $G = \gamma R_n$ 。式中的参数  $\gamma$  是一个与土性相关的常量。通过此假设, 式(4)可表示为

$$E = \frac{(1 - \gamma)R_n}{L_e} - \frac{\rho C_p}{r_a L_e} (T_s - T_a) \quad (5)$$

若蒸发过程中的环境温湿度和辐射强度(恒定光照)条件均保持恒定, 即  $\frac{\rho C_p}{L_e}$  的值为常量, 则式(5)可

进一步简化为

$$E = \alpha - \beta(T_s - T_a) = \alpha - \beta\Delta T \quad \text{。} \quad (6)$$

即在恒定光照或温湿度的环境中, 土体水分蒸发时大气与土表的蒸发速率  $E$  和界面温差  $\Delta T$  的变化将近似呈线性关系。式(6)中  $\alpha$  为与辐射强度和土性有关的常数,  $\beta$  为与空气单位热阻有关的常数。

为了证明上述理论关系式的准确性, 在图8中给出了本次试验中各组试样蒸发过程蒸发速率与土表温度的关系散点图。由图8可知, 试样的蒸发速率与界面温差间存在良好的对应关系, 且初始含水率与厚度的区别对其关系影响较小。对3组数据进行线性拟合, 得到本文研究的下蜀土的蒸发速率与界面温差之间的定量关系如下:

$$E = 0.0086 - 0.0578\Delta T \quad (R^2 = 0.94) \quad (7)$$

式(7)的确定系数  $R^2$  值为 0.94, 可见该拟合优度较高, 蒸发速率与界面温差之间存在较好的线性关系, 这与理论公式得出的结论相吻合, 即在恒定的环境温度条件下, 土表界面温差与蒸发速率的变化线性相关。

上述试验现象和理论关系表明, 土表温度的变化可以很好地响应土体水分蒸发过程, 可以利用土表温度数据直接反演量化土体水分蒸发速率。因此, 土表温度可以作为一种量化参数指示土体的蒸发特性。本文提出的基于红外热成像技术研究土体蒸发特性是可行的, 后期需要围绕该技术及土体蒸发问题开展更系统和细致的研究。

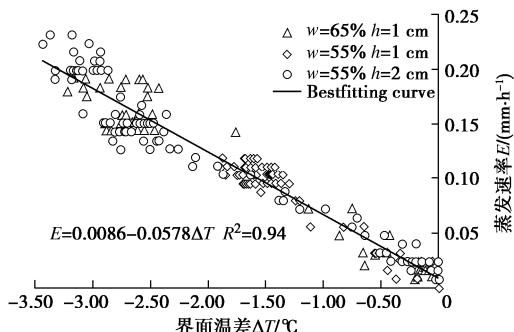


图 8 土/气界面温差 - 速率关系拟合图线

Fig. 8 Fitting curves of temperature difference and evaporation rate

### 3 结 论

通过开展一系列室内干燥试验, 基于红外热成像技术研究了土体在蒸发过程中的蒸发速率和表面温度的演化规律, 并探讨了两者之间的内在联系, 得到以下主要结论:

(1) 对于初始饱和的土体, 水分蒸发速率随干燥时间呈现 3 个典型阶段, 即常速率阶段、减速率阶段和残余阶段。其阶段性变化主要与干燥过程中土的持

水能力、孔隙水的赋存状态及传输特征有关。

(2) 土体蒸发过程中, 土体表面的温度变化也呈现 3 个典型阶段, 即恒定低温阶段、升温阶段和稳定阶段, 且与蒸发阶段一一对应。这主要与水分蒸发过程中的热能消耗及热能在不同介质中的传递效应有关。

(3) 在恒定的环境温湿度或辐射强度(光照)条件下, 蒸发速率  $E$  和土体表面与大气的温差  $\Delta T$  之间具有线性关系:  $E = \alpha - \beta\Delta T$ , 式中的常参数  $\alpha$  与的外界辐射强度和土体自身性质有关,  $\beta$  与空气单位热阻有关。对于同一种土, 土层厚度和初始含水率对参数  $\alpha$  和  $\beta$  取值没有明显影响。

本文研究成果表明, 利用红外热成像技术开展土体蒸发特性研究是可行的。该技术具有便捷和无损的优点, 能够快速、精确且实时地获取土体干燥条件下表面温度场的变化特征, 进而可以反演量化土体的蒸发过程, 评价土体的干湿状态。此外, 本次试验成果也为未来开展原位土体在气候作用下蒸发/水分场的时空演化特征研究提供了新的技术思路。

### 参 考 文 献:

- [1] SAITO H, SIMUNEK J, MOHANTY B P. Numerical analysis of coupled water, vapor, and heat transport in the vadose zone[J]. Vadose Zone Journal, 2006, 5(2): 784 – 800.
- [2] XUE Z, AKAE T. Maximum surface temperature model to evaluate evaporation from a saline soil in arid area[J]. Paddy and Water Environment, 2012, 10(2): 153 – 159.
- [3] WILSON G W, FREDLUND D G, BARBOUR S L. Coupled soil-atmosphere modelling for soil evaporation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1994, 31(2): 151 – 161.
- [4] WILSON G W, FREDLUND D G, BARBOUR S L. The prediction of evaporative fluxes from unsaturated soil surfaces[J]. Unsaturated Soils, 1995: 423 – 429.
- [5] YANG M D, YANFUL E K. Water balance during evaporation and drainage in cover soils under different water table conditions[J]. Advances in Environmental Research, 2002, 6(4): 505 – 521.
- [6] YANFUL E K, MOUSAVI S M, YANG M. Modeling and measurement of evaporation in moisture-retaining soil covers[J]. Advances in Environmental Research, 2003, 7(4): 783 – 801.
- [7] CUI Y J, LU Y F, DELAGE P, et al. Field simulation of in situ water content and temperature changes due to ground-atmospheric interactions[J]. Géotechnique, 2005, 55(7): 557 – 567.

- [8] CUI Y J, GAO Y B, FERBER V. Simulating the water content and temperature changes in an experimental embankment using meteorological data[J]. *Engineering Geology*, 2010, **114**(3/4): 456 – 471.
- [9] TANG C S, WANG D Y, SHI B, et al. Effect of wetting-drying cycles on profile mechanical behavior of soils with different initial conditions[J]. *Catena*, 2016, **139**: 105 – 116.
- [10] 腾继东, 单 锋, 张 升, 等. 考虑风速影响的土表蒸发计算方法[J]. *岩土工程学报*, 2018, **40**(1): 100 – 107. (TENG Ji-dong, SHAN Feng, ZHANG Sheng, et al. New method for calculating soil surface evaporation considering effect of wind speed[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, **40**(1): 100 – 107. (in Chinese))
- [11] 陈建斌, 孔令伟, 赵艳林, 等. 非饱和土的蒸发效应与影响因素分析[J]. *岩土力学*, 2007, **28**(1): 36 – 40. (CHEN Jian-bin, KONG Ling-wei, ZHAO Yan-lin, et al. Evaporation effect in unsaturated soil and its influential factors[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, **28**(1): 36 – 40. (in Chinese))
- [12] 陈建斌, 孔令伟, 赵艳林, 等. 蒸发蒸腾作用下非饱和土的吸力和变形影响因素分析[J]. *岩土力学*, 2007, **28**(9): 1767 – 1772. (CHEN Jian-bin, KONG Ling-wei, ZHAO Yan-lin, et al. On influence factors of suction and deformation of unsaturated soil under evaporation and transpiration effect[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, **28**(9): 1767 – 1772. (in Chinese))
- [13] SINGH V P, XU C Y. Evaluation and generalization of 13 mass-transfer equations for determining free water evaporation[J]. *Hydrological Processes*, 1997, **11**(3): 311 – 323.
- [14] KONDO J, SAIGUSA N, SATO T. A parameterization of evaporation from bare soil surfaces[J]. *Journal of Applied Meteorology*, 1990, **29**(5): 385 – 389.
- [15] KONDO J, SAIGUSA N, SATO T. A model and experimental study of evaporation from bare-soil surfaces[J]. *Journal of Applied Meteorology*, 1992, **31**(3): 304 – 312.
- [16] BENSON C, ABICHOU T, ALBRIGHT W, et al. Field evaluation of alternative earthen final covers[J]. *International Journal of Phytoremediation*, 2001, **3**(1): 105 – 127.
- [17] 宋卫康, 丁文其, 崔玉军. 恒定大气条件下砂土蒸发机制的模型试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2014, **33**(2): 405 – 412. (SONG Wei-kang, DING Wen-qi, CUI Yu-jun. Model test study of evaporation mechanism of sand under constant atmospheric condition[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2014, **33**(2): 405 – 412. (in Chinese))
- [18] TAROZZI L, MUSCIO A, TARTARINI P. Experimental tests of dropwise cooling in infrared-transparent media[J]. *Experimental Thermal and Fluid Science*, 2007, **31**(8): 57 – 865.
- [19] WULSTEN E, LEE G. Surface temperature of acoustically levitated water microdroplets measured using infrared thermography[J]. *Chemical Engineering Science*, 2008, **63**(22): 5420 – 5424.
- [20] 吴 贤, 高 祥, 赵 奎, 等. 岩石破裂过程中红外温度场瞬时变化异常探究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2016, **35**(8): 1578 – 1594. (WU Xian, GAO Xiang, ZHAO Kui, et al. Abnormality of transient infrared temperature field(ITF) in the process of rock failure[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2016, **35**(8): 1578 – 1594. (in Chinese))
- [21] 袁宗征, 刘 苗, 王双超, 等. 红外探测技术在大坪山隧道岩溶预报中的应用[J]. *公路*, 2015, **5**(5): 242 – 245. (YUAN Zong-zheng, LIU Miao, WANG Shuang-chao, et al. Application of infrared detection technology in Karst prediction of Dapingshan tunnel[J]. *Highway*, 2015, **5**(5): 242 – 245. (in Chinese))
- [22] 李 明. 热红外遥感在福建滨海地热调查中的应用研究[J]. *福建地质*, 2015, **4**: 312 – 318. (LI Ming. Application of thermal infrared remote sensing in coastal geothermal survey of Fujian Province[J]. *Geology of Fujian*, 2015, **4**: 312 – 318. (in Chinese))
- [23] LIU J G, LV M K. The engineering geological properties of Xiashu loess in Nanjing. *Investigation*[J]. *Science Technology*, 1996, **6**: 36 – 38.
- [24] FABIEN G, MICKAEL A, KHELLIL S. Infrared thermography investigation of an evaporating sessile water droplet on heated substrates[J]. *Langmuir*, 2010, **26**(7): 4576 – 4580.
- [25] TUCKERMANN R, BAUERECKER S, CAMMENGA H K, IR-thermography of evaporating acoustically levitated drops[J]. *International Journal of Thermophysics*, 2005, **26**(2): 1583 – 1594.
- [26] WANG W Z. Wind Tunnel Experiments on Bare Soil Evaporation[D]. Taiwan: National Central University, 2006.
- [27] MONTEITH J L, UNSWORTH M H. Principles of Environmental Physics[M]. 2nd ed. London: Edward Arnold, 1990.

- [28] AMANO E, SALVUCCI G D. Detection and use of three signatures of soil-limited evaporation[J]. *Remote Sensing of Environment*, 1999, **67**(1): 108 - 122.
- [29] QIU G Y, BEN-ASHER J. Experimental determination of soil evaporation stages with soil surface temperature[J]. *Soil Physics*, 2010, **74**(1): 13 - 22.
- [30] 唐朝生, 施斌, 顾凯. 土中水分的蒸发过程试验研究[J]. *工程地质学报*, 2011, **19**(6): 875 - 881. (TANG Chao-sheng, SHI Bin, GU Kai. Experimental investigation on evaporation process of water in soil during drying[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2011, **19**(6): 875 - 881. (in Chinese))
- [31] 唐朝生, 施斌. 干湿循环过程中膨胀土的胀缩变形特征[J]. *岩土工程学报*, 2011, **33**(9): 1376 - 1384. (TANG Chao-sheng, SHI Bin. Swelling and shrinkage behaviour of expansive soil during wetting-drying cycles[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2011, **33**(9): 1376 - 1384. (in Chinese))
- [32] BRONSWIJK J J B. Modeling of water balance, cracking and subsidence of clay soils[J]. *Journal of Hydrology*, 1988, **97**(3/4): 199 - 212.
- [33] PERON H, HUECKEL T, LALOUI L, et al. Fundamentals of desiccation cracking of fine-grained soils: experimental characterization and mechanisms identification[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2009, **46**(10): 1177 - 1201.
- [34] FREDLUND D G, RAHARDJO H. *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*[M]. New York: Wiley, 1993.
- [35] LU N, DONG Y. Correlation between soil-shrinkage curve and water-retention characteristics[J]. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, 2017, **143**(9): 0001741.
- [36] LU N, LIKOS W J. *Unsaturated Soil Mechanics*[M]. New York: J Wiley, 2004.
- [37] SCHERER G W. Theory of drying[J]. *Journal of the American Ceramic Society*, 2010, **73**(1): 3 - 14.
- [38] WILSON G W. *Soil Evaporative Fluxes for Geotechnical Engineering Problems*[D]. Saskatoon: University of Saskatchewan, 1990.
- [39] BLIGHT D E. Interactions between the atmosphere and the Earth[J]. *Géotechnique*, 1997, **47**(4): 715 - 767.
- [40] BRUTSAERT W. *Evaporation into the Atmosphere: Theory, History, and Applications*[M]. Dordrecht: D Reidel Publishing Company, 1988.
- [41] JENSEN M E, BURMAN R D, ALLEN, R G. *Evapotranspiration and irrigation water requirements*[C]// American Society of Civil Engineers. *Manuals and Reports on Engineering Practice*, 1990, New York: 25 - 41.
- [42] HILLEL D. *Introduction to Environmental Soil Physics*[M]. Amsterdam: Elsevier Academic Press, 2004.
- [43] QIU G Y, BEN-ASHER J, YANO T, et al. Estimation of soil evaporation using the differential temperature method[J]. *Soil Science Society of America Journal*, 1999, **63**(6): 1608 - 1614.
- [44] TANNER C B, FUCHS M. Evaporation from unsaturated surface: a generalize combination method[J]. *Journal of Geophysical Research Atmospheres*, 1968, **73**(4): 1299 - 1304.
- [45] QIU G Y, YANO T, MOMII K. An improved methodology to measure evaporation from bare soil based on comparison of surface temperature with a dry soil[J]. *Journal of Hydrology*, 1998, **210**(1/2/3/4): 93 - 105.

DOI: 10.11779/CJGE202104018

# 分舱板对海上风电复合筒型基础承载特性的影响研究

蔡正银<sup>1</sup>, 王清山<sup>\*1</sup>, 关云飞<sup>1</sup>, 韩迅<sup>1</sup>, 李文轩<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. 江苏道达海上风能工程科技有限公司, 江苏南通 226000)

**摘要:** 为了增强结构强度、浮运稳定性以及实现下沉过程的精细化调平, 复合筒型基础钢筒内须设置分舱板, 但目前有关分舱板对基础承载特性影响的研究尚不深入。以 6.45 MW 海上风机复合筒型基础为例, 基于有限元数值模拟, 研究了不同转动状态和不同结构尺寸下蜂窝状分舱板对复合筒型基础承载特性的影响, 并评价了分舱板形式、高度和厚度对基础承载力的影响效果。研究表明, 分舱板的存在可明显提高基础的承载力, 其作用随筒体转角的增大而增大; 筒体高径比为 0.33 时, 分舱板对基础承载力的提高效果最佳, 当筒体转角达到风机正常使用最大转角 0.5° 时, 基础承载力可提高 9.23%; 分舱板的存在不影响转动中心的运动规律, 但分舱板对转动中心竖向位置的影响明显大于水平位置。设计时应考虑分舱板对复合筒型基础承载力的提高作用, 并可以适当优化分舱板形式、高度以及厚度。

**关键词:** 分舱板; 海上风电; 复合筒型基础; 承载特性; 数值模拟

中图分类号: TU476 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)04-0751-09

作者简介: 蔡正银(1965—), 男, 江苏海安人, 教授级高级工程师, 博士生导师, 主要从事土与结构相互作用、土工模型试验方面的研究工作。E-mail: zyc@nhri.cn。

## Influences of bulkheads on bearing characteristics of composite bucket foundation of offshore wind turbines

CAI Zheng-yin<sup>1</sup>, WANG Qing-shan<sup>1</sup>, GUAN Yun-fei<sup>1</sup>, HAN Xun<sup>1</sup>, LI Wen-xuan<sup>2</sup>

(1. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. Offshore Wind Power Engineering Technology Limited Company of Jiangsu Daoda, Nantong 226000, China)

**Abstract:** In order to enhance the strength of the structures and the stability of the floating process and to realize the fine leveling of the sinking process, the bulkheads must be installed in the composite bucket foundation. However, the researches on the influences of bulkheads on the bearing characteristics of foundation are not in-depth. Taking the composite bucket foundation of 6.45 MW offshore wind turbine as an example, a series of FEM numerical simulations are conducted to study the influences of honeycomb bulkheads as well as bulkheads form, height and thickness on the bearing characteristics under different rotational states and structural dimensions. The results show that the bulkheads can obviously enhance the bearing capacity, and the enhancement effect increases with the increase of rotational angle. When the aspect ratio of bucket foundation is 0.33, the bulkheads have the best enhancement effect for bearing capacity. When the rotational angle reaches 0.5° which is the maximum rotational angle of offshore wind turbine in normal operation, the bearing capacity of the foundation can be increased by 9.23%. The bulkheads can not change the motion law of the rotation center, but the influences of bulkheads on the vertical position of rotation center are obviously greater than those on the horizontal position. The influences of bulkheads on the bearing capacity of composite bucket foundation should be considered in the design. In addition, the form, height and thickness of bulkheads can be optimized appropriately.

**Key words:** bulkhead; offshore wind turbine; composite bucket foundation; bearing characteristic; numerical simulation

## 0 引言

海上风能作为一种清洁的可再生能源, 成为缓解全球能源紧张形势的新方向, 发展海上风电也是中国能源结构转型的重要战略支撑。作为海上风机的重要组成部分, 目前常用的基础形式包括单桩基础、重力式基础、导管架基础和筒型基础等。其中筒型基础是

一种依靠自重和负压下沉的薄壁结构, 具有施工简便、工期短和造价低等优点, 具有广泛的应用前景<sup>[1]</sup>。

基金项目: 国家自然科学基金项目(51879167); 南京水利科学研究院基金项目(Y319006, Y317011, Y319012)

收稿日期: 2020-07-02

\*通信作者(E-mail: wangqingshan87@163.com)

鉴于筒型基础的诸多优点,针对中国近海风电场的风力条件和地质特点,一种便于海上快速施工建造、抗倾覆能力强、适用于多种地基土质的新型海上风电筒型基础-复合筒型基础被研发应用,如图 1 所示。复合筒型基础首先在陆上完成建造以及风机结构的组装,而后通过特制船舶浮运至沉降点,在自重和负压作用下完成下沉安装,可以实现“生产—组装—安装”的一体化,克服了海上风电基础面临的海上施工窗口期短和施工难度大等难题。



图 1 海上风电复合筒型基础

Fig. 1 Composite bucket foundation for offshore wind turbines

与海洋钻井平台、防波堤工程等使用的传统窄深型筒型基础不同,海上风电复合筒型基础是一种直径超大、入土相对较浅的宽浅型筒型基础,可以抵抗风机结构传递的巨大水平荷载和弯矩,基础高径比通常小于 0.5, 基础直径可达 40 m<sup>[2]</sup>。窄深型筒型基础主要依靠筒壁承载,而宽浅型筒型基础采用筒顶承载为主、筒壁为辅的联合承载模式<sup>[3]</sup>。刘润等<sup>[4]</sup>对比 H-M 空间破坏包络线,发现相同用钢量的宽浅型筒型基础比窄深型筒型基础具有更好的抵抗水平荷载和弯矩的能力。作为典型的宽浅型筒型基础,复合筒型基础由于直径大,在海上浮运和负压下沉过程中不易控制平衡,需要对钢筒进行分舱,实现对各隔舱的独立控制,分舱可以增强结构的强度、海上浮运的稳定性以及实现下沉过程的精细调平<sup>[5]</sup>。然而,由于蜂窝状分舱板的存在,使得筒土之间的相互作用变得更为复杂,设计时一般未充分考虑分舱板对基础承载力的作用。

承载特性是筒型基础研究的关键问题之一,国内外学者已通过数值模拟<sup>[6-8]</sup>、试验研究<sup>[9-11]</sup>和理论分析等<sup>[12-14]</sup>方法开展了大量研究工作,然而目前的研究仍以无分舱板的窄深型筒型基础为主。马鹏程等<sup>[2]</sup>、刘永刚等<sup>[15]</sup>、Ding 等<sup>[16]</sup>和 Wang 等<sup>[17]</sup>通过数值模拟、大比尺模型试验和离心模型试验研究了复合筒型基础的承载特性,结果表明复合筒型基础无论是形式还是受力模式,均与传统窄深型筒型基础不同。部分学者也针对筒型基础的分舱板进行了研究,乐从欢等<sup>[18]</sup>通过数值模拟分析了蜂窝状分舱板对混凝土筒型基础单向

承载力和破坏模式的影响,结果表明有、无分舱板两种筒型基础的破坏模式相似,蜂窝状分舱板的存在提高了筒型基础水平和弯矩极限承载力,同时降低了极限状态下水平位移和转角,练继建等<sup>[19]</sup>和 Sun 等<sup>[20]</sup>室内模型试验和数值模拟研究也得到相似的结论。肖忠等<sup>[21]</sup>基于数值模拟方法考虑软土地基的非均质性,研究了十字形分舱板对筒型基础各单向承载力和破坏机理的影响,并提出单向承载力简化计算公式。研究成果表明分舱板的存在可以对筒型基础承载力以及结构位移等产生影响。然而,现有的研究主要集中在分舱板对筒型基础单向极限承载力以及破坏模式的影响方面且研究成果较少,有关分舱板对复合筒型基础承载特性影响的研究尚不深入。

实际为保证风机的正常使用必须严格控制其运行过程的最大转角, DNV 规范<sup>[22]</sup>和国内设计规范<sup>[23]</sup>均规定风机正常运行期内基础转角不应超过 0.5°。本文通过建立不同尺寸的复合筒型基础三维有限元模型,研究不同转动状态下蜂窝状分舱板对该宽浅型筒型基础承载力、结构位移以及转动中心位置的影响,并进一步分析分舱板形式、高度和厚度对基础承载力的影响,为结构设计优化提供参考。

## 1 6.45 MW 海上风机复合筒型基础方案

### 1.1 结构尺寸

为了研究分舱板对复合筒型基础承载特性的影响,以江苏大丰海上风电场 6.45 MW 风机复合筒型基础为背景,并对筒型基础结构进行了概化,数值模拟复合筒型基础如图 2 所示。其中双曲面过渡段为钢筋混凝土结构,高 25 m, 壁厚 0.6 m。钢筋混凝土梁板结构总高 1.5 m, 直径 36 m, 由 6 根 1 m 宽主梁、12 根 0.5 m 宽次梁和 0.3 m 厚底板 3 部分组成。下部钢筒直径 36 m, 筒高 10 m, 外筒壁厚 25 mm; 12 块相同尺寸的分舱板将钢筒内部分成蜂窝状隔舱, 分舱板为高 10 m、厚 15 mm 的钢板; 钢筒筒盖为 6 mm 厚钢板, 主要为保证浮运和下沉过程筒体的气密性。

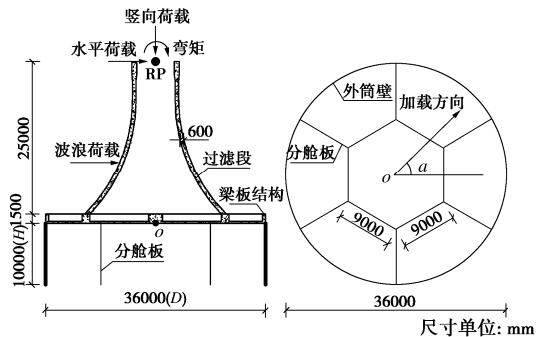


图 2 基础结构尺寸及加载示意图

Fig. 2 Schematic graph of foundation dimensions and loading

## 1.2 地基土层

风机机位处钻孔浅层 20 m 以上为淤泥质粉质黏土和粉质黏土, 无液化土层存在, 钻孔深度 40 m 以下以中密–密实的粉砂土为主。为了更好获得复合筒型基础的受力与变形特性, 本文模拟的地基土层取近海均质粉质黏土, 土层基本物理指标: 浮重度  $9.3 \text{ kN/m}^3$ , 有效黏聚力  $15.6 \text{ kPa}$ , 有效内摩擦角  $30.9^\circ$ , 静止侧压力系数 0.49。

## 2 三维有限元模型的建立

### 2.1 计算模型和网格划分

利用 ABAQUS 有限元软件建立 6.45 MW 海上风机复合筒型基础三维有限元模型。为了对比分舱板对不同尺寸复合筒型基础承载特性的影响, 分别建立了筒径  $D$  为 36 m, 筒高  $H$  为 8, 10, 12, 15, 18 m 的有分舱板和无分舱板复合筒型基础有限元模型, 所有模型的过渡段和梁板结构不变, 其中  $D$  为复合筒型基础下部钢筒的直径,  $H$  为钢筒的高度。模型的高径比  $H/D$  分别为 0.22, 0.28, 0.33, 0.42 和 0.5。

为了减小模型边界效应的影响, 所有模型地基直径均取  $5D$ , 深度方向均取  $3H$ 。网格划分采用筒体及周围土体网格较密, 离筒体较远土体网格疏松的原则。地基模型底部采用全约束, 侧面采用水平约束。有限元模型及网格划分如图 3 所示。

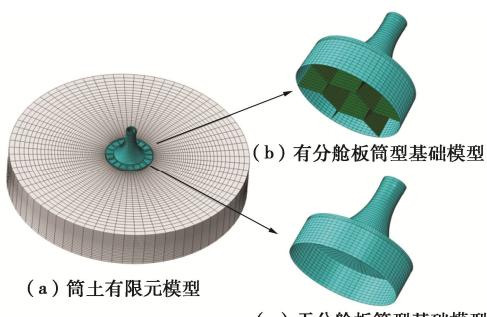


图 3 有限元模型及网格划分 ( $H/D=0.28$ )

Fig. 3 Finite element models and meshing ( $H/D=0.28$ )

### 2.2 材料属性和接触模拟

当筒体转角达到海上风机正常使用的最大转角  $0.5^\circ$  时, 地基尚未达到极限破坏状态, 因此研究不同转动状态下复合筒型基础承载性的关键在于正确描述地基土层的变形特性。目前筒型基础数值分析时地基常采用 Mohr–Coulomb 模型、D–P 模型等理想弹塑性本构模型, 这些模型主要适合分析结构整体稳定性等极限问题, 而要合理地分析复合筒型基础的变形特性显然是不合适的。本文采用“南水模型”反映土体非线性变形的特点, 该模型是双屈服面弹塑性本构模型, 能够很好描述土体的压硬性、剪胀性以及加载状

态等。本文重点分析水平静力荷载作用下分舱板对筒型基础承载性的影响, 不考虑循环荷载作用下地基土的应变软化。为了掌握地基土的变形特性, 进行了粉质黏土的三轴排水剪切试验, 整理试验数据得地基土南水模型参数如表 1 所示。

表 1 地基土南水模型参数

Table 1 NHRI model parameters of soil

土层	$c/\text{kPa}$	$\phi/(^\circ)$	$R_f$	$K$	$K_{ur}$	$n$	$c_d$	$n_d$	$R_d$
粉质	15.6	30.9	0.74	76.9	153.8	0.87	0.041	0.36	0.74
黏土									

钢筋混凝土过渡段、梁板结构以及钢筒均采用线弹性模型, 钢筋混凝土弹性模量取  $28 \text{ GPa}$ , 泊松比 0.167; 钢弹性模量取  $210 \text{ GPa}$ , 泊松比 0.3。考虑钢与土体相比弹性模量较大, 且数值模拟研究<sup>[24]</sup>和原位观测结果均表明复合筒型基础下部钢筒自身变形极微小, 因此本文数值模拟假设筒型基础整体为刚体。

过渡段与梁板、梁板与钢筒之间均采用绑定约束。而钢筒与地基、梁板侧面与地基均采用基于接触力学的接触本构模型。筒、土接触采用有限滑移, 法向硬接触, 接触压力假定不衰减。参考杨立功等<sup>[7]</sup>现场监测和离心试验结果以及 Feligha 等<sup>[25]</sup>钢土直剪试验结果, 数值模拟摩擦系数设为 0.2。此外, 本文数值模拟筒体单元与土体单元的接触行为设置为可分离模式。

### 2.3 模型荷载和加载方式

模拟采用复合加载模式, 在过渡段顶端中心设置加载参考点 RP。6.45 MW 风机传至 RP 点的竖向荷载为  $8050 \text{ kN}$ , 计算过程保持不变。作用在风机的极限风荷载等效至 RP 点, 包括水平荷载  $1780 \text{ kN}$  和弯矩  $170880 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。与实际波浪荷载等效的 50 a 一遇的集中荷载  $7950 \text{ kN}$ , 作用在泥面以上  $7.9 \text{ m}$  处的过渡段。风电场海域海流流速较小, 海流荷载相比风荷载和波浪荷载对基础承载力的影响可以忽略。假设所有荷载均作用在同一平面, 加载如图 2 所示。

设 50 a 一遇的波浪荷载和极限风荷载等效合力为  $P_{pp}$ , 在数值模拟时同步同比例施加波浪荷载和风荷载, 模型中实际加载  $P$ , 定义荷载水平为  $P/P_{pp}$ 。

### 2.4 数值模型的验证

为了验证本文有限元模型和土体南水模型的合理性, 以课题组开展的 3MW 海上风机复合筒型基础离心模型试验作为校核依据。

试验在南京水利科学研究院 60 g·t 土工离心机进行, 复合筒型基础原型筒径 30 m, 筒高 12 m, 过渡段高 20 m, 试验加速度  $100g$ , 模型按等效抗弯刚度原理设计。试验采取水平单调加载的方式, 地基土采用饱和均质黏土。建立与试验相同的三维有限元模型,

具体试验过程与土体南水模型参数见文献[24]。图 4 为离心模型试验和数值模拟荷载 - 转角结果的对比。由图可见, 两种方法的荷载 - 转角曲线具有相同的变化趋势, 吻合精度较高, 验证了本文数值模型和南水模型选择的合理性。

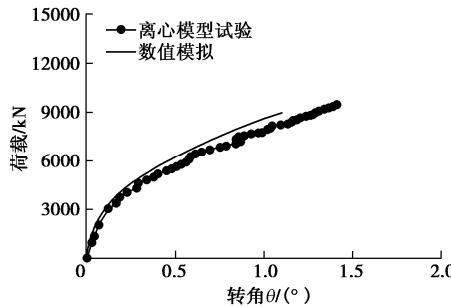


图 4 离心模型试验与数值模拟荷载 - 转角曲线对比

Fig. 4 Comparison of load-rotational angle curves between centrifugal model tests and numerical simulations

## 2.5 加载方向的确定

定义方向角  $\alpha$  为加载平面与基础剖面的水平夹角, 如图 2 所示。根据蜂窝状分舱板的结构特点, 分别取  $\alpha$  为  $0^\circ$ ,  $10^\circ$ ,  $20^\circ$  和  $30^\circ$  分析加载方向的影响。图 5 为不同  $\alpha$  时荷载水平 - 转角关系曲线, 结果表明复合筒型基础承载力基本不受加载方向的影响。故本文数值模拟时均以  $\alpha=0^\circ$  进行加载。

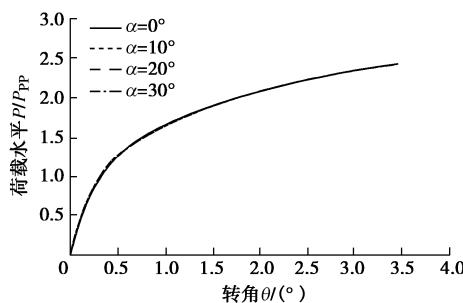


图 5 不同方向角下基础荷载水平 - 转角曲线

Fig. 5 Load level-rotational angle curves of foundations under different intersection angles

## 3 承载特性分析

### 3.1 分舱板对承载力影响

图 6 为筒径 36 m 时, 不同筒高下复合筒型基础的荷载水平 - 转角曲线。由图可见基础的荷载转角曲线均呈缓变型, 无明显的转折点。即分舱板的存在不会改变基础转角随荷载的变化趋势。并且随着筒高的增大, 筒土之间接触面积增大, 基础承载力均显著提高。

在加载初期, 基础转角较小, 地基土塑性变形不明显, 基础荷载水平 - 转角曲线近似线性变化, 且两

种筒型基础荷载转角曲线基本重合。随着荷载作用下转角逐渐增大, 基础荷载水平 - 转角曲线非线性变化明显, 且分舱板的作用越来越明显, 相同筒高时有分舱板的筒型基础承载力逐渐高于无分舱板筒型基础。

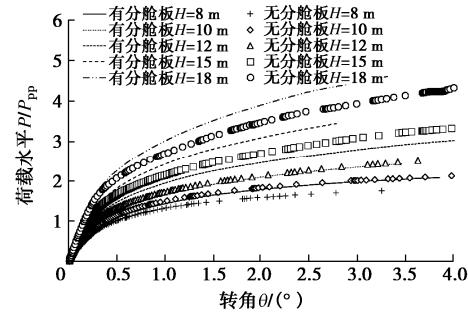


图 6 不同筒高下基础荷载水平 - 转角曲线

Fig. 6 Load level-rotational angle curves of foundations under different bucket heights

图 7 给出基础转角为  $0.5^\circ$  时, 筒高为 10 m 的复合筒型基础 (有分舱板) 位移计算结果。在水平荷载作用下, 基础发生较小的转动、平移和沉降, 加载后侧筒壁上部与土体脱离, 筒体底部与土体脱离; 加载前侧筒壁、分舱板及筒体底端均不同程度挤压土体。

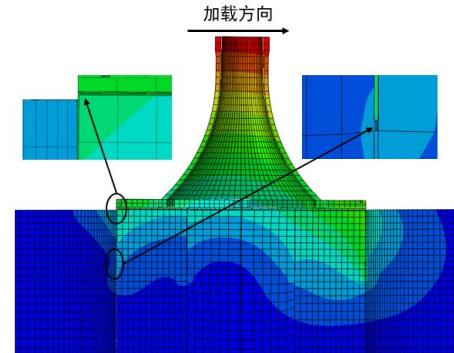


图 7 复合筒型基础位移计算结果( $H=10$  m)

Fig. 7 Results of displacement of composite bucket foundation ( $H=10$  m)

为了定量分析不同转角下蜂窝状分舱板对不同尺寸复合筒型基础承载力的作用, 将相同高度下有、无分舱板两种筒型基础的荷载水平之差定义为荷载水平增长量  $\Delta P/P_{pp}$ ,  $\Delta P/P_{pp}$  与其中无分舱板筒型基础之比定义为荷载水平增长率  $\delta$ 。 $\Delta P/P_{pp}$  和  $\delta$  随高径比  $H/D$  的变化如图 8, 9 所示。

由图 8 可知, 不同高径比  $H/D$  的复合筒型基础随着转角  $\theta$  增大,  $\Delta P/P_{pp}$  均不断增大。不同转角  $\theta$  下基础随  $H/D$  增大,  $\Delta P/P_{pp}$  也不断增大。即分舱板对基础承载力的提高随着高径比或转角的增大而增大。

由图 9 可知, 随着高径比  $H/D$  的增大, 虽然荷载水平增长量  $\Delta P/P_{pp}$  不断增大, 但荷载水平增长率  $\delta$  却呈先增后减的趋势, 并且当  $H/D=0.33$  时  $\delta$  达到最大

值。即复合筒型基础高径比为 0.33 时, 蜂窝状分舱板对基础承载力的提高效果最佳。

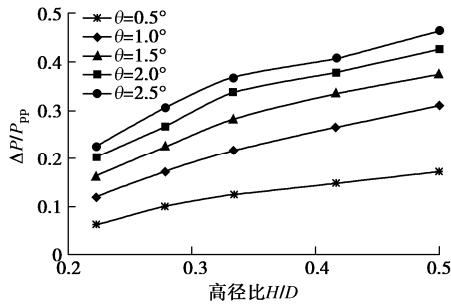


图 8  $\Delta P/P_{pp}$  随  $H/D$  的变化曲线( $D=36$  m)

Fig. 8 Variation of  $\Delta P/P_{pp}$  with  $H/D$  ( $D=36$  m)

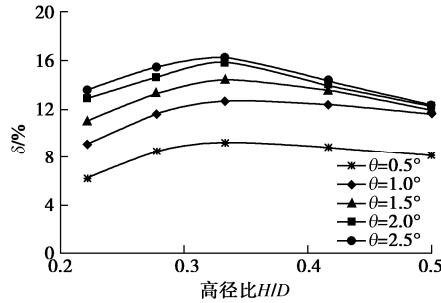


图 9  $\delta$  随  $H/D$  的变化曲线( $D=36$  m)

Fig. 9 Variation of  $\delta$  with  $H/D$  ( $D=36$  m)

此外,  $\delta$  随着  $\theta$  的增大也不断增大。当达到风机正常使用最大转角  $0.5^\circ$  时,  $\delta$  在  $H/D=0.23$  时达到最小值 6.24%,  $\delta$  在  $H/D=0.33$  时达到最大值 9.23%。若风机在使用期间遭遇超强台风、海啸等导致转角超过设计值, 对于  $H/D=0.33$  的筒型基础, 当  $\theta=2.5^\circ$  时, 分舱板对基础承载力的提高可达 16.17%。因此, 设计时应考虑分舱板对复合筒型基础承载力的贡献。

### 3.2 分舱板对结构位移影响

图 10, 11 分别给出了不同筒高下筒盖中心(图 2 中  $o$  点)的荷载水平与竖向位移、水平位移的关系曲线。其中, 竖向位移  $v$  向上为正, 水平位移  $u$  沿加载方向为正。

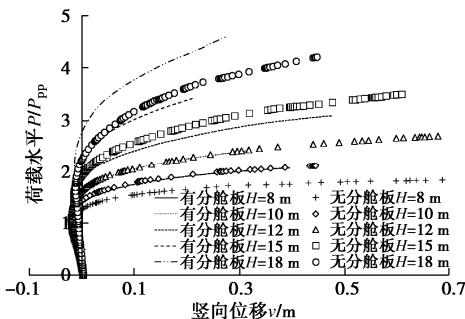


图 10 不同筒高下基础荷载水平 - 竖向位移曲线

Fig. 10 Load level-vertical displacement curves of foundations under different bucket heights

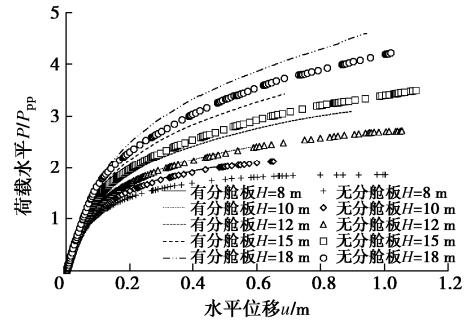


图 11 不同筒高下基础荷载水平 - 水平位移曲线

Fig. 11 Load level-horizontal displacement curves of foundations under different bucket heights

由图 10 可见, 数值模拟荷载位移曲线与练继建等<sup>[19]</sup>和李文轩<sup>[24]</sup>试验结果的变化趋势基本一致。此外, 由图 10 可见, 竖向位移  $v$  随着荷载的增大均呈先负后正, 即  $o$  点先发生较小的沉降后再向上移动, 并且相同筒高的基础荷载位移曲线逐渐发生分离。在相同的荷载水平下, 有蜂窝状分舱板筒型基础的竖向位移相对较小, 即分舱板的存在可以减小基础的竖向位移, 并且随着筒高的增大, 其作用越来越明显。

由图 11 可见, 分舱板的存在同样可以减小基础的水平位移。但分舱板对复合筒型基础竖向位移的影响明显大于对水平位移的影响。

### 3.3 分舱板对转动中心位置影响

转动中心位置的确定是分析筒型基础变形及稳定性问题的关键因素, 由转动中心和转角就可以完整描述基础整体的运动状态。筒型基础转动中心不仅与荷载水平有关, 还与土质状况、结构尺寸等因素有关。图 12, 13 给出了有、无分舱板两种筒型基础转动中心的变化规律。其中  $Z_0$  表示转动中心到筒盖底面的竖向距离;  $X_0$  表示转动中心到筒中心线的水平距离, 荷载方向水平向右, 以加载方向为正。

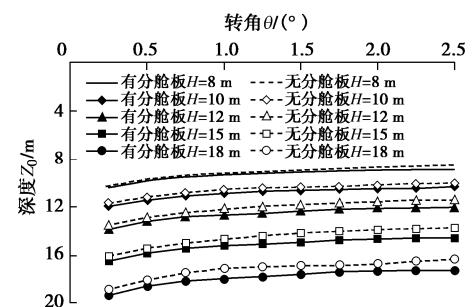


图 12 转动中心的竖向变化规律

Fig. 12 Vertical variation of rotation centers

由图 12, 13 可见, 有、无分舱板两种筒型基础的转动中心具有相同的运动规律, 均大致呈左下向右上移动, 即分舱板的存在没有改变筒型基础的运动轨迹。并且转动中心的位置在深度方向变化均较小, 而以水

平方向的变化为主。可见在荷载作用下，筒型基础除发生转动以外，还存在水平位移。此外，有分舱板筒型基础转动中心的水平位置几乎不受筒高的影响，无分舱板筒型基础转动中心的水平位置随筒高的增大略微向加载方向移动。

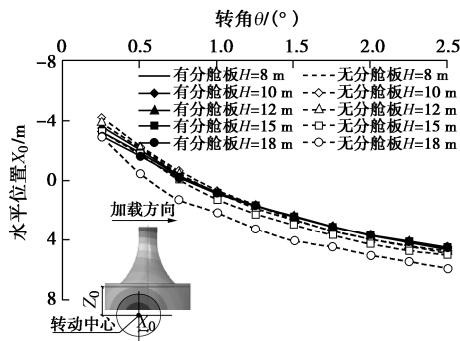


图 13 转动中心的水平向变化规律

Fig. 13 Horizontal variation of rotation centers

为了更清楚地表示转动中心的位置关系，对转动中心的位置做无量纲化处理。图 14, 15 为无量纲处理后基础转动中心的位置。

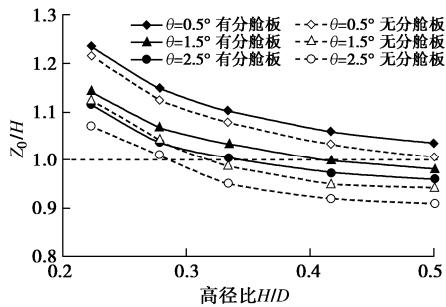


图 14 转动中心的竖向位置( $D=36\text{ m}$ )

Fig. 14 Vertical positions of rotation centers ( $D=36\text{ m}$ )

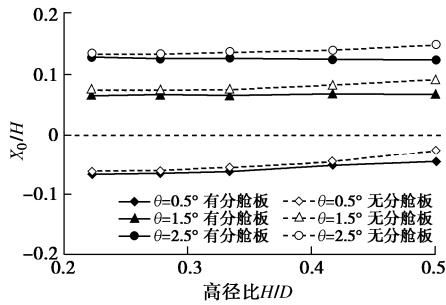


图 15 转动中心的水平位置( $D=36\text{ m}$ )

Fig. 15 Horizontal positions of rotation centers ( $D=36\text{ m}$ )

由图 14 可知，随着基础高径比  $H/D$  或转角  $\theta$  的增大，转动中心竖向位置  $Z_0/H$  均逐渐减小。在加载初期，转动中心均位于筒底以下，随着不断的加载， $H/D$  越大的筒型基础转动中心会越早的移动至筒深以内。此外，有分舱板筒型基础的转动中心竖向位置相对更低，且高径比越大，分舱板作用越明显。

与传统窄深型筒型基础承载能力极限分析时，转动中心位于筒深以内不同，如孙曦源等<sup>[6]</sup>数值模拟结果表明  $H/D=1$  的筒型基础转动中心深度为  $0.73H$ ，朱斌等<sup>[9]</sup>模型试验结果表明  $H/D=0.72$  的筒型基础转动中心在  $0.8H$  附近。而海上风机复合筒型基础设计是以转角控制，当  $\theta=0.5^\circ$  时， $H/D \leq 0.5$  的两种宽浅型筒型基础转动中心均位于筒底以下，且有蜂窝状分舱板的筒型基础转动中心竖向位置相对低 2% 左右。

由图 15 可知，相同转角时有分舱板筒型基础的转动中心水平位置略微偏左，并且随高径比  $H/D$  增大，有、无分舱板两种筒型基础转动中心水平间距有增大的趋势。但对比发现分舱板对筒型基础转动中心竖向位置的影响明显大于其对水平位置的影响。

此外，在加载初期，转动中心均位于筒中心线的左侧，随着荷载的增加，转动中心向加载方向移动。当  $\theta=0.5^\circ$  时，两种筒型基础转动中心水平位置  $X_0/D$  约为  $-0.05$ ，即此时转动中心靠近筒中心线。

#### 4 分舱板对承载力的影响因素分析

海上风电基础设计时需要控制转角，此外基础的失稳破坏主要是风、浪等荷载作用导致转角过大引起的。因此，通过荷载转角曲线评价基础的承载能力仍是复合筒型基础承载特性研究的重点。以图 2 所示 6.45 MW 海上风机复合筒型基础为数模原型，对可能的影响因素分舱板形式、高度和厚度进行分析。

##### 4.1 分舱板形式对承载力的影响

为分析分舱板形式对承载力的影响，将复合筒型基础隔舱改为 1 舱、2 舱、4 舱、5 舱（圆形）、5 舱（正四边形）、7 舱（圆形）和 7 舱（正六边形）共 7 种形式，如图 16 所示。其中括号内表示中间隔舱的形状。

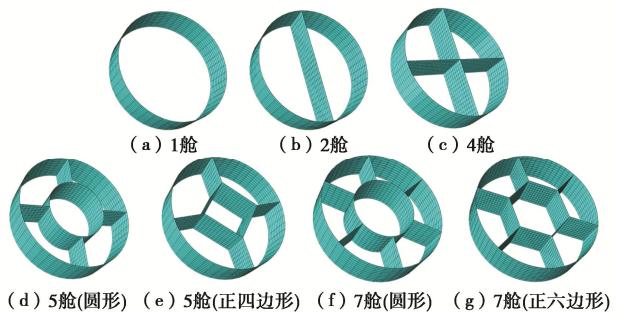


图 16 不同分舱板形式示意图

Fig. 16 Schematic graph of different bulkheads

图 17 给出了 7 种分舱板形式下基础转角随荷载水平的变化曲线。由图 17 可见，分舱板形式不影响荷载水平 - 转角曲线缓变的趋势。随着分舱板数量的增加，分舱板与土的接触面积增大，相应的基础承载力也增大。但同样的分舱板数量，中间隔舱为圆形相比中间

隔舱为正多边形的筒型基础承载力略大, 这主要是因为前者的分舱板与土接触面积相对更大。

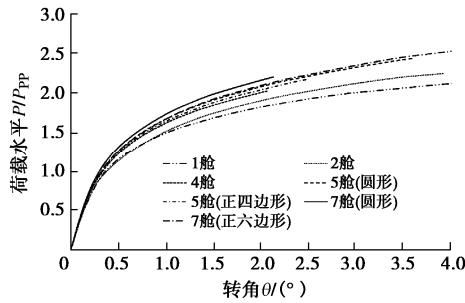


图 17 不同分舱板式下基础荷载水平 - 转角曲线

Fig. 17 Load level-rotational angle curves of foundations under different bulkhead forms

当  $\theta=0.5^\circ$  时, 7 舱(圆形)筒型基础与 7 舱(正六边形), 即蜂窝状分舱筒型基础相比, 虽然钢筒重量增加了 0.85%, 筒土接触面积增加了 1.14%, 但荷载水平却提高了 4.21%。因此从承载力角度考虑, 可使用 7 舱(圆形)分舱板优化 7 舱(正六边形)分舱板。

#### 4.2 分舱板高度对承载力的影响

图 18 为分舱板高度  $h$  分别为  $0, 0.3H, 0.5H, 0.7H, 0.9H$  和  $H$  时基础荷载水平 - 转角关系曲线。由图可见, 在相同的荷载水平下, 分舱板越高, 则筒体转角越小, 这是因为分舱板高度增大, 筒土接触面积增大, 则筒型基础抵抗转动的能力增强。

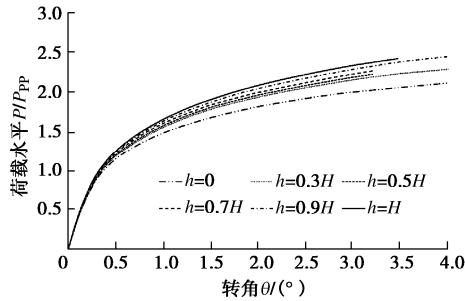


图 18 不同分舱板高度下基础荷载水平 - 转角曲线

Fig. 18 Load level-rotational angle curves of foundations under different bulkhead heights

分舱板高度的增加, 可以提高筒型基础的承载能力, 但不同分舱板高度筒型基础之间的荷载水平增长率却不尽相同。如转角由  $0.5^\circ$  增至  $2.5^\circ$  时, 分舱板高度  $h=0.5H$  的基础相比  $h=0.3H$  的基础, 荷载水平增长率仅由 1.28% 增至 1.39%, 而分舱板高度  $h=0.3H$  的基础相比无分舱板的基础, 荷载水平增长率却由 3.03% 增至 7.21%。此外, 分舱板高度的减小同样可以减小下沉过程阻力, 因此在满足结构强度和浮运要求的前提下, 可适当优化分舱板的高度。

#### 4.3 分舱板厚度对承载力的影响

为分析分舱板厚度对复合筒型基础承载力的影

响, 分别取分舱板厚度  $t$  为 0, 5, 10, 15 和 20 mm 进行数值分析。图 19 为 5 种不同分舱板厚度下筒型基础转角随荷载的变化曲线。

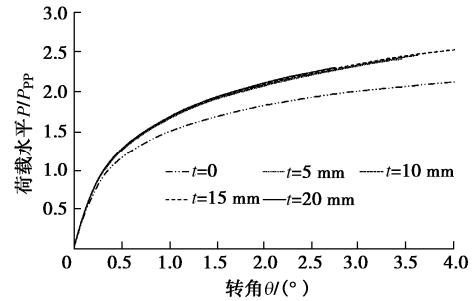


图 19 不同分舱板厚度下基础荷载水平 - 转角曲线

Fig. 19 Load level-rotational angle curves of foundations under different bulkhead thicknesses

由图 19 可见, 分舱板厚度为 5, 10, 15 和 20 mm 的筒型基础荷载水平 - 转角曲线几乎完全重合, 并且与无分舱板筒型基础荷载转角曲线发生明显分离。即分舱板的存在可以明显提高筒型基础的承载力, 并且转角越大, 分舱板对承载力的提高效果越明显。但是分舱板厚度的增大却对基础承载力的提高几乎不起作用, 表明筒型基础钢筒筒底分担荷载比例非常小。这是因为增加分舱板的厚度, 仅是略微增大筒底与土的接触面积, 然而有、无分舱板两种筒型基础承载力的差距并非是由筒底与土的接触面积决定, 主要是因为分舱板的存在分割了筒内土体, 增大了分舱板侧面与土的接触面积引起的。

复合筒型基础设计时, 在保证结构强度、浮运及下沉要求时, 同样可以减小分舱板的厚度以节约造价。

## 5 结 论

本文通过数值模拟研究了蜂窝状分舱板对复合筒型基础承载特性的影响, 并进一步分析了分舱板形式、高度和厚度对基础承载力的影响。主要结论如下:

(1) 分舱板的存在不会改变转角随荷载水平变化的趋势, 但可以明显提高基础的承载力, 并且转角越大, 分舱板作用越明显。当高径比  $H/D$  增大时, 荷载水平增长量  $\Delta P/P_{pp}$  不断增大, 但荷载水平增长率  $\delta$  却先增后减。当复合筒型基础转动达到设计最大转角  $0.5^\circ$  时,  $\delta$  在  $H/D$  为 0.23 时达到最小值 6.24%,  $\delta$  在  $H/D$  为 0.33 时达到最大值 9.23%, 建议筒型基础解析计算时增加系数  $\delta$  以考虑分舱板对基础承载力的提高。

(2) 蜂窝状分舱板的存在不影响复合筒型基础转动中心的运动规律, 但分舱板对转动中心竖向位置的影响明显大于对水平位置的影响。当转角为  $0.5^\circ$  时,

转动中心均位于筒底以下且靠近筒中心线上, 此时筒壁土压力均处于单一土压力状态。

(3) 分舱板数量的增加, 增大了筒土接触面积, 相应基础承载力也增大。同样的分舱板数量, 中间圆形隔舱比中间正多边形隔舱的基础承载力大。当转角为  $0.5^\circ$  时, 7 舱(圆形)筒型基础比蜂窝状分舱筒型基础重量仅增加 0.85%, 承载力却提高 4.21%, 设计时可使用 7 舱(圆形)分舱板优化蜂窝状分舱板。

(4) 分舱板厚度的改变对复合筒型基础承载力几乎没有影响, 设计时基础刚度在满足海上浮运和负压下沉过程稳定性时, 可以适当优化分舱板的厚度。

## 参考文献:

- [1] WANG X F, ZENG X W, LI J L, et al. A review on recent advancements of substructures for offshore wind turbines[J]. Energy Conversion and Management, 2018, **158**: 103 – 119.
- [2] 马鹏程, 刘润, 张浦阳, 等. 黏土中宽浅式筒型基础筒土协同承载模式研究[J]. 土木工程学报, 2019, **52**(4): 88 – 97. (MA Peng-cheng, LIU Run, ZHANG Pu-yang, et al. Bucket-soil cooperative bearing capacity analysis of shallow buried bucket foundation in clay[J]. China Civil Engineering Journal, 2019, **52**(4): 88 – 97. (in Chinese))
- [3] 丁红岩, 翟少华, 张浦阳. 海上风电大尺度顶承式筒型基础承载力特性有限元分析[J]. 工程力学, 2013, **30**(6): 124 – 132. (DING Hong-yan, ZHAI Shao-hua, ZHANG Pu-yang. Finite element analysis of bearing capacity behavior of cover-load-bearing large-scale bucket foundation for offshore wind turbines[J]. Engineering Mechanics, 2013, **30**(6): 124 – 132. (in Chinese))
- [4] 刘润, 王磊, 丁红岩, 等. 复合加载模式下不排水饱和软黏土中宽浅式筒型基础地基承载力包络线研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(1): 146 – 154. (LIU Run, WANG Lei, DING Hong-yan, et al. Failure envelopes of large-diameter shallow buried bucket foundation in undrained saturated soft clay under combined loading conditions[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(1): 146 – 154. (in Chinese))
- [5] ZHANG P Y, LIANG D S, DING H Y, et al. Floating state of a one-step integrated transportation vessel with two composite bucket foundations and offshore wind turbines[J]. Journal of Marine Science and Engineering, 2019, **7**, 263.
- [6] 孙曦源, 栾茂田, 唐小微. 饱和软黏土地基中桶形基础水平承载力研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(2): 667 – 672. (SUN Xi-yuan, LUAN Mao-tian, TANG Xiao-wei. Study of horizontal bearing capacity of bucket foundation on saturated soft clay ground[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(2): 667 – 672. (in Chinese))
- [7] 杨立功, 蔡正银, 徐志峰. 新型桶式基础防波堤桶体阻力分析[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(4): 747 – 754. (YANG Li-gong, CAI Zheng-yin, XU Zhi-feng. Numerical analysis of bucket resistance of new bucket foundation breakwater[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(4): 747 – 754. (in Chinese))
- [8] LIU M M, LIAN J J, YANG M. Experimental and numerical studies on lateral bearing capacity of bucket foundation in saturated sand[J]. Ocean Engineering, 2017(144): 14 – 20.
- [9] 朱斌, 应盼盼, 郭俊科, 等. 海上风电机组吸力式桶形基础承载力分析与设计[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 1): 443 – 450. (ZHU Bin, YING Pan-pan, GUO Jun-ke, et al. Analysis and design of bearing capacity of suction caisson foundations of offshore wind turbines[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S1): 443 – 450. (in Chinese))
- [10] 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.
- [11] 蒋敏敏, 蔡正银, 肖昭然, 等. 黏土中箱筒型基础防波堤静力失稳破坏模式和承载力研究[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(4): 642 – 649. (JIANG Min-min, CAI Zheng-yin, XIAO Zhao-ran, et al. Failure modes and bearing capacity of composite bucket foundation breakwater in clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(4): 642 – 649. (in Chinese))
- [12] 黎冰, 高玉峰, 沙成明, 等. 砂土中吸力式沉箱基础的最大承载力计算方法[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2012, **42**(6): 1201 – 1205. (LI Bing, GAO Yu-feng, SHA Cheng-ming, et al. Calculation method for maximum bearing capacity of suction caisson foundation in sand[J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2012, **42**(6): 1201 – 1205. (in Chinese))
- [13] 肖忠, 王元战, 及春宁. 基于极限平衡法的箱筒型基础防波堤稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(5): 828 – 833. (XIAO Zhong, WANG Yuan-zhan, JI Chun-ning. Stability analysis of bucket foundation breakwaters based on limit equilibrium method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(5): 828 – 833. (in Chinese))
- [14] BAGHERI P Y, SON S W, KIM J M. Investigation of the load-bearing capacity of suction caissons used for offshore

- wind turbines[J]. Applied Ocean Research, 2017, **67**: 148 - 161.
- [15] 刘永刚, 丁红岩, 张浦阳. 淤泥质黏土中复合筒型基础水平承载力试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(12): 2315 - 2321. (LIU Yong-gang, DING Hong-yan, ZHANG Pu-yang. Model tests on bearing capacity of composite bucket foundation in clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(12): 2315 - 2321. (in Chinese))
- [16] DING H Y, LIU Y G, ZHANG P Y, et al. Model tests on the bearing capacity of wide-shallow composite bucket foundations for offshore wind turbines in clay[J]. Ocean Engineering, 2015, **103**: 114 - 122.
- [17] WANG X F, YANG X, ZENG X W. Lateral response of improved suction bucket foundation for offshore wind turbine in centrifuge modelling[J]. Ocean Engineering, 2017(141): 295 - 307.
- [18] 乐丛欢, 丁红岩, 张浦阳. 分舱板对海上风机混凝土筒型基础承载模式的影响[J]. 工程力学, 2013, **30**(4): 429 - 434. (LE Cong-huan, DING Hong-yan, ZHANG Pu-yang. Influences of bulkheads on the bearing mode of concrete bucket foundation for offshore wind turbine[J]. Engineering Mechanics, 2013, **30**(4): 429 - 434 (in Chinese))
- [19] 练继建, 贺蔚, 吴慕丹, 等. 带分舱板海上风电筒型基础承载特性试验研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(10): 2746 - 2752. (LIAN Ji-jian, HE Wei, WU Mu-dan, et al. Experimental study of bearing characteristic of bucket foundation of offshore wind turbine with bulkheads[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(10): 2746 - 2752. (in Chinese))
- [20] SUN L Q, HUO Z L, YAN S W. Numerical studies on the working mechanism and bearing capacity of bucket foundations for offshore wind turbines[J]. Journal of Coastal Research, 2015, **73**: 478 - 482.
- [21] 肖忠, 葛博睿, 王元战, 等. 十字形内隔板对桶形基础各单向承载力和破坏模式的影响分析[J]. 岩土力学, 2017, **38**(11): 3136 - 3144. (XIAO Zhong, GE Bo-rui, WANG Yuan-zhan, et al. Influence of cruciform inner clapboards on uniaxial bearing capacity and failure mode of bucket foundation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(11): 3136 - 3144. (in Chinese))
- [22] Design of Offshore Wind Turbine Structures: DNV—OS—J101[S]. 2007.
- [23] 海上风电场工程风电机组基础设计规范: NB/T 10105—2018[S]. 2019. (Code for Design of Wind Turbine Generator System Foundations for Offshore Wind Power Projects: NB/T 10105—2018[S]. 2019. (in Chinese))
- [24] 李文轩. 海上风电复合筒型基础水平承载特性研究[D]. 南京: 南京水利科学研究院, 2018. (LI Wen-xuan. Horizontal Bearing Characteristics of Composite Bucket Foundation for Offshore Wind Turbine[D]. Nanjing: Nanjing Hydraulic Research Institute, 2018. (in Chinese))
- [25] FELIGHA M, HAMMOUD F, BELACHIA M, et al. Experimental investigation of frictional behavior between cohesive soils and solid materials using direct shear apparatus[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2016, **34**(2): 567 - 578.

DOI: 10.11779/CJGE202104019

# 土工格室条带拉伸力学特性试验研究

杨广庆<sup>1,2</sup>, 左政<sup>2,3</sup>, 刘英<sup>4</sup>, 王志杰<sup>1,2</sup>, 王贺<sup>1,2</sup>, 于凡<sup>1</sup>

(1. 石家庄铁道大学土木工程学院, 河北 石家庄 050043; 2. 石家庄铁道大学省部共建交通工程结构力学行为与系统安全国家重点实验室, 河北 石家庄 050043; 3. 石家庄铁道大学交通运输学院, 河北 石家庄 050043; 4. 交通运输部公路科学研究院, 北京 100088)

**摘要:** 土工格室作为一种新型三维立体加筋加固岩土材料, 通过约束土体侧向变形继而提升结构承载力, 减小变形。目前国内外对土工格室的研究主要集中在工程应用和加筋机理上, 对土工格室材料特别是条带本身的拉伸力学特性研究相对较少。通过对高密度聚乙烯 HDPE, 聚丙烯 PP 和聚酯 PET 3 种原料制成的土工格室条带进行单轴拉伸试验, 研究了试样形状 (I型-哑铃形、II型-矩形) 及试样尺寸 (II型-矩形、III型-矩形) 对土工格室条带强度和变形特性的影响, 并对土工格室条带的断裂处进行了微观分析。结果表明, HDPE、PP、PET 3 种土工格室条带的伸长率均对试样形状敏感, I型-哑铃形试样伸长率小于 II型-矩形试样。HDPE 土工格室条带的抗拉强度受试样形状、尺寸影响均较小。PP、PET 土工格室条带的抗拉强度受试样形状影响较大, I型-哑铃形抗拉强度小于 II型-矩形试样。HDPE 土工格室条带断裂面较粗糙, 有明显的塑性屈服变形。PP 土工格室条带断裂面微纤束排列整齐, 小微纤杂乱分布。PET 土工格室条带断裂面较平滑。试验结果可为土工格室加筋加固机理研究提供参考。

**关键词:** 土工格室条带; 拉伸试验; I型-哑铃形; II型-矩形; III型-矩形

**中图分类号:** TU472      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2021)04-0760-08

**作者简介:** 杨广庆(1971—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事土工合成材料性能与加筋土技术研究。E-mail: yangqq@stdu.edu.cn。

## Experimental investigations on tensile mechanical properties of geocell strips

YANG Guang-qing<sup>1,2</sup>, ZUO Zheng<sup>2,3</sup>, LIU Ying<sup>4</sup>, WANG Zhi-jie<sup>1,2</sup>, WANG He<sup>1,2</sup>, YU Fan<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China; 2. State Key Laboratory of Mechanical Behavior and System Safety of Traffic Engineering Structures, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China; 3. School of Traffic and Transportation, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China; 4. Research Institute of Highway, Ministry of Transport, Beijing 100088, China)

**Abstract:** The geocell is a new type of three-dimensional reinforced geotechnical material to restrain the lateral deformation of the soil to enhance the bearing capacity of structure and reduce its deformation. At present, the worldwide investigations on geocells are mainly focused on their engineering applications and reinforcement mechanism, while limited investigations are conducted on themselves, especially the tensile mechanical properties of the strips. The uniaxial tensile tests are conducted on the geocell strips made from high-density polyethylene (HDPE), polypropylene (PP) and polyester (PET). The effects of the shapes (Type I-dumbbell, Type II-rectangular) and sizes (Type II-rectangular, Type III-rectangular) of the specimens on the strength and deformation characteristics of geocell strips are studied, and the micro-analysis on the failure geocell strips is performed. It is determined that the elongation rates of the HDPE, PP and PET geocell strips are sensitive to the specimen shape. The elongation of Type I-dumbbell is smaller than that of Type II-rectangular. The shape and size of the specimens have some effects on the strength of the HDPE geocell strips. The strengths of PP and PET geocell strips are greatly affected by the specimen shape. The tensile strength of Type I-dumbbell is smaller than that of Type II-rectangular. The fractured surface of HDPE geocell has rough surface and obvious plastic yield deformation. The microfibril bundles on the fractured surface of the PP geocell are neatly arranged, and the microfibrils are randomly distributed. The fractured surface of PET geocell is smooth. The test results can provide reference for the study on reinforcement mechanism of the geocells.

**Key words:** geocell strip; tensile test; Type I-dumbbell;

Type II-rectangular; Type III-rectangular

基金项目: 国家自然科学基金项目(51378322, 51709175); 河北省博士研究生创新项目(CXZZBS2020145); 河北省高等学校科学技术研究项目(BJ2020045); 河北省自然科学基金项目(E2018210097)

收稿日期: 2020-06-29

## 0 引言

土工格室是以高分子聚合物为原材料, 经基材挤出或拉伸成型为条带, 通过焊接、铆接、插接、注塑等工艺在两个条带相交处构成结点, 展开后呈蜂窝状的立体网格加筋材料, 如图 1 所示。与平面加筋材料相比<sup>[1]</sup>, 土工格室通过条带与土体之间的表面摩擦力和包裹力对土体进行侧向约束, 进而提升结构承载力, 以及减小变形<sup>[2]</sup>被广泛应用于岩土工程建设中, 如地基处理<sup>[3]</sup>、边坡防护<sup>[4]</sup>和挡土墙<sup>[5]</sup>中。

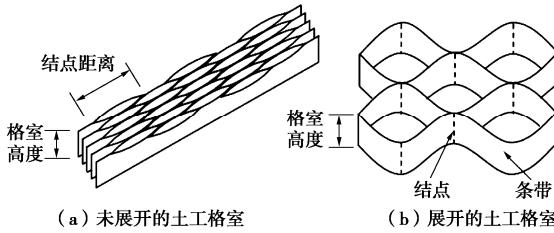


图 1 土工格室示意图

Fig. 1 Schematic of geocell reinforcement

刘蓓蓓等<sup>[6]</sup>对土工格室加筋公路路堤的效果进行了数值计算, 结果表明土工格室能有效提高路堤整体稳定性, 且结点间距越小、条带越高, 加筋效果越明显。彭艾鑫等<sup>[7]</sup>认为条带高度对加筋土强度的贡献远大于结点间距, 土工格室加筋可明显提高土体黏聚力, 而对内摩擦角的影响相对较小。赵明华等<sup>[8]</sup>认为土工格室筋土界面摩阻力会对荷载进行重分配。高昂等<sup>[9]</sup>认为土工格室能显著提高路堤承受循环荷载的能力和减小竖向累积沉降量。晏长根等<sup>[10]</sup>通过三轴试验表明土工格室加筋后具有应变强硬化特征, 且加筋效果明显优于土工格栅等平面加筋材料, 这与 Biabani<sup>[11]</sup>、赵明华等<sup>[11]</sup>的研究结果保持一致。上述研究主要集中在土工格室的工程应用、作用机理等方面, 少数学者对土工格室条带进行了研究, 并取得一些成果。

因为土工格室条带在土体中受力状态主要是环向受拉, 所以对土工格室条带力学特性的研究主要是通过拉伸试验。杨利<sup>[12]</sup>通过拉伸试验得出拉伸速率对 HDPE 土工格室条带的应力 - 应变关系、峰值强度等参数会产生不同程度的影响。李俊伟等<sup>[13]</sup>认为拉伸速率对 HDPE 土工格室条带抗拉强度影响较大。上述文献主要研究了拉伸速率对 HDPE 土工格室条带力学性能的影响, 而针对试样形状、试样尺寸对土工格室条带的强度及变形特性的研究较少。Liu 等<sup>[14]</sup>按照《Standard Test Method for Tensile Properties of Plastics》(ASTM D638—2014) 标准中推荐使用 I 型 - 哑铃形试样 (如图 2 (a) 所示), 对 HDPE 土工格室条带进行了拉伸试验。而国内标准中《土工合成材料

塑料土工格室》(GB/T 19274—2003)、《塑料 - 拉伸性能的测定》(GB/T 1040.3—2006) 推荐使用 II 型 - 矩形试样, 如图 2 (b) 所示, 由图 2 可知上述标准对试样的要求存在一定差异。

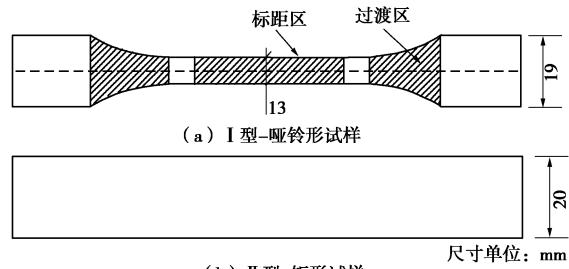


图 2 两种试样示意图

Fig. 2 Schematic of two kinds of specimens

此外, 生产土工格室条带的原材料, 除高密度聚乙烯 (HDPE) 外, 还有聚丙烯 (PP) 以及聚酯 (PET)。上述文献均以 HDPE 土工格室条带为研究对象, 而对 PP、PET 土工格室条带鲜有研究。另外, HDPE、PP、PET 3 种不同材质的土工格室条带由于其成型工艺不同 (HDPE 土工格室条带主要为挤出型, PP 和 PET 土工格室条带为拉伸型), 故对应宏观上条带的应力 - 应变模式也是不同的<sup>[13]</sup>, 因此需要进行深入研究。

基于以上分析, 本文在参考国内外试验标准的基础上, 选用由上述 3 种原材料制成的土工格室条带, 采用拉伸试验机进行单轴拉伸试验, 分别研究试样形状及尺寸对 3 种材料土工格室条带的强度及变形特性的影响, 并对断裂后的 3 种材料土工格室条带进行扫描电镜 SEM 微观分析。试验结果可为土工格室条带拉伸强度、整体强度及加筋加固机理的研究提供参考。

## 1 试验设备及材料

### 1.1 拉伸试验设备

拉伸试验采用 DW1210 土工合成材料电子强力试验机, 如图 3 所示。



图 3 DW1210 土工合成材料电子强力试验机

Fig. 3 DW1210 electronic strength tester for geosynthetics

试验过程中, 采用了平板式压缩夹具钳口, 并在平板间放置 PVC 条带, 以增加试样与平板间的摩擦力, 避免试样滑动或在钳口处发生破坏。

## 1.2 土工格室条带

选用由 HDPE、PP、PET 3 种原材料制成的土工格室条带进行拉伸试验。3 种材料的土工格室条带参数如表 1 所示。

表 1 土工格室条带参数

Table 1 Parameters of geocell strips

材料	生产 工艺	格室高度 <i>H/mm</i>	格室片厚 <i>T/mm</i>	结点距离 <i>A/mm</i>
HDPE	挤出型	50	1.1	400
PP	拉伸型	50	0.6	400
PET	拉伸型	50	0.6	400

## 1.3 试验方案

首先按照图 2 中 I 型—哑铃形和 II 型—矩形试样进行制样，每种试样制取数量不少于 5 个，拉伸速率为 50 mm/min。通过对 I 型—哑铃形和 II 型—矩形试样，研究试样形状对土工格室条带拉伸力学性能的影响。

由于两种试样宽度存在差异，为了更清晰地研究试样尺寸对土工格室条带拉伸力学性能的影响，根据《公路工程土工合成材料试验规程》(JTG E50—2006) 规定：窄条拉伸试验方法所用试样宽度为 50 mm。因此，在论文所用高度为 50 mm 的土工格室条带上直接进行裁剪即可得到宽度为 50 mm 的矩形试样。为与 II 型—矩形试样进行区分，将宽度为 50 mm 矩形试样命名为 III 型—矩形试样。需要注意 III 型—矩形试样除试样宽度与 II 型—矩形不同外，其余参数均与其相同，以减小其他因素对结果的影响。通过对 II 型—矩形试样与 III 型—矩形试样的抗拉强度、伸长率以及断裂模式，研究试样尺寸对土工格室条带拉伸力学性能的影响。

## 2 结果和讨论

### 2.1 HDPE 土工格室条带拉伸试验结果

HDPE 土工格室条带 3 种试样的拉伸曲线如图 4 所示。由图 4 可知，3 种试样的拉伸曲线变化趋势大致相同即在拉伸过程中均存在明显的屈服阶段，但也有一定的差异。其中，HDPE 土工格室条带 II 型—矩形试样和 III 型—矩形试样在拉伸过程中表现为初始阶段拉伸强度与伸长率基本呈线性关系，在达到峰值后出现屈服点，然后逐渐趋于平稳直至断裂。但 I 型—哑铃形试样在出现第一次拉伸屈服后又呈现出二次增长的趋势，即表现出明显的应变软化又硬化的特点。分析原因此种现象一方面与哑铃形的几何形状有关，另一方面也与 HDPE 土工格室条带的生产工艺有关。

一方面，哑铃形试样中间狭窄区域称为标距区，标距区以外圆弧部分称为过渡区，如图 2 所示。I 型—哑铃形试样在轴向力作用时，标距区首先达到材料的

屈服点，在拉伸曲线中表现为发生屈服。屈服点后进入应变软化，随着变形逐步扩展到过渡区，此时因过渡区圆弧横截面积较标距区大且复杂，即意味着欲使过渡区产生变形则需要提供更大的轴向拉力，因此在拉伸曲线上表现为二次增长即呈现出明显的应变硬化，但随着轴向拉力增长的同时，标距区所受的拉伸强度大于材料的许用强度，从而试样被拉断。

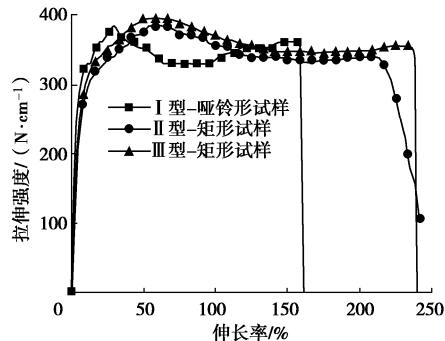


图 4 HDPE 条带 3 种试样的拉伸曲线

Fig. 4 Tensile curves of three specimens of HDPE geocell strips

另一方面，由于 HDPE 土工格室条带为挤出型，没有定向拉伸，分子链未发生变化，因此在拉伸试验中首先表现出 HDPE 应变软化的特性，但当晶态高聚物超过屈服点时，非晶区分子链发生运动并沿外力方向开始取向，从而使得分子间作用力增加。此时需增加轴向拉力，才能克服分子间的相互作用力。当轴向拉力增大后，对应的拉伸强度也相应增大，此时分子间开始发生相对位移，但达到一定位移时，分子链发生断裂，宏观上即表现为材料的破坏。基于上述分析，可知试样形状对拉伸试验的结果有明显影响。

3 种试样的抗拉强度及其对应的伸长率（下称，伸长率）从大到小均为：III 型—矩形、II 型—矩形、I 型—哑铃形。对比 3 种试样的拉伸曲线可知试样形状和尺寸对 HDPE 土工格室条带的抗拉强度和伸长率均有一定的影响。为了定量分析试样形状、尺寸对抗拉强度、伸长率的影响，提出了“强度比”与“伸长率之比”概念，即 II 型—矩形、I 型—哑铃形试样的抗拉强度、伸长率与 III 型—矩形试样对应抗拉强度、伸长率的比值，即式 (1)、(2) 所示，试验与计算结果如表 2 所示。

$$\text{强度比} = \frac{\sigma^*}{\sigma_{\text{III型-矩形}}} , \quad (1)$$

式中， $\sigma^*$  为 I 型—哑铃形试样或 II 型—矩形试样的抗拉强度 (N/cm)

$$\text{伸长率之比} = \frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_{\text{III型-矩形}}} , \quad (2)$$

式中， $\varepsilon^*$  为 I 型—哑铃形或 II 型—矩形试样的伸长率。

分析表 2，HDPE 土工格室条带 II 型—矩形较 I 型

-哑铃形试样的抗拉强度和伸长率更接近III型-矩形试样。对比3种试样: I型-哑铃形与II型-矩形试样的强度比、伸长率之比分别相差2%, 38%, II型-矩形与III型-矩形试样的强度比、伸长率之比分别相差5%, 1%。分析可知试样形状对HDPE土工格室条带的伸长率影响较大, 而试样形状对II型-矩形试样与I型-哑铃形试样的强度影响较低, 仅为2%, 即选用I型-哑铃形试样与II型-矩形试样均可, 故从取样便捷的角度考虑, 建议选取II型-矩形试样。

表2 HDPE土工格室条带拉伸试验结果

Table 2 Tensile test results of HDPE geocell strips

试样形状	抗拉强度 /(N·cm <sup>-1</sup> )	强度 比/%	伸长 率/%	伸长率之 比/%
I型-哑铃形	391	93	36	61
II型-矩形	398	95	58	99
III型-矩形	421	—	59	—

此外, 对比II型-矩形和III型-矩形两种试样, 结果表明随试样宽度增大, 抗拉强度、伸长率几乎无变化。II型-矩形、III型-矩形试样宽度分别为20, 50 mm, 即宽度比为1:2.5, 但二者的强度比及伸长率之比分别为1:1.05和1:1.01。分析原因是HDPE为韧性材料即应力敏感性较低, 试样宽度对于抗拉强度及伸长率的影响较小, 因此所测II型-矩形试样与III型-矩形试样的抗拉强度、伸长率较为一致。

HDPE土工格室条带3种试样的拉伸断裂模式, 如图5所示。由图5(a)可以明显看到I型-哑铃形试样在标距区与过渡区的交界处断裂, 分析原因是标距区在屈服后, 欲使过渡区产生变形, 从而使拉力增加, 此时标距区材料因达到其许用强度而被拉断。由图5(b), (c)可以明显看到II型-矩形试样、III型-矩形试样均在标距区内出现颈缩现象, 并在形成细颈然后断裂, 这与文献[13]保持一致。此外, 在细颈扩展部位与拉伸方向约成45°角的肩型斜面, 在材料的断裂部位也可看到与拉伸方向大约成45°角的剪切断裂面。



图5 HDPE土工格室条带3种试样的拉伸断裂模式

Fig. 5 Tensile fractured modes of three specimens of HDPE geocell strips

通过扫描电镜SEM分别观察了HDPE土工格室条带试样断裂处放大250倍、1000倍、5000倍后的微观结构形态, 如图6所示。由图6可知, HDPE土工格室条带的断裂面形貌较为丰富, 表面比较粗糙, 且布满了长短不一、粗细各异的微纤维, 有明显的塑性屈服变形。分析原因是在轴向拉力作用下HDPE土工格室条带发生塑性形变, 并产生流动造成的, 具有典型的韧性断裂特征。

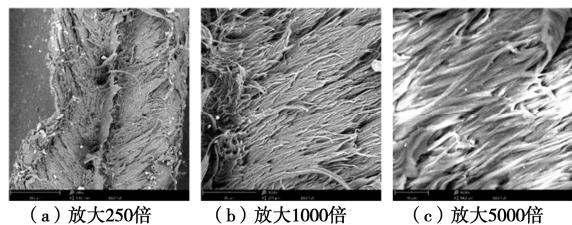


图6 HDPE土工格室条带断口的微观结构形态

Fig. 6 Microstructure of fracture of HDPE geocell strips

I型-哑铃形试样的选择<sup>[15]</sup>主要是由于在拉伸过程中, 试样在钳口处易产生应力集中而导致在该处断裂, 从而使结果偏低。综合上述分析, 一方面由图5可知HDPE土工格室条带在拉伸过程中没有在夹具处因应力集中而发生断裂, 另一方面由图4可知HDPE土工格室II型-矩形试样强度大于I型-哑铃形试样强度, 这说明HDPE土工格室试样在试验时应力集中不明显。此外由强度比、伸长率之比分析可知试样形状对伸长率有显著影响, 而试样宽度则对于抗拉强度影响较小。另外, 较大的试样宽度可以减小应力集中对测试结果的影响<sup>[15]</sup>。因此, 为较真实反映HDPE土工格室条带的力学特性, 且为进行试验检测时方便取样, 建议选用III型-矩形试样作为拉伸试验试样。

## 2.2 PP土工格室条带拉伸试验结果

PP土工格室条带3种试样的拉伸曲线、试验计算结果分别如图7、表3所示。由图7可知, 3种试样的拉伸曲线变化趋势大致相同, 均表现为拉伸强度与伸长率基本呈线性增加关系, 达到峰值后迅速降低, 试验过程中未出现明显屈服点。3种试样的抗拉强度及其对应的伸长率从大到小为: III型-矩形、II型-矩形、I型-哑铃形。对比3种试样的拉伸曲线可知试样形状、尺寸对PP土工格室条带的抗拉强度和伸长率都有一定的影响。

分析表3, II型-矩形较I型-哑铃形试样的抗拉强度和伸长率更接近III型-矩形试样。对比3种试样的强度比与伸长率之比, I型-哑铃形与II型-矩形试样的强度比、伸长率之比分别相差11%, 17%, II型-矩形与III型-矩形试样的强度比、伸长率之比分别相差9%, 11%。分析可知试样形状与试样尺寸均对PP土

工格室条带的伸长率影响较大。对强度而言,试样形状对强度的影响略大于试样尺寸的影响,因此不可忽略试样形状对试验结果的影响。

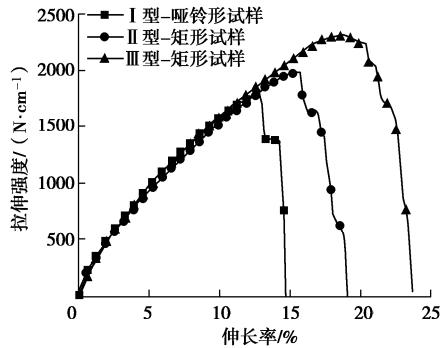


图 7 PP 土工格室条带 3 种试样拉伸曲线

Fig. 7 Tensile curves of three specimens of PP geocell strips

表 3 PP 土工格室条带拉伸试验结果

Table 3 Tensile test results of PP geocell strips

试样形状	抗拉强度/(N·cm⁻¹)	强度比/%	伸长率/%	伸长率之比/%
I型-哑铃形	1738	80	13	72
II型-矩形	1985	91	16	89
III型-矩形	2183	—	18	—

此外,对比 II 型-矩形和 III 型-矩形两种试样,结果表明试样宽度越大,抗拉强度、伸长率越大。II 型-矩形与 III 型-矩形试样宽度比为 1:2.5,但二者强度比及伸长率之比分别为 1:1.10 和 1:1.12。分析原因是由于 PP 材料存在显著的应力敏感性,即 PP 3 种试样在拉伸试验过程中,当试样标距区某点一旦产生应力集中,随即会在标距区内产生微裂纹,进而使试样快速发生断裂,这与试验前对 PP 土工格室条带取样时,试样容易沿着拉伸方向出现脆性裂纹保持一致。

PP 土工格室条带 3 种试样的拉伸断裂模式,如图 8 所示。由图 8 可知 PP 土工格室 3 种试样在拉伸破坏后,试样表面由光滑变为细丝状。分析原因是当试样受到轴向力时,材料内部经取向形成的微原纤具有特殊的密堆积,能有效阻止微原纤中的晶块产生塑性形变。当拉力继续增加时,微纤中的晶块解折叠,并且微纤与微纤间的微裂缝开始扩展,材料表面出现纤维化现象,此时微纤束之间依次分离,继而分子链中的主价键受到平行于分子链的拉力开始断裂,材料抵抗伸长率能力增加,直至大部分微纤断裂,材料即发生脆性破坏<sup>[16]</sup>,这与图 7 中拉伸曲线骤降趋势保持一致。另外在图 7 中还发现拉伸强度在降低过程中存在一些残余变形,分析原因是由于 PP 试样脆性破坏的过程中,还有少数微纤未断裂。

通过扫描电镜 SEM 分别观察了 PP 土工格室条带试样断裂处放大 250 倍,1000 倍,5000 倍后的微观结

构形态,如图 9 所示。

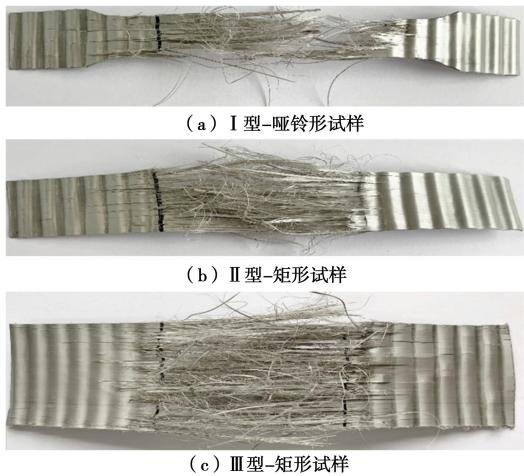


图 8 PP 土工格室条带 3 种试样拉伸断裂模式

Fig. 8 Tensile fractured modes of three specimens of PP geocell strips

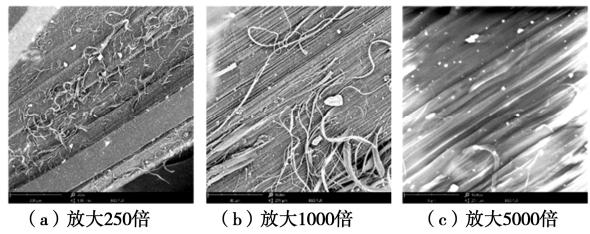


图 9 PP 土工格室条带断口的微观结构形态

Fig. 9 Microstructure of fracture of PP geocell strips

由图 9 可知,PP 土工格室条带拉伸后,部分分子链因发生沿拉伸方向的取向和延伸,故形成了一系列排列整齐的微纤束,但也有部分分子链仍以缠结无规卷曲状存在。此外分子链间在发生拉断分离后出现的小微纤也呈杂乱分布。

综合上述分析,一方面由图 8 可知 PP 土工格室条带在拉伸过程中未在夹具处因应力集中而发生断裂,另一方面由图 7 可知 PP 土工格室 II 型-矩形试样强度大于 I 型-哑铃形试样的强度,这说明 PP 土工格室试样在试验时应力集中不明显,此外由强度比分析可知试样尺寸对强度影响较小。因此,在进行室内试验时,为降低 PP 土工格室条带的应力敏感性且确保测试结果的合理性,建议选用 III 型-矩形试样作为 PP 土工格室拉伸试验的试样。

## 2.3 PET 土工格室条带拉伸试验结果

PET 土工格室条带 3 种试样的拉伸试验曲线、试验数据分别如图 10、表 4 所示。

由图 10 分析可知,3 种试样的拉伸曲线变化趋势大致相同,表现为在拉伸试验初期随伸长率的增长,抗拉强度近似呈线性增加,在达到一定伸长率后表现出硬化的特点。伸长率继续增加到某值时,拉伸强度

开始降低并迅速降为 0, 在拉伸试验过程中未出现明显的屈服点。3 种试样的抗拉强度、伸长率从大到小均为: III型-矩形、II型-矩形、I型-哑铃形。对比 3 种试样的拉伸曲线可以发现试样形状和尺寸对 PET 土工格室条带的抗拉强度和伸长率都有一定的影响。

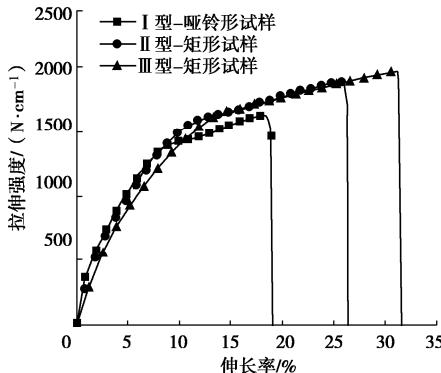


图 10 PET 土工格室条带 3 种试样形状拉伸曲线

Fig. 10 Tensile curves of three specimens of PET geocell strips

表 4 PET 土工格室条带拉伸试验结果

Table 4 Tensile test results of PET geocell strips

试样形状	抗拉强度 (N·cm⁻¹)	强度比 /%	伸长率 /%	伸长率之比 /%
I型-哑铃形	1620	82	17	50
II型-矩形	1860	94	26	76
III型-矩形	1987	—	34	—

由表 4 可知, II 型-矩形较 I 型-哑铃形试样的抗拉强度和伸长率更接近 III 型-矩形试样。对比 3 种试样的强度比与伸长率之比, I 型-哑铃形与 II 型-矩形试样的强度比、伸长率之比分别相差 12%, 26%, II 型-矩形与 III 型-矩形试样的强度比、伸长率之比分别相差 6%, 24%。分析可知试样形状与试样尺寸对 PET 土工格室条带的伸长率影响显著大于抗拉强度。对强度而言, 试样形状对强度的影响较试样尺寸的影响大, 因此不可忽略试样形状对试验结果的影响。

对比 II 型-矩形和 III 型-矩形两种试样, 结果表明试样宽度越大, 抗拉强度、伸长率越大。II 型-矩形与 III 型-矩形试样宽度比为 1:2.5, 但二者的强度比及伸长率之比分别为 1:1.06 和 1:1.32。

PET 土工格室条带 3 种试样的拉伸断裂模式, 如图 11 所示。由图 11 可知 3 种试样在标距区内均未出现明显颈缩的现象, 且断裂面较为平整。

分析上述两种情况, 是因为 PET 土工格室条带在拉力作用下, 晶区结构先发生沿拉力方向的变形, 此时变形为弹性形变。当继续受力时, 晶区破碎, 宏观上材料进入应变硬化阶段。由于 PET 的分子链由刚性的苯基、柔性的脂肪烃基组成, 且相邻的苯环不在同一个平面上, 因而使得 PET 分子链段不易旋转即分子结构刚性大, 所以具有很高的模量, 因此进入应变硬

化阶段后变形至一定程度时, 分子链突然发生断裂, 材料即发生破坏。

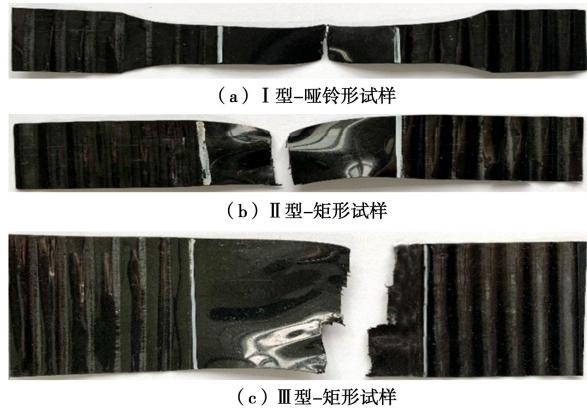


图 11 PET 土工格室条带 6 种试样的拉伸断裂模式

Fig. 11 Tensile fractured modes of three specimens of the PET geocell strips

通过扫描电镜 SEM 分别观察了 PET 土工格室条带试样断裂处放大 250 倍, 1000 倍, 5000 倍后的微观结构形态, 如图 12 所示。

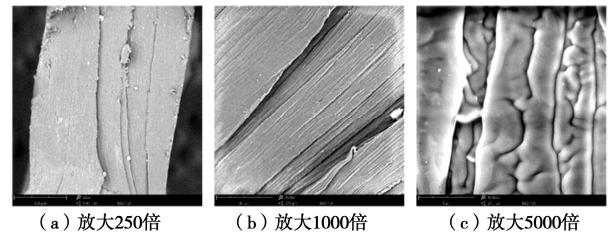


图 12 PET 土工格室条带断口的微观结构形态

Fig. 12 Microstructure of fracture of PET geocell strips

由图 12 可知, PET 土工格室条带断裂面较平滑, 主要由于其自身材质的原因。此外 PET 经拉伸取向后呈堆积片状结构, 断口截面无明显塑性屈服变形, 但是 PET 材料的破坏是介于脆性断裂和韧性断裂之间的一种破坏, 属于硬韧性的破坏。

综合上述分析, 由图 11 可知 PET 土工格室条带在拉伸过程中未在夹具处发生断裂, 且由图 10 可知 PET 土工格室 II 型-矩形试样强度大于 I 型-哑铃形, 说明 PET 土工格室试样在试验时应力集中不明显。此外由强度比分析可知试样形状对强度影响较小。因此, 在进行室内试验时, 为确保测试结果的合理性且方便取样, 建议选用 III 型-矩形试样作为 PET 土工格室拉伸试验的试样。

## 2.4 HDPE、PP、PET 土工格室条带试验结果对比

由 2.1 节~2.3 节中 HDPE、PP、PET 土工格室条带试样的拉伸力学特性分析可知, I 型-哑铃形和 II 型-矩形试样的抗拉强度和伸长率均小于 III 型-矩形试样。PP、PET 土工格室条带试样的抗拉强度、伸长率表现为随试样宽度增大而增大, 而 HDPE 土工格室条

带为伸长率增大，抗拉强度变化不大。

不同试样形状及尺寸的土工格室条带之所以强度不同是因为 PP 和 PET 土工格室条带破坏接近脆性破坏。条带试样在拉伸过程中，PP、PET 土工格室条带试样内部会出现银纹或空洞，银纹进一步扩展变为裂缝，并很快发生断裂，即具有较强的应力敏感性，在伸长率一定的条件下，试样动态破坏时的名义强度随着试样宽度的增加而增大。而 HDPE 土工格室条带虽然经过挤出取向，属于半晶聚合物，但伸长率 - 抗拉强度曲线仍符合结晶型聚合物，即具有一定的韧性，分子链运动发生强迫高弹形变，强度及伸长率取决于颈缩的出现时间和可延伸长度，在颈缩形成和逐渐发展的过程中，颈缩处截面积变小，真应力增大，剪切屈服进一步发展，分子之间会发生滑脱或者分子主价键发生断裂，消耗了大量的变形能和断裂能，随着颈缩的延长逐渐破坏，具有较低应力敏感性。在伸长率一定的条件下，试样动态破坏时的名义强度不随试样宽度的增加而增大。具体表现为，II 型-矩形试样的曲线与 III 型-矩形试样拟合度较高。

HDPE、PP、PET 3 种土工格室 III 型-矩形试样抗拉强度 - 伸长率对比曲线如图 13 所示。

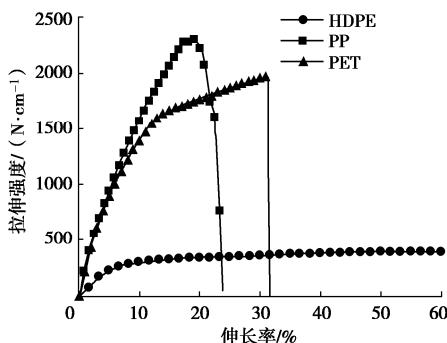


图 13 HDPE、PP、PET 土工格室条带伸长率 - 拉伸强度曲线

Fig. 13 Plot of elongation versus tensile strength of the HDPE, PP and PET geocell strips

由图 13 可知，PP 土工格室条带的伸长率在 3 种材料土工格室条带中最小，HDPE 土工格室条带伸长率最大，PET 土工格室条带伸长率介于两者之间。从强度考虑，PP 土工格室条带抗拉强度最大，PET 土工格室条带略低于 PP 土工格室条带抗拉强度，HDPE 土工格室条带强度最小。综合强度、伸长率分析可知，PP 土工格室条带具有显著的强度优势，HDPE 土工格室条带具有显著的变形优势，而 PET 土工格室条带兼具了 PP 和 HDPE 两者土工格室条带的优点，即既可满足强度的要求，又可满足变形的要求。

3 种材料土工格室条带之所以强度不同，是与生产工艺有关。PP、PET 土工格室条带的生产工艺为拉

伸型，而 HDPE 土工格室条带为挤出型。PP、PET 土工格室条带在成型过程中沿着一个方向拉伸，则其中的分子链会沿着拉伸方向作整齐、择优排列，从而使分子间作用力增加，故在拉伸方向的拉伸强度会显著提高。而 HDPE 土工格室条带为挤出型，即在成型中没有拉伸定向，故分子链未发生变化或变化很小。因此 HDPE 土工格室条带的抗拉强度明显低于 PP、PET 土工格室条带。

### 3 结 论

本文通过单轴拉伸试验，分别对 HDPE、PP、PET 土工格室条带的拉伸力学性能进行了一系列研究。研究了 I 型-哑铃形试样、II 型-矩形试样和 III 型-矩形试样对强度和变形特性的影响，并对土工格室条带的断裂处进行了微观分析，最后给出进行室内试验时建议选用的土工格室试样，便于今后评估和提升土工格室产品的质量以及提高土工格室加固工程质量的可靠性。主要得出以下结论：

(1) HDPE 土工格室条带在拉伸过程中有明显的屈服点。由于 I 型-哑铃形试样过渡区横截面积较标距区大且复杂，故在拉伸过程中拉伸曲线呈现出明显的二次增加趋势，此外还与 HDPE 土工格室条带的生产工艺有关。II 型-矩形和 III 型-矩形试样拉伸破坏时在细颈扩展部位与拉伸方向约成 45° 角的肩型斜面。

(2) PP、PET 土工格室条带在拉伸过程中均未出现明显的屈服点。PP 土工格室条带拉伸破坏后，试样表面由光滑变为细丝状。PET 土工格室条带拉伸断裂后断裂面较为平整。

(3) HDPE、PP、PET 土工格室条带的伸长率均对试样形状敏感，且 I 型-哑铃形伸长率小于 II 型-矩形试样。试样形状、尺寸对 HDPE 土工格室条带的强度影响较小。PP、PET 土工格室条带的强度受试样形状影响较大，且 I 型-哑铃形强度小于 II 型-矩形试样。

(4) 扫描电镜下 HDPE、PP、PET 土工格室条带试样断口的微观结构形态呈现明显差异。HDPE 土工格室条带断口形貌丰富，粗糙，有明显的塑性屈服变形；PP 土工格室条带断口呈既有排列整齐的微纤束，也有杂乱分布小微纤。PET 土工格室条带断口较整齐无明显塑性屈服变形。PET 土工格室条带兼具了 PP 和 HDPE 两者土工格室条带的优点。

(5) HDPE、PP、PET 土工格室条带的应力集中现象不明显且具有一定的表征，故为了确保测试结果的合理性，建议土工格室条带进行室内拉伸试验时选用 III 型-矩形作为拉伸试样。

## 参考文献:

- [1] BIABANI M M, INDRARATNA B, NIMBALKAR S. Behaviour of geocell reinforced sub-ballast under cyclic loading[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2015, **141**(1): 109 - 119.
- [2] 孙州, 张孟喜, 姜圣卫. 条形荷载下土工格室加筋砂土路堤模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(增刊2): 170 - 175. (SUN Zhou, ZHANG Meng-xi, JIANG Sheng-wei. Model tests on sand embankment reinforced with geocell subjected to strip loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(S2): 170 - 175. (in Chinese))
- [3] NETO J O A. Application of the two-layer system theory to calculate the settlements and vertical stress propagation in soil reinforcement with geocell[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2019, **47**(1): 32 - 41.
- [4] IMAN M, MAHMOUD G, REZA Z. Stability analysis of geocell-reinforced slopes using the limit equilibrium horizontal slice method[J]. International Journal of Geomechanics, 2017, **17**(9): 06017007.
- [5] SONG F, LIU H, MA L, et al. Numerical analysis of geocell-reinforced retaining wall failure modes[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2018, **46**(3): 284 - 296.
- [6] 刘蓓蓓, 张孟喜, 王东. 基于强度折减法的土工格室加筋路堤稳定性分析[J]. 上海大学学报(自然科学版), 2018, **24**(2): 287 - 295. (LIU Bei-bei, ZHANG Meng-xi, WANG Dong. Stability analysis of geocell reinforced embankment with strength reduction method[J]. Journal of Shanghai University(Natural Science Edition), 2018, **24**(2): 287 - 295. (in Chinese))
- [7] 彭艾鑫, 张孟喜, 朱华超. 高强土工格室加筋砂土性状的三轴试验[J]. 上海大学学报(自然科学版), 2017, **23**(4): 590 - 599. (PENG Ai-xin, ZHANG Meng-xi, ZHU Hua-chao. Triaxial test of high strength geocell reinforced soil[J]. Journal of Shanghai University (Natural Science Edition), 2017, **23**(4): 590 - 599. (in Chinese))
- [8] 赵明华, 陈大兴, 刘猛, 等. 考虑土拱效应影响的路堤荷载下土工格室加筋体变形分析[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(4): 601 - 609. (ZHAO Ming-hua, CHEN Da-xing, LIU Meng, et al. Deformation analysis of geocell-reinforced body under embankment load considering soil arch effect[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(4): 601 - 609. (in Chinese))
- [9] 高昂, 张孟喜, 刘芳, 等. 分级循环荷载下土工格室加筋路堤模型试验研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(8): 2213 - 2221. (GAO Ang, ZHANG Meng-xi, LIU Fang, et al. Model experimental study of embankment reinforced with geocells under stepped cyclic loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(8): 2213 - 2221. (in Chinese))
- [10] 晏长根, 顾良军, 杨晓华, 等. 土工格室加筋黄土的三轴剪切性能[J]. 中国公路学报, 2017, **30**(10): 17 - 24. (YAN Chang-gen, GU Liang-jun, YANG Xiao-hua, et al. Triaxial shear property of geocell-reinforced loess[J]. China Journal of Highway and Transport, 2017, **30**(10): 17 - 24. (in Chinese))
- [11] 赵明华, 龙军, 张玲, 等. 不同型式复合地基试验对比分析[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(4): 611 - 618. (ZHAO Ming-hua, LONG Jun, ZHANG Ling, et al. Comparative analysis of model tests on different types of composite foundations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(4): 611 - 618. (in Chinese))
- [12] 杨利. 用土工格室加固的粗粒土力学特性研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2013. (YANG Li. Study on Mechanical Properties of Coarse Grained Soil Reinforced with Geocell[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2013. (in Chinese))
- [13] 李俊伟, 黄宏伟. 土工格室 HDPE 条带拉伸应变率相关特性[J]. 建筑材料学报, 2008, **11**(1): 47 - 51. (LI Jun-wei, HUANG Hong-wei. Strain rate dependent tensile behavior of hdpe geocell strip[J]. Journal of Building Materials, 2008, **11**(1): 47 - 51. (in Chinese))
- [14] LIU Y, DENG A, JAKSA M. Failure mechanisms of geocell walls and junctions[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2019, **47**(2): 104 - 120.
- [15] 张雯静, 王鸿博, 傅佳佳, 等. I型-哑铃形试样在纳米纤维膜拉伸性能测试中的应用探讨[J]. 材料导报, 2013, **27**(增刊2): 16 - 19. (ZHANG Wen-jing, WANG Hong-bo, FU Jia-jia, et al. Investigation on application of dumbbell-shaped specimen in tensile property test of nanofiber membrane[J]. Materials Review, 2013, **27**(S2): 16 - 19. (in Chinese))
- [16] 刘杰. 塑料土工格栅拉伸性能及工艺研究[D]. 济南: 山东大学, 2015. (LIU Jie. The Tensile Property and Technology Research of Plastic Geogrid[D]. Jinan: Shandong University, 2015. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202104020

# 上覆海水层对自由场基本周期影响的离心模型试验研究

兰景岩, 宋锡俊, 王婷

(桂林理工大学广西岩土力学与工程重点实验室, 广西 桂林 541004)

**摘要:** 基于动态离心技术设计和构建了两组模型试验, 还原并再现了上覆无水和有水的软土自由场仿真岩土台阵, 利用白噪声扫频和强度不同的 El Centro 波作为振动台基底输入, 采用考虑相消干涉的传统谱比法, 获取了不同工况条件下的两组自由场模型的场地反应结果, 通过对比分析有水和无水场地的振型反应特征以及基本周期差异, 评价和总结上覆水在估算场地基本周期的作用及影响。研究结果表明: 由于上覆水自重以及土水相互作用的影响, 无水模型的地表峰值放大倍数要高于有水模型, 同时无水模型的地表时程波形稀疏, 表明地表地震波具有较为丰富的高频成分; 无论是白噪声扫频还是 El Centro 波的基底加载方式, 上覆无水和有水两组自由场模型的基本周期和振型放大系数均存在显著差异, 表明上覆水对海底复杂介质体系的基本周期估算具有一定影响, 陆地模型和海域模型的基本周期最大偏差达 35.5%。

**关键词:** 上覆海水; 场地基本周期; 传统谱比法; 动态离心模型试验

中图分类号: TU471 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)04-0768-08

**作者简介:** 兰景岩(1981—), 男, 黑龙江齐齐哈尔人, 博士, 副研究员, 硕士生导师, 主要从事岩土工程、土动力学及地震工程等方面的教学与科研工作。E-mail: lanjy1999@163.com。

## Centrifugal model tests on influences of overlying sea layer on basic period of free field

LAN Jing-yan, SONG Xi-jun, WANG Ting

(Guangxi Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Guilin University of Technology, Guilin 541004, China)

**Abstract:** Based on the dynamic centrifugation technique, two groups of model tests are designed and performed, and the geotechnical free field simulation arrays with and without water are restored and reproduced. The white noise sweep and El Centro waves with different intensities are used as the base input of the shaking table, and the traditional spectral ratio method considering cancellation interference is used to obtain the site response results of two groups of free field models under different working conditions. Through the comparative analysis of the modal response characteristics and basic period differences between watery and anhydrous sites, the function and influences of overlying water in estimating the basic period of the site are evaluated and summarized. The results show that due to the influences of the dead weight stress of overlying water, the surface peak magnification of the anhydrous model is higher than that of the watery model, and the surface time history waveform of the anhydrous model is sparse, indicating that the surface seismic waves have abundant high frequency components. Whether it is the white noise sweep or the base loading mode of El Centro wave, there are significant differences in the basic period and mode amplification factor of the two groups of free field models with and without water, indicating that the overlying water has a certain influence on the estimation of the basic period of the seafloor complex medium system, and the maximum deviation of the basic period of the land model and the sea model is 35.5%.

**Key words:** overlying sea water; site basic vibration period; traditional spectral ratio method; dynamic centrifugal model test

## 0 引言

场地基本周期是描述场地动力特性的一个基本指标和物理量。研究表明, 地震作用下结构自振周期与场地基本周期接近或相等时, 所产生的共振效应是影响震害分布和加剧结构破坏程度的重要因素之一<sup>[1]</sup>, 因此科

学合理地估计场地基本周期对于指导工程抗震设计、减

基金项目: 国家自然科学基金项目(51408559); 广西自然科学基金项目(2018GXNSFAA281183); 广西岩土力学与工程重点实验室开放基金项目(桂科能19-Y-21-4)

收稿日期: 2020-06-01

轻地震灾害具有重要的工程意义和科学价值。目前国内外常用的有3种方法来确定场地的基本周期<sup>[2-3]</sup>: ①强震动记录法, 这是基于无场地放大效应的基岩参考台而提出的新传统谱比法, 包括地表/井下谱比法<sup>[4]</sup> (Zhao等), HVSR 谱比法<sup>[5-6]</sup>等; ②地脉动方法, 是利用微小振动的单台 H/V 谱比分析法<sup>[7-8]</sup>; ③简化计算方法, 即利用基本周期求解公式  $T=4H/V_s$  进行估算<sup>[9]</sup>。对于多层场地土, 有子层周期求和法<sup>[10]</sup>、加权平均波速法<sup>[11]</sup>等, 是目前工程界广泛采用的简便计算方法。

然而上述场地基本周期的确定方法及相关研究均针对陆域场地, 而上覆有水的海域复杂介质体系的基本周期研究鲜有报道。有研究表明, 水下土层的孔隙水饱和度对平面内运动的振幅有很大的影响<sup>[12-14]</sup>。荣棉水等<sup>[15]</sup>利用实际观测记录的 HVSR 谱比法, 分析了海、陆域场地效应的差异。Fan 等<sup>[16]</sup>从理论上推导了海底场地传递函数, 通过考虑海水层和海底土层的土壤饱和度对地面运动场地放大的影响, 提出了一种模拟海底地面运动的综合方法。张奎等<sup>[17]</sup>推导出平面 P 波或 SV 波入射时海底地基场地波动的解析表达式, 认为水深对水平位移峰值的影响较小, 但共振频率随着水层厚度增加而增加。

综上表明, 上覆海水层对于整个饱和海域体系的地震反应存在着一定的影响, 同时, 海水层作为海水—海床整个结构体系不可分割的一部分, 在场地基本周期的估算中也具有不可忽视的重要作用。鉴于此, 为了研究海水—海床结构体系的基本周期, 探讨上覆水对自由场基本周期的影响, 设计上覆有水和无水的两个离心模型试验, 模拟还原上覆有水的自由场结构体系, 根据5组振动试验所获取的地表和基底加速度观测记录, 采用考虑相消干涉的传统谱比法, 分析海床地表处的地震动放大效应, 通过对比分析有水和无水场地的振型反应特征以及基本周期差异, 评价和总结上覆水在估算场地基本周期的作用及影响。研究成果有助于进一步了解、深化和揭示海域复杂介质体系的基本周期特征及地震动场地放大规律, 对于指导海域工程的抗震设防具有一定的理论意义和工程意义。

## 1 典型自由场的离心模型方案设计

### 1.1 动态离心模型试验设备及主要参数

本次离心机振动台试验使用交通运输部天津水运工程科学研究院港口水工建筑技术国家工程实验室的TK-C500型土工离心试验机(图1(a)), 最大离心加速度为250g, 最大半径为5 m, 最大有效载重50 kN。土工离心机配置了先进的振动台系统, 可以实现在100g 离心状态下提供高精度的垂直/水平双向振动,

最大振动加速度40g, 最大持续时间3 s, 最大振动频率350 Hz, 设计振动有效负载8 kN, 综合性能达到国际先进水平。试验所用的模型箱为轻质、高强度合金铝制的叠环式层状剪切模型箱(图1(b), (c)), 可有效降低侧边界效应<sup>[18-19]</sup>。内部尺寸可以满足多种类型模型试验的需要。

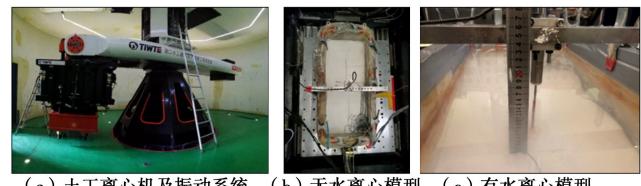


图1 土工离心试验机与叠环式模型箱

Fig. 1 Centrifugal testing machine and laminar model box

### 1.2 离心模型设计方案

本文设计了两组动态离心模型试验, 一组有水覆盖、另一组无水覆盖的均质饱和软黏土自由场离心模型, 试验方案如图2所示。目的是通过将有水、无水两组模型场地结合起来进行差异对比研究, 研究分析上覆海水对海床地表地震动的影响, 考察上覆海水在场地基本周期估算中的贡献和作用。

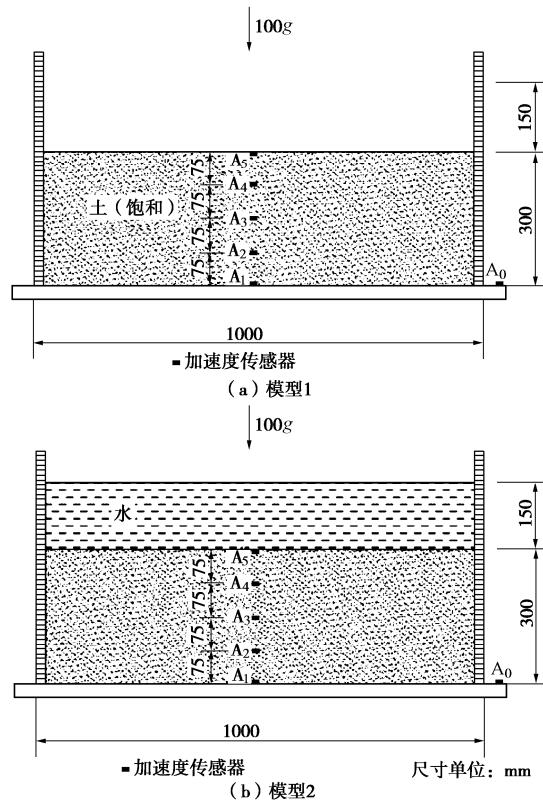


图2 动态离心机振动台试验设计模型图

Fig. 2 Design models for dynamic centrifugal shake table tests

每组模型试验从地表至基底均匀布设5个微型加速度传感器(图2所示), 其中A<sub>1</sub>用于测定地表的加速度结果, 人工模拟海床表和地表的加速度记录, 另外1个放置在离心振动台的基座上(图2中的A<sub>0</sub>),

用于测定基底处的加速度结果,以此模拟基底地震动输入记录。为提高加速度传感器的测量精度,降低模型箱侧边界的影响,加速度传感器均埋置于模型中部位置。

### 1.3 离心相似率

研究表明,地表以下 30 m 的覆盖土层对地震动的影响较大,且美国 NEHRP 抗震设计规范<sup>[20]</sup>中明确采用 30 m 的等效剪切波速 ( $V_{s30}$ ) 作为场地动力特性的重要评价指标,故本文计划依托离心机振动台,设计均质成层覆盖的动态离心模型,以期能够模拟海底自由场深度为 30 m 的原型场地,结合中国近海海水深度的平均统计值在 15 m 左右,故设计了一组能够还原上覆海水 15 m,海底土层 30 m,总计 45 m 场地原型的离心缩尺模型。结合试验方案(图 2),本次试验所采用的离心加速度取 100g,所涉及到的主要相似常数(模型/原型)为:加速度相似常数  $C_a=100$ ,位移相似常数  $C_l=100$ ,时间相似常数  $C_t=1/100$ ,频率相似常数  $C_f=100$ 。

### 1.4 试验用土

试验用土采用产自澳大利亚的IMERYS 牌水洗高岭土,等级一级,粒度 0.6 um,  $\text{Al}_2\text{O}_3$  含量 38.5%,  $\text{SiO}_2$  含量 48.2%。

依据中国近海海域的海相沉积软土物理力学指标作为参考,在实验室内对超细高岭土进行重新配制,得到离心模型试验用土的物理力学指标参数,如表 1 所示。模型箱制作采用控制密度和含水率,分层夯实的办法进行配制。

表 1 模型土体的基本物理性质指标

Table 1 Basic physical properties of model soil

密度 $\rho/(g\cdot m^{-3})$	含水率 w/%	塑限 /%	液限 /%	孔隙比 $e$
1.61	36.0	26.0	48.0	1.170

### 1.5 试验输入加载形式

本次试验选用白噪声和 El Centro 波作为基底输入地震动,输入白噪声是为了获取典型自由场的基本频率<sup>[21]</sup>。输入 El Centro 波是为了考察地震动的随机特性对自由场地非线性放大效应,通过调整输入峰值加速度来模拟不同强度的地震波。每一次振动试验在加载地震波时,首先要对输入的原始地震波按照相似率( $N=100$ )进行幅值和持时的缩放,整理成目标时程,进而对目标时程再进行滤波处理,按照原始波的预期峰值再进行一次缩放,成为滤波后时程,该时程为实际最终离心模型试验的基底地震动输入,由振动台基座上的加速度计  $A_0$ (图 1)通过量测获得见表 2 所示。由此可知,对应 5 组工况 EL-1、EL-2、EL-3、EL-4、EL-5 的地震基本烈度分别为 VI、VII、VII+、VIII 和 IX。

同时,从有水和无水模型的基底输入地震动幅值差异率上看(除 EL-1 工况外,其余均小于 7%),可认为两组模型的基底输入差异较小。

表 2 典型自由场离心模型试验基底输入时程参数

Table 2 Actual input ground motion parameters of free-field centrifugal model tests

地震波类型	工况	幅值		差异率/%	持时/s
		无水 /g	有水 /g		
白噪声扫频	BZS	5.683	5.691	0.1	110
	EL-1	46.16	41.13	10.9	
	EL-2	81.40	77.57	4.7	
	El Centro 波	146.80	143.00	2.6	60
	EL-4	250.20	266.60	6.6	
	EL-5	395.30	387.40	2.0	

## 2 典型自由场的模拟地震动记录

随着地震工程学的深入发展与推进,以及强震动观测技术在全球范围内的长足进步,逐渐积累了大量的可用于基础理论研究的观测记录,在工程建设和抗震设防中发挥着重要作用。现已知全世界范围内规模较大和关注度较高的强震动观测台网有日本 KiK-net;美国加州 Garner Valley、Treasure Island 和 CSMIP 台站;中国台湾 Lotung 和 Hualien;中国唐山响嘡、云南通海和四川自贡台阵等。相比于陆地范围地震观测的蓬勃兴起,海域地震动观测台站和记录还十分匮乏。目前仅已知日本 K-net 和美国 SEMS 台网有少数几个海底台站获取到了海底地震记录,然而却未能同时采集到同一台站的井下和海床表的地震记录,也未能在同一地震中同时采集海底与相邻陆地地震动的观测记录,故无法直接对比海底与陆地地震动的差异和区别,也不能分析海底复杂体系的场地反应。

本文所提出的动态离心模型试验方案,可以还原和模拟具有相同场地土条件的陆地和海域强震动观测台站,可以较有效地解决上述台站在实际观测中存在的两点不足之处。

依据给出的离心模型试验的设计方案及地震动加载形式,对无水、有水两个离心模型进行振动试验,分别给出了模型箱内传感器  $A_1 \sim A_5$  的加速度记录结果,5 组动态离心模型(EL-1~EL-5)的加速度记录见图 3~7 所示。

一般来说,地震波从基底向地表传播过程中,由于场地覆盖软土的滤波作用,引发地震波的不同频率成分的放大或缩小,体现在高频成分衰减较快而低频成分衰减慢,使地表基本周期往往集中在低频方向。从图 3~7 的时程反应结果来看,无论是无水模型还是有水模型,随着基底输入峰值的增加,地表处峰值加速度呈非线性放大趋势,地震动放大倍数( $\text{PGA}_{\text{地表}} / \text{PGA}_{\text{基底}}$ )

$\text{PGA}_{\text{基底}}$ ) 呈现先放大后缩小的趋势, 整理后见表 3 所示, 对比来看无水模型的放大倍数总体上要略高于有水模型。从地震波形上看, 由于地震波在土层的折射与反射, 导致地表处加速度时程的峰值时刻要滞后于基底时程, 并且基底时程普遍“尖刺”多, 而地表时程波形稀疏, 是由于基底高频成分显著, 而地表处则低频成分显著, 这一现象在无水模型中更为明显。而上覆有水的模型, 由于上覆水自重的影响, 提高了近地表处的场地刚度, 因此地震波形比上覆无水的较密。

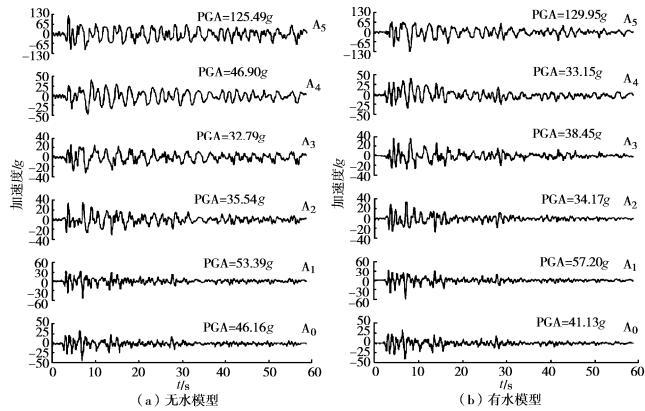


图 3 EL-1 工况加速度时程反应

Fig. 3 Time-history responses of acceleration of EL-1 situation

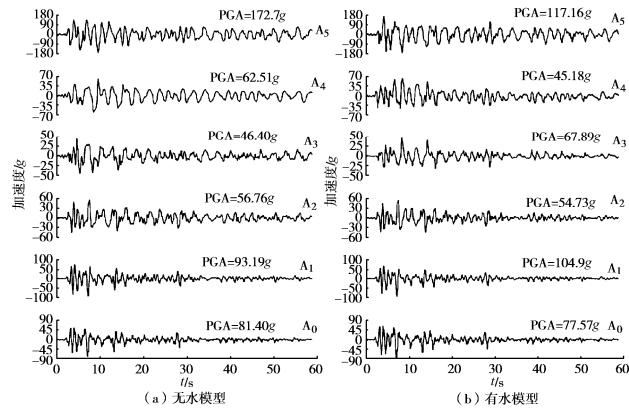


图 4 EL-2 工况加速度时程反应

Fig. 4 Time-history responses of acceleration of EL-2 situation

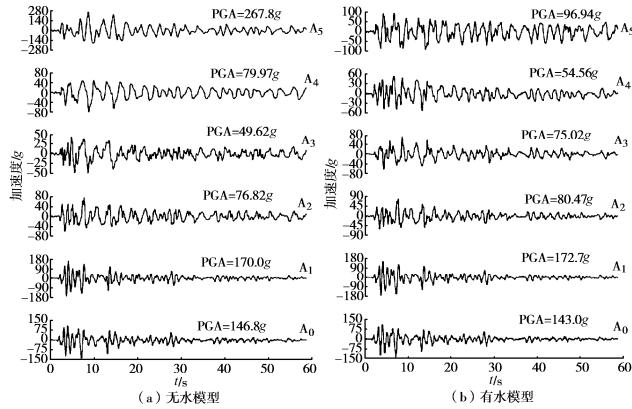


图 5 EL-3 工况加速度时程反应

Fig. 5 Time-history responses of acceleration of EL-3 situation

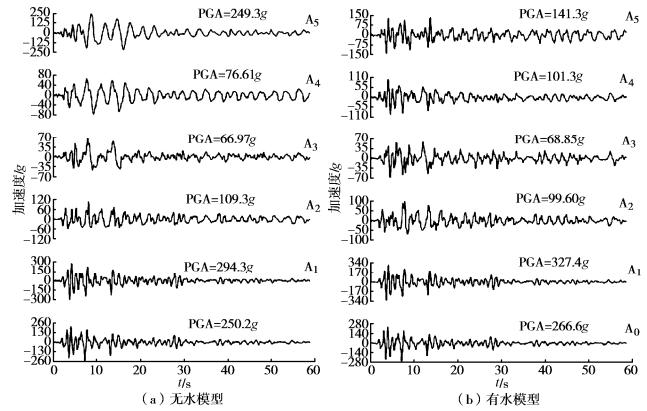


图 6 EL-4 工况加速度时程反应

Fig. 6 Time-history responses of acceleration of EL-4 situation

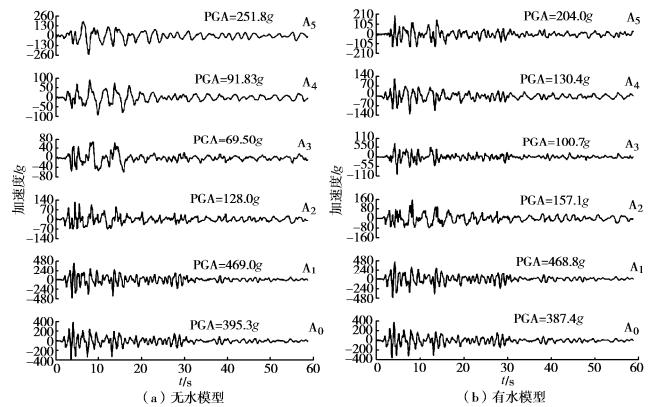


图 7 EL-5 工况加速度时程反应

Fig. 7 Time-history responses of acceleration of EL-5 situation

表 3 地表与基底峰值加速度量测结果及放大倍数

Table 3 Peak accelerations and magnification of surface and basement

模型工况	无水模型			有水模型		
	基底 PGA /g	地表 PGA /g	放大倍数	基底 PGA /g	地表 PGA /g	放大倍数
EL-1	46.46	125.5	2.70	41.13	130.0	3.16
EL-2	81.40	172.7	2.12	77.57	117.2	1.51
EL-3	146.8	267.8	1.82	143.0	96.94	0.68
EL-4	250.2	249.3	0.99	266.6	141.3	0.53
EL-5	395.3	251.8	0.64	387.4	204.0	0.53

为进一步分析上覆海水对地震动频谱特性的影响, 本文对比了两组离心模型在 5 组工况条件下的加速度反应谱结果, 可以看出上覆有水和无水条件下的自由场离心模型在地表处的加速度反应谱差异显著(图 8 所示), 且随着基底输入峰值的增加, 两组模型的反应谱差异越明显。具体表现为: 当输入较小时的工况 EL-1, 上覆有水和无水的两组自由场模型的地表反应谱差别不明显, 上覆无水的加速度反应谱略高于有水的情况; 当基底输入增加(EL-2、EL-3 工况), 由于上覆海水的自重影响, 上覆无水模型的地表加速度反应谱则显著高于上覆有水模型; 随着基底输入的进一步增大(EL-4、EL-5 工况), 上覆无水模型的地

表加速度反应谱逐渐向长周期方向移动, 低频成分进一步增大, 相反地, 上覆有水模型的地表加速度反应谱则逐渐向短周期方向移动, 高频成分进一步提高, 对比来看两组模型的反应谱差异程度逐渐提升。

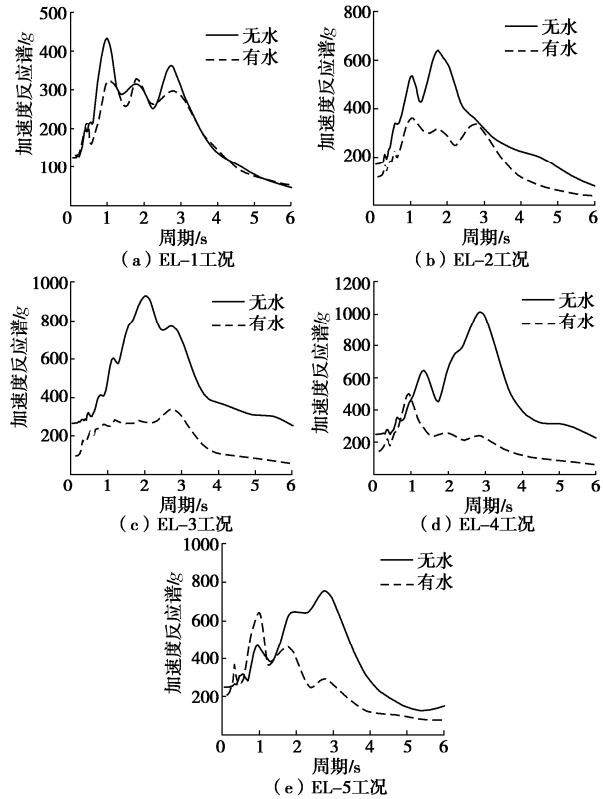


图 8 两组模型的地表加速度反应谱对比图

Fig. 8 Comparison of ground acceleration response spectra of two models

### 3 典型自由场的地震动反应分析

#### 3.1 场地反应分析方法

地震波由震源断层错动产生, 经地壳介质传播与耗散, 再经局部场地条件的动力放大作用而产生强地面运动, 因此地震波由震源机制  $S(M_0, f)$ 、传播路径  $P(R, f)$  以及场地效应  $G(f)$  三部分构成<sup>[22]</sup>, 地震动的傅氏谱  $A(M_0, R, f)$  表示为

$$A(M_0, R, f) = S(M_0, f)P(R, f)G(f), \quad (1)$$

式中,  $M_0$  为地震矩,  $R$  为震源距,  $f$  为频率。

对于同一岩土竖向台阵获取不同深度的加速度记录, 它们之间则具有相同的震源项和路径项。本文借鉴 Borcherdt<sup>[23]</sup>提出的基于传统谱比法研究场地效应的思路和方法, 利用动态离心模型来还原典型自由场的岩土竖向台阵, 将振动台基底作为基岩参考场地, 用地表处的地震记录与井下基岩处地震记录做傅氏谱比, 即可消除震源和路径项, 获得稳定可靠的传递函数或者场地反应。

其中, 场地反应可通过放大谱频率响应函数来表

示<sup>[24]</sup>:

$$A_{rs}(f) = \left| \frac{G_r(f)}{G_s(f)} \right| \quad (2)$$

式中,  $G_r(f)$  表示地表及地下某层位的傅氏谱,  $G_s(f)$  表示基底层位的傅氏谱,  $A_{rs}(f)$  为层间频率反应函数的绝对值, 一般用放大系数表示 (amplification factor, 简写 AF), 其中下标 r, s 分别表示以 s 层傅氏谱结果为基准、以 r 层傅氏谱结果为对象表示其比值。

#### 3.2 基于离心模型试验的数据处理与分析

有研究表明, 由于地表及地下岩土介质速度的不同, 地震波在分界面处将产生上行与下行波场的相消干涉作用, 造成地震动傅氏谱在特定频段的幅值显著降低, 出现“假共振”现象<sup>[25]</sup>。为消除“假共振”并获取有效可靠的场地反应, Steidl 等<sup>[26]</sup>引入了相干函数概念, 其与傅氏谱比的乘积便得到了地表或地下某一深度的场地反应。

相干函数表示为

$$\gamma_{12}(f) = \frac{|S_{12}(f)|}{\sqrt{S_{11}(f) \cdot S_{22}(f)}}, \quad (3)$$

式中,  $S_{11}(f)$  为在地表或地下某一深度处 ( $d_1$ ) 土层中记录的地震动自谱,  $S_{22}(f)$  为在地下某一深度 ( $d_2$ ) 基岩参考场地记录的地震动自谱,  $S_{12}(f)$  为分别在深度  $d_1$  和  $d_2$  记录的地震动互谱。

按照上述思路, 首先对动态离心模型试验所获取的地震动时程记录 (图 3~7) 进行傅里叶变换, 得到了地表处的地震动傅氏谱, 并用 0.4 Hz 的 Parzen 窗进行平滑处理; 然后将各工况条件的振动台基底处作为参考场地, 将基座处输入地震动进行傅里叶变换, 得到了各组试验工况参考场地的地震动傅氏谱; 接下来利用式 (2) 分别计算地表与参考场地之间地震动傅氏谱比, 并利用式 (3) 计算了与之对应的相干函数; 最后将傅氏谱比和相干函数结果进行乘积, 即得到了自由场地表的场地反应, 其中场地反应最大值所对应的频率即为自由场的基本频率  $f_d$ , 其倒数即为自由场的基本周期  $T_b$ 。

据此, 得到了两组离心模型试验在 6 组工况条件下的地表场地反应放大谱, 图 9 所示。其中图 9 (a) 是采用白噪声对自由场模型体系进行的扫频后得到的场地反应结果, 图 9 (b) ~9 (f) 分别对应于基底输入不同幅值 El Centro 波时的场地反应结果。

由图 9 可知, 两组典型自由场地表处的场地反应在 0.01 Hz 至 10.0 Hz 频段间, 有多个放大系数峰值, 其对应的频率即为自由场结构体系的不同振型频率, 其中第一个峰值对应的频率即为基本频率  $f_d$ , 其倒数即为基本周期  $T_b$ 。据此, 获取了白噪声扫频工况下两组自由场模型的基本频率和基本周期, 如表 4 所示,

可以看出无水模型的基本周期为 1.47 s, 而有水模型的基本周期为 1.22 s, 无水模型的基本周期高出有水模型的基本周期约 17%。从自振频率的基本概念上来看, 结构体系的基本周期(或基频)与其刚度和质量相关, 一方面由于两个模型刚度和质量不同, 另一方面模型的组合体系也有显著差别, 故此导致了两个模型基本周期的差异。从图 9 还可以看出, 场地反应中的第一振型放大作用最显著, 表明自由场的基本周期也是其卓越周期, 并且占体系总体反应的主要部分, 其他振型放大作用不明显, 这是由于离心模型对应于原型自由场为均质场地, 且覆盖层较薄(厚度 30 m), 故本文所设计的典型自由场可近似看做一个单自由度体系。

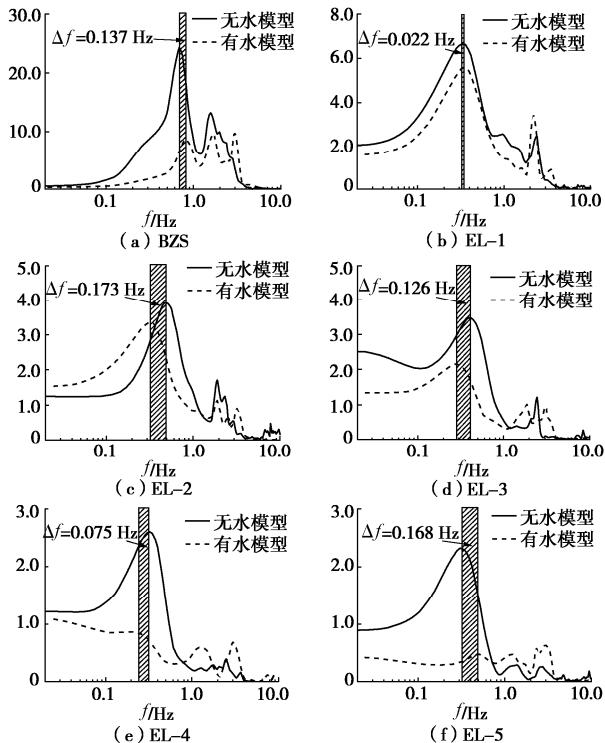


图 9 典型自由场表处的场地反应放大谱

Fig. 9 Site response amplification spectra at surface of typical free fields

为了系统研究输入地震动对典型自由场基本周期的影响及相应规律, 根据图 9 的场地反应分析结果, 整理出两组自由场模型的第一振型的自振频率及对应的放大系数, 如表 5 所示。同时, 依据表 5 结果计算了不同输入工况条件下无水和有水两组自由场模型的基本周期值及其差异率, 如表 6 所示。

#### 表 4 模型体系动力特性

Table 4 Dynamic characteristics of model system

加载工况	无水模型		有水模型	
	$f_d/\text{Hz}$	$T_b/\text{s}$	$f_d/\text{Hz}$	$T_b/\text{s}$
白噪声扫频 BZS	0.682	1.47	0.819	1.22

表 5 地震动振型放大系数及其相应的自振频率

Table 5 Amplification factors and their corresponding natural frequencies of ground motion modes

加载工况	无水模型		有水模型	
	$f_d/\text{Hz}$	AF	$f_d/\text{Hz}$	AF
EL-1	0.330*	6.671	0.352	5.583
EL-2	0.488	3.932	0.315	3.365
EL-3	0.403	3.492	0.277	2.155
EL-4	0.317	2.596	0.242	0.848
EL-5	0.312	2.318	0.480*	0.466

注: \*表示试验非正常点。

表 6 不同工况条件下两组离心模型的基本周期  $T_b$  及差异率  $\delta$

Table 6 Basic periods and difference rates of two groups of centrifugal models under different working conditions

模型工况	无水模型	有水模型	差异率
	$T_b/\text{s}$	$T_b/\text{s}$	$\delta/\%$
EL-1	3.03	2.84	-6.7
EL-2	2.05	3.17	35.5
EL-3	2.48	3.56	30.3
EL-4	3.15	4.13	23.7
EL-5	3.21	2.08	-35.2

由图 7、表 5、6 可知, 无水模型的振型放大系数显著高于有水模型, 两者的差距随着基底输入峰值增加会被进一步增大(图 10(a)), 从另一个角度可以得出这样一个结论, 由于上覆水的作用, 导致海床表处的地震动放大作用被抑制。此外, 随着基底输入峰值的增加, 无水和有水两组自由场模型的基本频率总体上呈降低趋势, 基本周期呈增长趋势, 并最终趋于一个定值(图 10(b)所示)。分析这一现象产生的主要原因是, 是由于随着基底输入的提高, 自由土层等效剪切波速逐渐降低, 进而导致卓越频率逐渐向低频方向移动, 这与 Dimitriu 等<sup>[27]</sup>的理论研究结论是一致的。

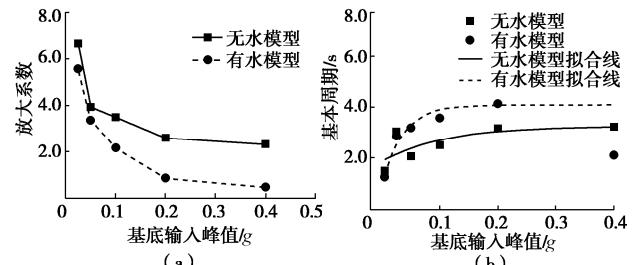


图 10 场地基本周期与放大系数随基底输入峰值的关系

Fig. 10 Relationship among basic period, amplification factor and the peak value of base input

其中个别试验测试点略有偏差, 分别是无水模型的 EL-1 工况以及有水模型的 EL-5 工况。结合图 9(b), (f) 和表 6 结果, 分析产生这两个试验非正常点的原因, 当基底输入较小时, 两个离心模型的结构体系尚处于弹性变形阶段, 上覆海水与饱和海床土层整体性较好, 因此基本周期和地震动放大系数差异不大, 而随着基底输入的增加, 两个离心模型差异逐渐显著, 上覆

有水模型已经出现了较明显的第二振型反应，并且高阶振型反应占总体反应的主要部分，因此第一振型反应已并不显著，也是导致出现试验非正常点的原因。

对比无水和有水两组自由场模型的场地反应结果不难发现，无论是白噪声扫频还是基底输入 El Centro 波的工况条件，两组模型的基本周期和振型放大系数均存在显著差异（图 9 阴影部分），基本周期的最大偏差达 35.5%，表明由于上覆水会影响自由场体系的基本周期估算结果，进而也说明上覆海水对海底复杂介质体系的地震动反应具有一定的影响，因此在实际海域场地动力特性评价以及地震反应分析工作中，不可忽视上覆海水的作用和实际影响。

## 4 结 论

本文利用动态离心模型试验还原并设计了上覆无水和有水两组自由场模型，采用白噪声扫频和不同输入强度 El Centro 波的加载形式，利用考虑相消干涉的传统谱比法，研究总结了两组典型自由场的基本频率、基本周期、场地反应放大系数及随输入峰值的变化规律。具体结论如下：

(1) 根据两组自由场离心模型试验结果可知，由于覆盖软土的非线性特性以及地震波在土层内部的折射与反射等作用，地表处加速度时程的峰值时刻要滞后于基底时程，并且峰值加速度放大倍数呈现非线性放大效应，表现出先放大后缩小的趋势。对比来看，由于上覆水自重以及水土相互作用的影响，无水模型的地表峰值放大倍数要高于有水模型，同时无水模型的地表时程波形稀疏，表明地表地震波具有较为丰富的高频成分。

(2) 利用白噪声扫频获取了两组自由场的基本周期和基本频率，无水模型的基本周期高于有水模型基本周期的 17%，产生这一结果的原因可以归结于两个模型在刚度、质量以及结构组合体系的差异而导致基频的显著差异。

(3) 限于模型箱尺寸的原因，本次离心模型试验仅能够还原到地表以下 30 m 的原型场地，可以近似看成是一个单自由度体系，从两组离心模型的场地反应分析结果来看，自由场第一振型放大作用最显著，并且占体系总体反应的主要部分，其他振型放大作用不明显。

(4) 利用不同强度的 El Centro 波作为基底输入，分别计算了两组自由场模型的场地反应，结果表明两组模型的基本周期和振型放大系数均存在显著差异，基本周期差异高达 35.5%，无水模型的振型放大系数显著高于有水模型，并且随着基底输入峰值增大，无水和有水两组自由场模型的基本周期呈增长趋势，最

终趋于一个定值。

总的来看，上覆水作为复杂自由场结构体系不可分割的一部分，在描述场地动力特征和地震动场地反应评价中，是不可忽视的重要组成部分，在实际海洋工程的抗震设计和地震风险评估工作中要予以充分的重视和考虑。

**致 谢：**本次离心机振动台试验得到了交通运输部天津水运工程科学研究院港口水工建筑技术国家工程实验室大力支持。感谢刘晓强博士、安晓宇博士、李建东工程师对本次试验付出了辛勤的工作和热情的支持。同时感谢匿名审稿人对本文提出了专业且富有建设性的修改意见。

## 参 考 文 献：

- [1] 李小军. 地震动参数区划图场地条件影响调整[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(增刊 2): 21 - 29. (LI Xiao-jun. Adjustment of seismic ground motion parameters considering site effects in seismic zonation map[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(S2): 21 - 29. (in Chinese))
- [2] 华永超, 齐文浩, 薄景山, 等. 场地周期的确定方法综述 [J]. 地震工程与工程振动, 2020, 40(2): 239 - 251. (HUA Yong-chao, QI Wen-hao, BO Jing-shan et al. Review of methods for determining site period[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2020, 40(2): 239 - 251. (in Chinese))
- [3] ZHAO J X, ZHANG J, AKIHIRO A. Attenuation relations of strong ground motion in Japan using site classification based on predominant period[J]. Bulletin of Seismological Society of America, 2006, 96(3): 898 - 913.
- [4] 陈永新, 迟明杰, 李小军. 基于强震动记录确定的场地卓越周期[J]. 地震学报, 2016, 38(1): 138 - 145. (CHEN Yong-xin, CHI Ming-jie, LI Xiao-jun. Determination of site dominant period based on strong motion records[J]. Acta Seismological Sinica, 2016, 38(1): 138 - 145. (in Chinese))
- [5] CHAVEZ-GARCIA F J, SANCHEZ L R, HATZFELD D. Topographic site effects and HVSR. A comparison between observations and theory[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1996, 86(5): 1559 - 1573.
- [6] RONG M, FU L, WANG Z, LI X, et al. On the amplitude discrepancy of HVSR and site amplification from strong-motion observations[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 2017, 107(6): 2873 - 2884.
- [7] NAKAMURA Y. A Method for dynamic characteristics estimations of subsurface using microtremors on the ground surface[J]. Quarterly Report of Railway Technical Research

- Institute of Japanese National Railways, 1989, **30**(1): 25 - 33.
- [8] 高广运, 吴世明, 周健, 等. 场地卓越周期的讨论与测定[J]. 工程勘察, 2000, **2**(5): 29 - 31. (GAO Guang-yun, WU Shi-ming, ZHOU Jian, et al. Discussion and measurement of site predominant period[J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2000, **2**(5): 29 - 31. (in Chinese))
- [9] DOBRY R, OWEIS I, URZUR A. Simplified procedures for estimation the fundamental period of a soil profile[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1976, **66**(4): 1293 - 1321.
- [10] 《工程地质手册》编委会. 工程地质手册[M]. 5版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006. (Editorial Board of Engineering Geology Manual. Engineering Geology Manual[M]. 5th ed. Beijing: China Building Industry Press, 2006. (in Chinese))
- [11] 齐文浩, 薄景山, 刘红帅. 水平成层场地基本周期的估算公式[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(4): 779 - 784. (QI Wen-hao, BO Jing-shan, LIU Hong-shuai. Fundamental period formula for horizontal layered soil profiles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(4): 779 - 784. (in Chinese))
- [12] YANG J. Saturation effects on horizontal and vertical motions in a layered soil–bedrock system due to inclined SV waves[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2001, **21**(6): 527 - 536.
- [13] WANG S, HAO H. Effects of random variations of soil properties on site amplification of seismic ground motions[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2002, **22**(7): 551 - 64.
- [14] ZHANG D Y, XIE W C, PANDEY M D. Synthesis of spatially correlated ground motions at varying sites based on vector-valued seismic hazard deaggregation[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2012, **41**: 1 - 13.
- [15] 荣棉水, 喻烟, 王继鑫. 基于强震观测的海域和陆域场地效应的对比研究[J]. 建筑结构, 2018, **48**(增刊2): 345 - 349. (RONG Mian-shui, YU Tian, WANG Ji-xin. Comparative study on site-effects of sea and land area based on strong earthquake observation[J]. Building Structure, 2018, **48**(S2): 345 - 349. (in Chinese))
- [16] FAN S, SHI Y, LIU C, et al. Simulation of spatially varying seafloor ground motions with random seawater layer and complex terrain[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018, **111**: 110 - 118.
- [17] 张奎, 赵成刚, 李伟华. 海底软土层对海洋地基场地动力响应的影响[J]. 岩土力学, 2019, **40**(6): 1 - 13. (ZHANG Kui, ZHAO Cheng-gang, LI Wei-hua. Study on the seismic response of the seafloor ground with seafloor soft soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(6): 1 - 13. (in Chinese))
- [18] 刘晶波, 刘祥庆, 王宗刚. 离心机振动台试验叠环式模型箱边界效应[J]. 北京工业大学学报, 2008, **34**(9): 931 - 937. (LIU Jing-bo, LIU Xiang-qing, WANG Zong-gang. Boundary effect of laminar model box for shaking table tests on geotechnical centrifuge system[J]. Journal of Beijing University of Technology, 2008, **34**(9): 931 - 937. (in Chinese))
- [19] LEE C J, WEI Y C, KUO Y C. Boundary effects of a laminar container in centrifuge shaking table tests[J]. Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 2012, **34**: 37 - 51.
- [20] Building Seismic Safety Council. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures[S]. 2020.
- [21] 许成顺, 豆鹏飞, 杜修力, 等. 液化场地—群桩基础—结构体系动力响应分析——大型振动台模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(12): 2173 - 2181. (XU Cheng-shun, DOU Peng-fei, DU Xiu-li, et al. Dynamic response analysis of liquefied site-pile ground foundation-structure system—large scale shaking table mdel test[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(12): 2173 - 181. (in Chinese))
- [22] BOORE D M. Simulation of ground motion using the stochastic method[J]. Pure and Applied Geophysics, 2003, **160**(3/4): 635 - 676.
- [23] BORCHERDT R D. Effect of local geology on ground motion near San Francisco Bay[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1970, **60**(1): 29 - 61.
- [24] 大琦顺彦. 地震动的谱分析入门[M]. 田琪, 译. 北京: 地震出版社, 2008: 171 - 174. (OSAKI Yorihiko. Shin Jishindo No Spectre Kaiseki Nyumon[M]. TIAN Qi, trans. Beijing: Seismological Press, 2008: 171 - 174. (in Chinese))
- [25] 王海云. 土层场地的放大作用随深度的变化规律研究—以金银岛岩土台阵为例[J]. 地球物理学报, 2014, **57**(5): 1498 - 1509. (WANG Hai-yun. Study on variation of soil site amplification with depth: a case at Treasure Island geotechnical array, San Francisco Bay[J]. Chinese Journal of Geophysics, 2014, **57**(5): 1498 - 1509. (in Chinese))
- [26] STEIDL J H, TUMARKIN A G, ARCHULETA R J. What is a reference site?[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1996, **86**(6): 1733 - 1748.
- [27] DIMITRIU P, KALOGERAS I, THEODULIDIS N. Evidence of nonlinear site response in horizontal-to-vertical spectral ratio from near-field earthquakes[J]. Soil dynamics and Earthquake Engineering, 1999, **18**(6): 423 - 435.

DOI: 10.11779/CJGE202104021

# 黏土片与球状颗粒间范德华作用的简便计算方法

申志福<sup>1</sup>, 高 峰<sup>1</sup>, 蒋明镜<sup>2</sup>, 王志华<sup>1</sup>, 刘 瑞<sup>1</sup>, 高洪梅<sup>\*1</sup>

(1. 南京工业大学交通运输工程学院, 江苏 南京 210000; 2. 天津大学建筑工程学院土木工程系, 天津 300350)

**摘要:** 黏粒(黏土片)与非塑性粉粒间相互作用是控制粉质黏土/黏质粉土这一大类土体力学特性的关键因素之一, 范德华力是两种颗粒间最主要的相互作用形式, 也是饱和土真黏聚力的来源。然而, 在土体宏微观关联理论分析、离散元模拟等研究中尚难以得到该力的解析解。为此, 提出一种简便计算方法, 其基本思想是将粉粒视为球体, 将黏土片视为由规则排列的基本立方体构成, 将问题转变为可实现的基本立方体与球状颗粒间的范德华作用求解。首先采用蒙特卡罗模拟, 计算得到不同空间排列方式下基本立方体与球状颗粒间范德华作用力; 随后, 训练一个三层人工神经网络模型用于高精度拟合范德华力与两种颗粒空间关系参数的函数关系; 最后采用叠加法即可简便求得黏土片与球状颗粒间范德华作用的合力与合力矩。结果表明, 提出的简便计算方法准确性高、计算速度快, 且拟合的模型参数适用于黏土片与土体中大于1 μm的球状颗粒间范德华作用计算。

**关键词:** 范德华力; 黏土片; 球状颗粒; 蒙特卡罗模拟; 人工神经网络

中图分类号: TU431; TU47 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)04-0776-07

**作者简介:** 申志福(1988—), 男, 四川绵阳人, 工学博士, 副教授, 主要从事宏微观土力学方面研究。E-mail: zhifushen@njtech.edu.cn。

## An easy method to calculate van der Waals interaction between clay plate and spherical particle

SHEN Zhi-fu<sup>1</sup>, GAO Feng<sup>1</sup>, JIANG Ming-jing<sup>2</sup>, WANG Zhi-hua<sup>1</sup>, LIU Lu<sup>1</sup>, GAO Hong-mei<sup>1</sup>

(1. School of Transportation Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210000, China; 2. Department of Civil Engineering, School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300350, China)

**Abstract:** The interaction between clay plate and non-plastic silty particle is one of the key factors determining the mechanical behavior of silty clay and clayey silt, which form a major category of soil in geotechnical engineering. The van der Waals force is the most important interaction between clay plate and non-plastic silty particle, which is also the origin of true cohesion in saturated clay. However, it is extremely difficult to obtain the analytical solution for this force to be applied in micro-macro cross-scale correlation and discrete element method simulation of soil. An easy method is proposed in this study for this purpose. The basic idea is to view the non-plastic silty particle as the spherical particle and to divide the cubic clay plate into basic cubes. Then, the problem is simplified to obtain the van der Waals interaction between the basic cube and the spherical particle, which can be solved in the following way. First, the Monte Carlo simulation is used to collect the data of van der Waals interaction of the basic cube and the sphere with a wide range of relative position. Then, an artificial neuro network was trained to fit the function between the van der Waals force and the relative position of the two objects with high accuracy. Finally, the total force and torque applied on the clay plate are summed up over all the basic cubes constituting the clay plate. It is found that the proposed easy method has strength in both accuracy and efficiency. The model-fitting parameters can be used to calculate the van der Waals interaction between the clay plate and the spherical particle with a diameter greater than 1 m.

**Key words:** van der Waals force; clay plate; spherical particle; Monte Carlo simulation; artificial neuro network

## 0 引言

粉质黏土/黏质粉土都是粉粒与黏粒的混合土, 是岩土工程中广泛存在的一大类土体, 如中国南海神狐海域天然气水合物储层<sup>[1]</sup>、长江中下游沿岸漫滩相淤泥质粉质黏土等; 其物理、力学特性与黏粒含量密切

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(51908284); 江苏省科技厅自然科学基金青年基金项目(BK20190667); 江苏省高等学校自然科学研究面上项目(19KJB560015); 国家自然科学基金重大项目(51890911); 江苏高校“青蓝工程”资助项目

收稿日期: 2020-04-13

\*通信作者(E-mail: hongmei54@163.com)

相关, 本质上是非塑性粉粒和塑性黏粒间相互作用的宏观表现。以淤泥质粉质黏土为例, 黏土片之间存在范德华相互作用(引力)和双电层相互作用(斥力)、黏土片与粉粒之间也存在范德华相互作用(引力), 这些分别表现为引力和斥力的物理-化学作用在复杂的微观架空结构上取得平衡; 土体受力变形将引起土颗粒排列结构调整和上述物理-化学作用的相应变化, 在宏观上表现出结构性、高压缩性、各向异性等一系列力学性质。其中, 范德华相互作用是土体真黏聚力的来源, 是粉粒与黏粒间相互作用的本质特点, 对于从微观机制上认识粉质黏土/黏质粉土这一大类土体的宏观力学特性具有关键作用。

以离散单元法为代表的数值模拟方法是当前研究土体宏微观力学特性的重要手段<sup>[2]</sup>, 而范德华作用计算方法是离散元模拟黏性土的关键。Jiang 等<sup>[3]</sup>推导了考虑接触宽度的圆盘、球体间范德华力以模拟月壤的真黏聚力; Yao 等<sup>[4]</sup>在三维离散元模拟黏土中采用解析方法计算矩形薄片间的范德华力。当前离散元方法主要用于模拟纯粗粒土(如净砂)或纯黏土, 尚无关干同时包含黏土片和粉粒的离散元模拟报道, 也无考虑黏土片与球状颗粒间范德华力的研究。为此, 本文提出一种黏土片——球状颗粒间范德华作用简便计算方法, 并通过典型算例说明了计算方法的精确性和高效性。

## 1 宏观体间范德华作用求解方法

两分子间范德华吸引能表达式最初由 London<sup>[5]</sup>给出

$$u(\vec{r}) = -\frac{B}{|\vec{r}|^6} \quad , \quad (1)$$

式中,  $B$  为伦敦常数,  $\vec{r}$  为连接两分子中心的矢量,  $|\vec{r}|$  为两分子间距离。实际上, 完整的范德华作用包括吸引和排斥两部分, 分别与距离的 6 次方(如式(1))和 12 次方成反比, 都是分子内部电荷分布不均匀在不同尺度的表现。对于离散元模拟黏性土, 仅式(1)给出的吸引能具有实际意义, 后文将进一步说明。

然而, 式(1)只适用稀薄介质中的范德华作用。对于凝聚态物质(如土体中各类固体矿物), 范德华作用能随分子间距离的衰减比式(1)更快<sup>[6-7]</sup>。对此, Anandarajah 等<sup>[8]</sup>对式(1)进行了修正以考虑范德华作用的迟滞效应(retardation effect):

$$u(\vec{r}) = -\frac{Bc}{|\vec{r}|^6 (|\vec{r}| + c)} \quad , \quad (2)$$

式中, 常数  $c=49.363 \text{ nm}$ 。

两分子间范德华力可通过能量对距离求导得到

$$\vec{f}(\vec{r}) = -\frac{\partial u(\vec{r})}{\partial \vec{r}} \quad . \quad (3)$$

对如图 1 所示的分子密度均匀的两宏观体, 它们之间的范德华力可以通过对式(3)体积分得到<sup>[9-10]</sup>

$$\vec{F} = \rho_1 \rho_2 \int_{V_1} \int_{V_2} \vec{f}(\vec{r}) d\Omega_1 d\Omega_2 \quad , \quad (4)$$

式中,  $V_1$  和  $V_2$  为两个宏观体的范围,  $\rho_1$  和  $\rho_2$  为两宏观体中的分子密度。

宏观体 1 受到宏观体 2 范德华作用形成的力矩可表示为

$$\vec{M} = \rho_1 \rho_2 \int_{V_1} \int_{V_2} \vec{l} \times \vec{f}(\vec{r}) d\Omega_1 d\Omega_2 \quad , \quad (5)$$

式中,  $\vec{l}$  为从力矩作用点  $O_1$  指向微元体中心的矢量。

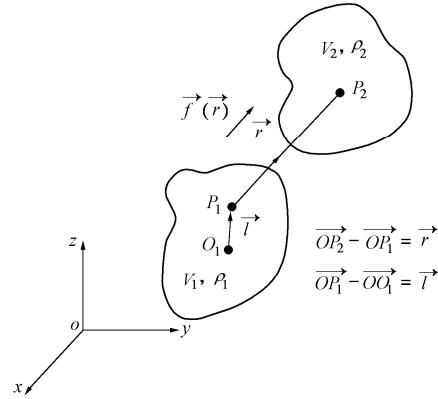


图 1 宏观体之间的范德华相互作用

Fig. 1 Van der Waals interaction between macroscopic bodies

式(4), (5)积分只有在几种简单、规则的宏观体上才能得到解析解, 如点、球体、半无限体之间<sup>[9, 11]</sup>。对于薄黏土片与其他形状实体之间的解析解则难以求解。本文采用蒙特卡罗模拟近似求解式(4), (5)。式(4)可改写为

$$\vec{F} = \rho_1 \rho_2 \int_{V_1} \int_{V_2} \frac{\vec{f}(\vec{r})}{g_1 g_2} g_1 g_2 d\Omega_1 d\Omega_2 \quad , \quad (6)$$

式中,  $g_1$ ,  $g_2$  可为任意函数。

若选择合适的  $g_1$ ,  $g_2$  使得  $\int_{V_1} g_1 d\Omega_1 = 1$ ,  $\int_{V_2} g_2 d\Omega_2 = 1$ , 则式(6)可视为对函数  $\rho_1 \rho_2 \vec{f}(\vec{r})/(g_1 g_2)$  求期望, 且  $g_1$ ,  $g_2$  应为矢量  $\vec{r}$  的两端点在宏观体 1 和宏观体 2 中的概率密度函数。对分子密度均匀的宏观体应有  $g_1 = 1/V_1$ ,  $g_2 = 1/V_2$ 。根据期望的定义, 式(6)也可表达为

$$\vec{F} = \frac{\rho_1 \rho_2 V_1 V_2}{N_1 N_2} \lim_{\substack{N_1 \rightarrow \infty \\ N_2 \rightarrow \infty}} \sum_{i=1}^{N_1 N_2} \vec{f}(\vec{r}) \quad , \quad (7)$$

式中,  $N_1$  和  $N_2$  分别为两个宏观体中的取样点数, 且应有  $N_1 : N_2 = \rho_1 V_1 : \rho_2 V_2$ 。

同理, 式(5)可表示为

$$\vec{M} = \frac{\rho_1 \rho_2 V_1 V_2}{N_1 N_2} \lim_{\substack{N_1 \rightarrow \infty \\ N_2 \rightarrow \infty}} \sum_{i=1}^{N_1 N_2} \vec{l} \times \vec{f}(\vec{r}) \quad . \quad (8)$$

蒙特卡罗模拟的思想是通过计算式(7), (8)近似得到  $\bar{F}$  和  $\bar{M}$ 。本研究将黏土片简化为薄片状长方体, 粉粒简化为球体, 如图 2 所示。然而, 由于  $\vec{f}_1(\vec{r})$  对距离非常敏感, 在黏土片和球体两个宏观体上采样计算式(7), (8) 将导致巨大的计算量。为此, 采用以下方法大幅度降低计算量:

(1) 将黏土片视为由规则排列的基本立方体构成, 如图 2 所示。根据范德华作用的可叠加性, 只需求得基本立方体受到的球体颗粒的范德华作用, 再将构成黏土片的所有基本立方体所受作用求和, 即可得到整个黏土片受到的范德华作用。因此, 待求解问题转变为求解基本立方体与球体间的范德华作用。

(2) 借助点与球体间范德华作用的解析解, 计算式(7), (8) 时只需在基本立方体上采样即可, 由此避免了在球体上采样。

此处将黏土片视为立方体的集合系基于以下考虑。水化后的黏土矿物一般由多个晶层堆叠而成, 层间还可能存在阳离子与水分子。当不关心晶层间相互作用细节时, 可将晶层和层间可能存在的阳离子与水分子视为薄片状整体, 此即黏土片; 而计算范德华力所需的哈梅克常数  $A$  (见后文公式(12), (13)) 可视为黏土片内各成分的某种加权平均。

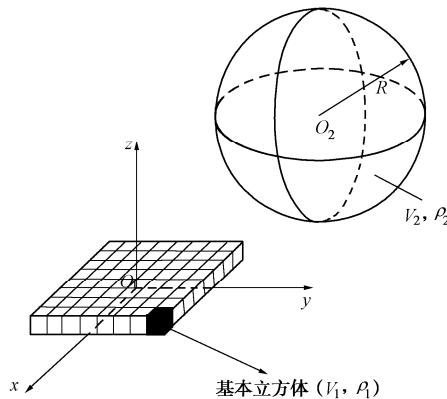


图 2 黏土片与球体间相对几何关系

Fig. 2 Geometric relationship between clay plate and sphere

## 2 基本立方体与球体间范德华作用

### 2.1 点与球体间范德华作用

参考 Anandarajah 等<sup>[8]</sup>给出的两球体间的范德华力, 可方便推得图 3 中点  $P$  受到球体的范德华引力  $\vec{f}_1(\vec{r})$ , 其方向从点  $P$  指向球心。图 3 中  $d_n$  表示点与球表面的净距。

点与球体间范德华力大小为

$$|\vec{f}_1(\vec{r})| = \frac{b_1 + b_2}{3c^4 d^2 (d^2 - R^2)^4}, \quad (9)$$

式中,  $d$  为点到球心距离,  $R$  为球体半径,

$$\begin{aligned} b_1 &= 2cR(a_1 + a_2 + a_3 + a_4 + 3R^8), \\ b_2 &= 3a_5(c^2 - d^2 - R^2)(d^2 - R^2)^4, \\ a_1 &= 3(c - d)d^7, \\ a_2 &= d^3(3c + 2d)(4c^2 - 6cd + 3d^2)R^2, \\ a_3 &= 3c(4c - d)d^2R^4, \\ a_4 &= (-2c^2 + 3cd - 6d^2)R^6, \\ a_5 &= \log\left[\frac{(d - R)(c + d + R)}{(d + R)(c + d - R)}\right]. \end{aligned}$$

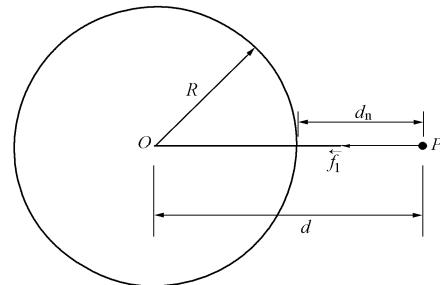


图 3 点与球体间范德华力

Fig. 3 Van der Waals force between point and sphere

图 4 为  $P$  点与半径为 1 m 的球体之间的范德华引力。图 4 表明, 点与球体间范德华力随净距增大而快速非线性减小; 当净距超过 4 nm 后, 范德华力小到可以忽略。当净距趋近 0 时, 范德华力将趋近无穷大。但实际上, 当净距小于 1 nm 后, 范德华斥力将快速增长并成为主导力, 表现为对两宏观体相互贯穿的排斥, 故而当净距小于 1 nm 后范德华引力精确值对求解土颗粒间相互作用意义不大。Yao 等<sup>[4]</sup>在采用离散元模拟黏土时则假设净距小于 0.9 nm 后范德华引力保持恒定。

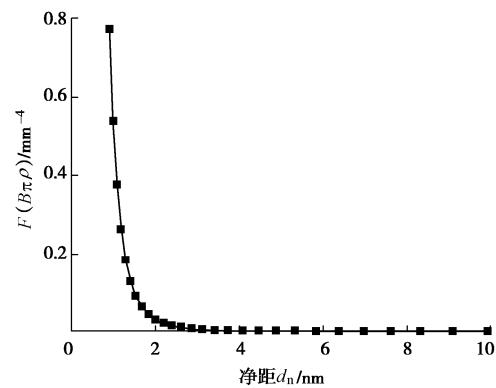


图 4 点与球体间范德华力与净距的关系

Fig. 4 Relationship between van der Waals force and net distance between point and sphere

图 5 给出了点与不同大小球体间范德华力的关系。可以看到, 在相同净距下, 点与半径大于 1  $\mu\text{m}$  的球体间范德华力基本与半径无关, 这是由于范德华吸引能与距离的 6 次方成反比, 图 3 中点  $P$  与球体内最

靠近该点的局部小范围分子间作用对整个范德华力的贡献最大, 而较远位置处的分子贡献几乎为零。

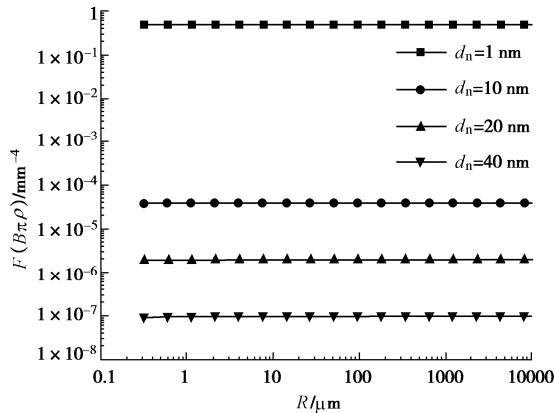


图 5 球体半径对点与球体间范德华力的影响

Fig. 5 Effects of sphere radius on van der Waals force between point and sphere

## 2.2 基本立方体与球体间范德华相互作用

在式(9)的点与球体间范德华力解析解基础上, 本节采用蒙特卡罗模拟计算边长  $L=10 \text{ nm}$  的基本立方体受到半径为  $R=1 \mu\text{m}$  球体的范德华作用。以立方体中心为原点建立图 6 所示坐标系, 通过改变球心位置反映立方体与球体间不同的相对位置关系。为便于表达, 图 6 中几何尺寸未按比例绘制。原则上, 本文方法适用于任何尺寸的基本立方体且精度均可保证, 而此处选择立方体边长为  $10 \text{ nm}$  是考虑以下物理意义和计算效率两方面因素: ①黏土片厚度一般在几十纳米范围, 边长  $10 \text{ nm}$  的立方体可方便地构建出一系列不同厚度的黏土片, 若基本立方体再大则其构建黏土片的灵活性将降低; ②若基本立方体尺寸更小, 对图 2 中众多基本立方体与球体相互作用求和将非常费时。

此处选择半径为  $1 \mu\text{m}$  的球体基于以下两点考虑: ①土体中非塑性颗粒半径一般不会小于  $1 \mu\text{m}$ ; ②根据图 5 可推知, 边长为  $10 \text{ nm}$  的基本立方体与半径大于  $1 \mu\text{m}$  的球体之间的范德华作用基本与半径无关(由于基本立方体与球体相比体积非常小), 这使得本文的研究结果适用于黏土片与土体中任意粒径非塑性颗粒间范德华相互作用。

为遍历基本立方体与球体间可能的相对位置关系并考虑到对称性, 图 6 中  $\gamma$  和  $\beta$  的范围均为  $[0, 0.5\pi]$ , 球心位置用 3 个参数  $(m, n, d)$  表征, 其中  $m = \gamma/(0.5\pi) \in [0, 1]$ ,  $n = \beta/(0.5\pi) \in [0, 1]$ ,  $d$  为球心与基本立方体中心距离。对  $\gamma$ ,  $\beta$  分别均匀划分为 20 份, 在各  $\gamma$ ,  $\beta$  组合下, 以  $d_0$  表示基本立方体与球体刚好接触时两者中心距离,  $d$  的取值为  $d_0 + 10^{0.065i} \text{ nm}$ ,  $i \in [0, 20]$ ,  $d$  取

值超出此范围后范德华作用几乎为零, 不必再考虑。对 3 个参数逐一遍历计算, 总算例数为  $21^3=9261$  个。

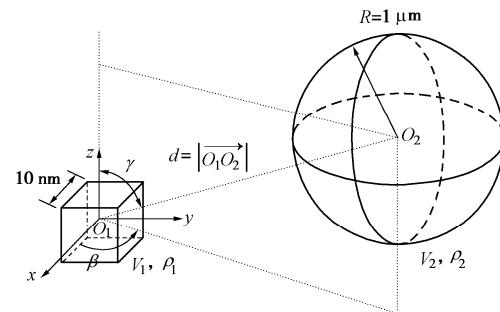


图 6 基本立方体与球体间几何关系示意图

Fig. 6 Geometric relationship between basic cube and sphere

借助式(9), 采用蒙特卡罗模拟法计算式(7), (8) 时不需在球体上采样, 而仅需在立方体上采样。故式(7), (8) 变形为

$$\vec{F} = \rho_1 V_1 \lim_{N_1 \rightarrow \infty} \frac{1}{N_1} \sum_{i=1}^{N_1} \vec{f}_1(\vec{r}) \quad , \quad (10)$$

$$\vec{M} = \rho_1 V_1 \lim_{N_1 \rightarrow \infty} \frac{1}{N_1} \sum_{i=1}^{N_1} \vec{l} \times \vec{f}_1(\vec{r}) \quad , \quad (11)$$

式中,  $\vec{l}$  为从立方体中心指向立方体中采样点的矢量。

为便于后续分析, 定义量纲归一化力和力矩为

$$\vec{F}^* = \frac{c}{A} \vec{F} \quad , \quad (12)$$

$$\vec{M}^* = \frac{1}{A} \vec{M} \quad , \quad (13)$$

式中,  $A = \pi^2 B \rho_1 \rho_2$  为哈梅克常数, 与黏土矿物类型、黏土孔隙介质有关<sup>[11]</sup>。

用蒙特卡罗模拟法求解式(10), (11) 的方法是在基本立方体内随机采样  $N_1$  个点, 计算这些点处  $\vec{f}_1(\vec{r})$ 、 $\vec{l} \times \vec{f}_1(\vec{r})$  的平均值; 当采样点数  $N_1$  越大, 计算结果越逼近真实解。试算发现, 立方体与球体间距越小, 所需采样点越多。本文采用以下方法确定蒙特卡罗模拟在基本立方体中的采样点数: 进行 10 次平行模拟, 计算所得范德华力的大小误差在  $\pm 0.5\%$  范围内即可认为采样点足够; 检验表明, 此时蒙特卡罗模拟结果可认为收敛。经试算, 采样点数需满足以下条件: 立方体与球体间净距离小于等于  $1.2 \text{ nm}$  时, 取  $5 \times 10^6$  个采样点; 当净距大于  $1.2 \text{ nm}$  而小于  $1.5 \text{ nm}$  时, 取  $1 \times 10^6$  个采样点; 当净距大于等于  $1.5 \text{ nm}$  时取  $2 \times 10^5$  个采样点。以存在解析解的半径为  $R'=5 \text{ nm}$  的球体(基本立方体的内切球)与半径为  $1 \mu\text{m}$  的球体间范德华力为例(此时采样仅在半径为  $5 \text{ nm}$  的球体内进行), 图 7 给出了 5 次平行模拟的结果与解析解的对比。结果表明, 上述采样点数的选择是合理的, 保证了蒙特卡罗模拟具有预期的精度。

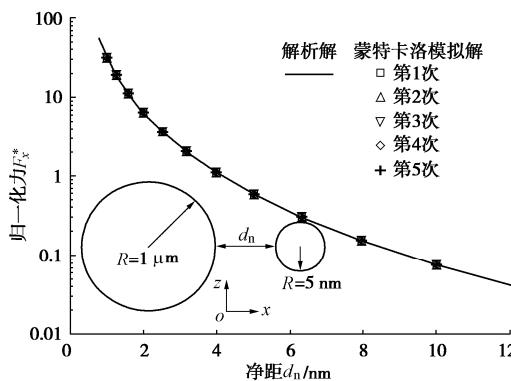


图 7 蒙特卡罗模拟与解析解对比

Fig. 7 Comparison between Monte Carlo simulation and analytical solution

图 8 为采用蒙特卡罗模拟得到的基本立方体与球体间范德华作用。图 8 (a) 中  $m=n=0$ , 即球体位于立方体正上方 ( $+z$  方向), 立方体受到的范德华引力沿  $+z$  方向, 当距离  $d-R$  超过 10 nm 后范德华力小到可以忽略;  $x$ ,  $y$  方向作用力以及 3 个方向的力矩几乎为零, 与预期相符。图 8 (b) 中  $m=0.2$ ,  $n=0.8$ , 球体对立方体的范德华作用表现为 3 个方向的力与力矩, 当距离  $d-R$  超过 15 nm 后范德华力作用小到可以忽略。对比图 8 (a) 和 (b) 可知, 两宏观体之间的范德华作用大小与两者相对距离 ( $d$ ) 和位置 ( $m$ ,  $n$ ) 都有关系。

对所有算例结果统计分析表明, 立方体与球体间范德华力方向几乎沿着两者中心连线方向, 这是由于基本立方体与球体相比非常小, 立方体本身的尺寸对范德华力方向影响极小; 但范德华力的大小与  $m$ ,  $n$ ,  $d$  三个参数都密切相关。将基本立方体受到的力矩大小与范德华力的大小比值定义为名义力臂。图 9 表明, 名义力臂范围在 0~2 nm, 且绝大多数分布在 0~1 nm, 相对于立方体边长 (10 nm) 而言比较小。后文结果将表明, 在黏土片与球体间相互作用简便计算方法中, 不考虑这种力矩引起的误差很小。

### 2.3 人工神经网络模型拟合

为获得范德华力大小与  $m$ ,  $n$ ,  $d$  三个参数之间的函数关系, 此处基于蒙特卡罗模拟结果训练一个人工神经网络模型来拟合这种函数关系。将 9261 个算例结果构成的数据集划分为 70% 训练集, 15% 验证集和 15% 测试集, 经过多次尝试后确定的网络结构包括一个输入层 (3 个神经元, 分别为  $m$ ,  $n$ ,  $d$ ), 一个隐藏层 (10 个神经元) 和一个输出层 (1 个神经元, 即范德华力的大小), 采用 Levenberg-Marquardt 算法, 经过 279 轮训练后均方误差稳定在  $10^{-4}$  附近。图 10 给出了测试集目标值 (即真实值) 与神经网络预测值的

比较。可以看到, 数据点分布在斜率为 1 的直线附近很小范围, 说明训练得到的神经网络模型拟合精确度足够高。

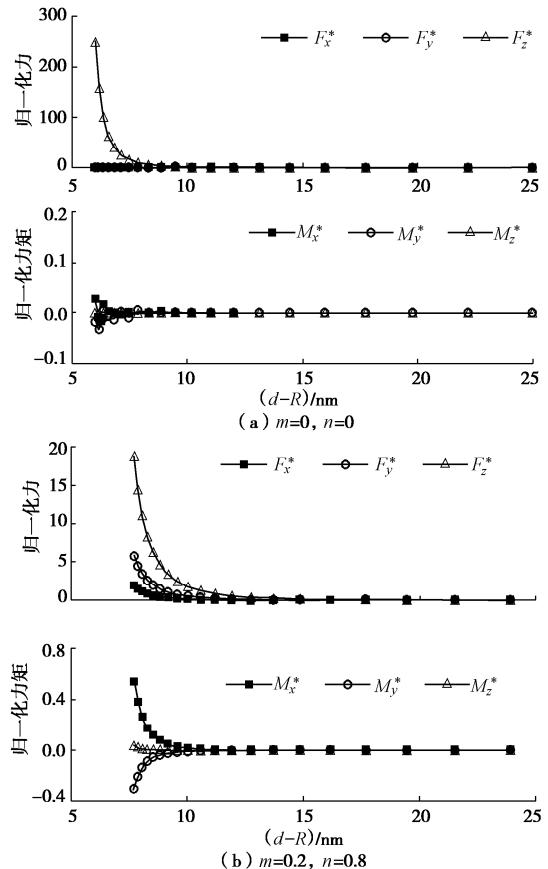


图 8 基本立方体与球体间范德华作用计算结果

Fig. 8 Van der Waals interactions between basic cube and sphere

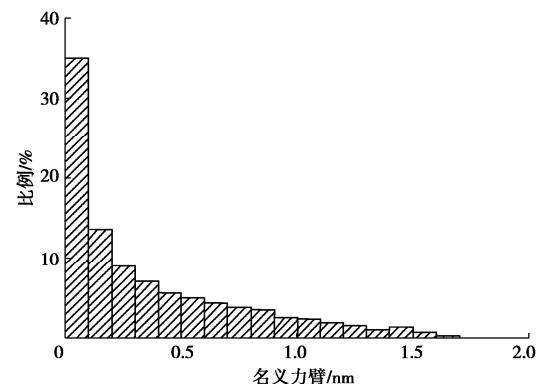


图 9 名义力臂分布直方图

Fig. 9 Histogram of nominal force arm

为便于读者编程实现, 此处给出神经网络模型的运算过程与模型参数:

$$\mathbf{x}_{1,3 \times 1} = \mathbf{x}_{\text{gain}, 3 \times 3} (\mathbf{x}_{\text{in}, 3 \times 1} - \mathbf{x}_{\text{offset}, 3 \times 1}) + \mathbf{x}_{b, 3 \times 1}, \quad (14a)$$

$$\mathbf{x}_{2,10 \times 1} = \mathbf{W}_{1,10 \times 3} \mathbf{x}_{1,3 \times 1} + \mathbf{b}_{1,10 \times 1}, \quad (14b)$$

$$\mathbf{x}'_{2,10 \times 1} = \tanh(\mathbf{x}_{2,10 \times 1}), \quad (14c)$$

$$y = \mathbf{W}_{2,1 \times 10} \mathbf{x}'_{2,10 \times 1} + b_2, \quad (14d)$$

$$y_{\text{out}} = (y - y_b) / y_{\text{gain}} + y_{\text{offset}}, \quad (14e)$$

其中,  $\mathbf{x}_{in,3\times 1} = [m, n, d]^T$  为输入数据,  $y_{out}$  为输出的预测值,  $\mathbf{x}_{1,3\times 1}$ ,  $\mathbf{x}_{2,10\times 1}$ ,  $\mathbf{x}'_{2,10\times 1}$ ,  $y$  为中间变量, 其余为通过神经网络训练得到的模型参数:

$$\mathbf{x}_{offset,3\times 1} = [0, 0, 6.000]^T,$$

$$\mathbf{x}_{gain,3\times 3} = \begin{bmatrix} 2.000 & 0 & 0 \\ 0 & 2.000 & 0 \\ 0 & 0 & 0.08845 \end{bmatrix},$$

$$\mathbf{x}_{b,3\times 1} = [-1.000, -1.000, -1.000]^T,$$

$$\mathbf{W}_{1,10\times 3} = \begin{bmatrix} -0.1664 & -0.09563 & -9.803 \\ 0.7116 & -0.8541 & -7.793 \\ -0.5982 & -0.9956 & 4.500 \\ 0.6417 & 2.303 & -4.751 \\ 0.5370 & 1.042 & -6.534 \\ 0.7250 & 0.04804 & 5.153 \\ -0.6017 & -1.360 & 5.076 \\ 1.153 & 0.04624 & 5.301 \\ 2.152 & 0.05046 & 5.338 \\ 0.05112 & 0.02369 & 25.18 \end{bmatrix},$$

$$\mathbf{b}_{1,10\times 1} = [-10.18, -9.841, 5.495, -7.156, -7.430, 5.758, 6.562, 6.834, 7.713, 26.72]^T,$$

$$\mathbf{W}_{2,1\times 10} = [2.900, -2.078, -0.9796, 1.198, 1.514, -2.290, 4.209, 10.86, -3.505, -12.651],$$

$$b_2 = 6.892, y_b = -1.000, y_{gain} = 0.0080, y_{offset} = 7.523 \times 10^{-3}.$$

至此, 基本立方体与球体间的范德华力大小和方向全部确定, 并可忽略力矩作用。

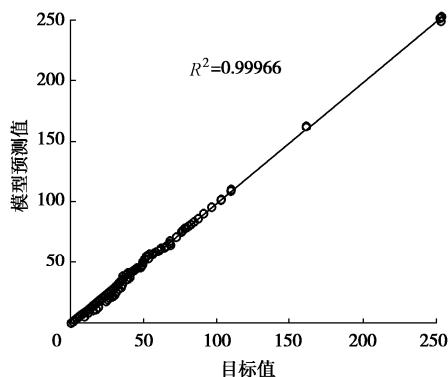


图 10 神经网络预测值精度验证

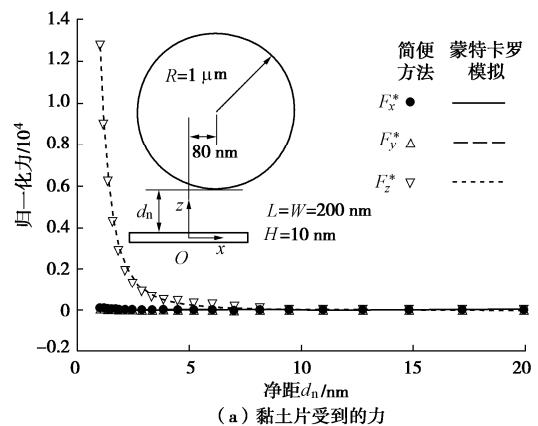
Fig. 10 Accuracy verification of neural network fitting

### 3 黏土片与球体间范德华作用简便计算方法

以图 2 为例说明黏土片与球体间范德华作用简便计算方法步骤。①将黏土片划分为边长为 10 nm 的立方体集合。②对每个立方体建立如图 6 所示局部坐标系, 求得  $m$ ,  $n$ ,  $d$  3 个参数; 当球心不位于局部坐标系的第一象限 ( $x \geq 0, y \geq 0, z \geq 0$ ) 时, 可利用坐标变换将球心变换至第一象限。③利用神经网络模型计

算各立方体受到球体作用的范德华引力, 并在整体坐标系下计算整个黏土片受到的合力与合力矩。

由于黏土片与球体间范德华作用无法求得解析解, 为验证本文简便方法的可靠性, 图 11 对比了简便计算方法与蒙特卡罗模拟得到的结果, 其中黏土片尺寸为长度  $L=200$  nm, 宽度  $W=200$  nm, 厚度  $H=10$  nm, 球心  $x, y$  坐标分别为 80, 20 nm。为保证模拟精度, 此处蒙特卡罗模拟在黏土片中的采样点数为边长 10 nm 立方体中采样点数的 400 倍 (即两者的体积比)。图 11 表明, 随着黏土片与球体净距的增大, 范德华力和力矩均快速减小; 当净距超过 10 nm 后, 两实体间范德华作用小到可以忽略。图 11 还表明, 简便计算方法尽管忽略了基本立方体与球体间的力矩作用, 且神经网络模型拟合也必然存在一定误差, 但其计算结果与蒙特卡罗模拟结果基本一致; 相对误差较大处的范德华力和力矩本身已较小。图 11 中简便计算方法耗时约为蒙特卡罗模拟耗时的万分之一。因此, 本文提出的简便算法精度高且能极大节省计算时间, 对大规模高效率离散元数值模拟的实现具有重要价值。



(a) 黏土片受到的力

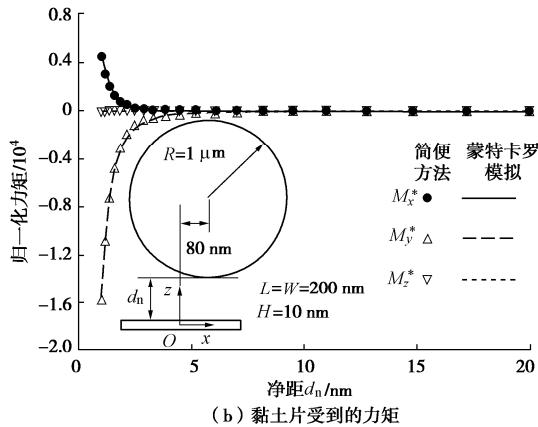


图 11 黏土片受到球体的范德华作用

Fig. 11 Van der Waals action of sphere on clay plate

图 12 进一步讨论了黏土片尺寸与其所受范德华力的关系。图中, 黏土片保持  $L=W=20H$  的三向尺寸

比例, 与球体净距离保持为 1.82 nm, 黏土片厚度从 10 nm 增长到 70 nm, 涵盖黏土片的常见尺寸范围。图 12 表明, 当黏土片尺寸增大时, 所受的范德华力呈现增长率渐增的非线性增长趋势。当参数  $A$  取  $1 \times 10^{-19}$  J (高岭石—水—氯化钠电解质体系典型值)<sup>[5]</sup>, 黏土矿物密度取为 2.63 g/cm<sup>3</sup> 时, 黏土片所受范德华引力与其自身重力的比值在  $10^7 \sim 10^8$  量级, 可见准确计算范德华引力对离散元模拟黏性土的准确性至关重要。

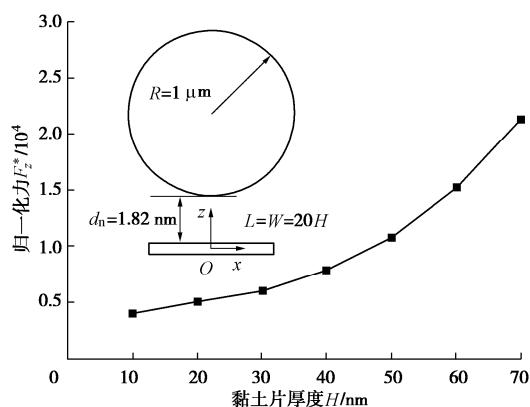


图 12 黏土片尺寸对其所受范德华力的影响

Fig. 12 Effects of clay plate size on van der Waals force

## 4 结语

本文针对黏土片与球形颗粒间范德华作用难以解析求解的困难, 提出一种简便计算方法, 其本质是计算构成黏土片的基本立方体与球状颗粒间的范德华力, 最后矢量求和获得黏土片受到的合力、并计算合力矩。各基本立方体与球状颗粒间的范德华力可采用基于蒙特卡罗模拟数据集训练得到的神经网络模型快捷计算得到。由此避开了解析解不可得的难题, 也避免了重复进行蒙特卡罗模拟。采用简便方法计算的典型算例表明, 对平面尺寸为 200 nm × 200 nm、厚度为 10 nm 的黏土片, 与球状颗粒的最小净距在 10 nm 范围内应考虑两者间范德华作用。

本文给出了简便计算所需的所有参数, 包括哈梅克常数  $A$ (可参考文献[11]确定)、常数  $c$ ( $c=49.363\text{ nm}$ ) 及公式(14)中的拟合参数(已由神经网络训练得到), 读者可植入任何程序开发使用。后续研究将应用本文方法进行粉质黏土/黏质粉土的大规模(数十万颗粒)离散元数值模拟, 以解决离散元模拟计算量巨大的难题。

## 参考文献:

[1] 陈芳, 周洋, 苏新, 等. 南海神狐海域含水合物层粒

度变化及与水合物饱和度的关系[J]. 海洋地质与第四纪地质, 2011, 31(5): 95–100. (CHEN Fang, ZHOU Yang, SU Xin, et al. Gas hydrate saturation and its relation with grain size of the hydrate-bearing sediments in the Shenhua area of Northern South China Sea[J]. Marine Geology & Quaternary Geology, 2011, 31(5): 95–100. (in Chinese))

- [2] 蒋明镜. 现代土力学研究的新视野—宏微观土力学[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(2): 195–254. (JIANG M J. New paradigm for modern soil mechanics: geomechanics from micro to macro[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(2): 104–116. (in Chinese))
- [3] JIANG M J, SHEN Z F, THORNTON C. Microscopic contact model of lunar regolith for high efficiency discrete element analyses[J]. Computers and Geotechnics, 2013, 54: 104–116.
- [4] YAO M, ANANDARAJAH A. Three-Dimensional discrete element method of analysis of clays[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2003, 129(6): 585–596.
- [5] LONDON F. Zur theorie und systematik der molecular kräfte[J]. Zeitschrift für Physik, 1930, 63(3/4): 245–279. (LONDON F. On the theory and systematics of molecular forces[J]. Journal of Physics, 1930, 63(3/4): 245–279. (in German))
- [6] CASIMIR H B G, POLDER D. The influence of retardation on the London-van der Waals forces[J]. Physical Review, 1948, 73(4): 360–372.
- [7] LIFSHITZ E M. The theory of molecular attractive forces between solids[J]. Soviet Physics, 1956, 2(1): 73–83.
- [8] ANANDARAJAH A, CHEN J. Single correction function for computing retarded van der Waals attraction[J]. Journal of Colloid and Interface Science, 1995, 176(2): 293–300.
- [9] HAMAKER H C. The London-van der Waals attraction between spherical particles[J]. Physica, 1937, 4(10): 1058–1072.
- [10] De BOER J H. The influence of van der Waals' forces and primary bonds on binding energy, strength and orientation, with special reference to some artificial resins[J]. Transactions of the Faraday Society, 1936, 32: 10–37.
- [11] ANANDARAJAH A, CHEN J. Van der Waals attractive force between clay particles in water and contaminants[J]. Soils and Foundations, 1997, 37(2): 27–37.

DOI: 10.11779/CJGE202104022

# 盐溶液饱和高庙子膨润土的强度特性

郑新江, 徐永福

(上海交通大学船舶海洋与建筑工程学院, 上海 200240)

**摘要:** 膨润土因具有高膨胀性、低渗透性、优良的核素吸附性等性质, 被选作深层地质处置库的缓冲和回填材料。为研究围岩孔隙溶液对膨润土强度的影响, 将 GMZ07 膨润土试样在不同浓度的  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  溶液中饱和、固结后进行直剪试验, 分析溶液浓度对 GMZ07 膨润土抗剪强度的影响。试验结果表明, 随着盐溶液浓度的增加, 膨润土试样的黏聚力及内摩擦角均增大, 强度显著提高。在膨润土表面分形模型的基础上, 引入考虑渗透吸力的修正有效应力对试验结果进行了解释。将通过修正有效应力计算得到的 GMZ07 膨润土在  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  溶液中的抗剪强度与实测抗剪强度进行比较, 二者基本吻合, 验证了考虑渗透吸力的修正有效应力的正确性。

**关键词:** 膨润土; 盐溶液; 抗剪强度; 修正有效应力

中图分类号: TU443 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)04-0783-06

作者简介: 郑新江(1994—), 男, 博士研究生, 主要从事化学溶液对膨胀性黏土影响的研究。E-mail: zhengxinjiang1994@sjtu.edu.cn。

## Strength characteristics of GMZ bentonite saturated with salt solutions

ZHENG Xin-jiang, XU Yong-fu

(Department of Civil Engineering, Shanghai Jiao Tong University, Shanghai 200030, China)

**Abstract:** Bentonite is selected as a buffer and backfill material for deep geological repositories due to its high expansibility, low permeability, and excellent nuclide adsorptive. In order to study the effect of the pore solution of the surrounding rock on the strength of bentonite, GMZ07 bentonite specimens are saturated and consolidated in  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  solution with different concentrations for direct shear tests. The test results show that as the concentration of the salt solution increases, the cohesive intercept and internal friction angle of the bentonite sample increase, and the strength increases significantly. Based on the fractal model for bentonite surface, the modified effective stress that considers the osmotic suction is introduced to explain the test results. The shear strength of GMZ07 bentonite in  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  solution calculated by the modified effective stress is compared with the measured value, and the two are basically in agreement, which verifies the correctness of the modified effective stress considering the osmotic suction.

**Key words:** bentonite; salt solution; shear strength; modified effective stress

## 0 引言

膨润土作为深层地下处置库的缓冲和回填材料, 应当具有一定的强度以抵抗围岩地应力。为了更好地评估处置库的长期稳定性, 必须确定压实膨润土的抗剪强度, 确保其在极端条件下也不会因滑动而导致核素的泄露<sup>[1]</sup>。同时, 与膨润土垫层接触的围岩孔隙中的流体中溶解有各种化学元素, 对膨润土缓冲层的力学行为影响很大<sup>[2]</sup>。因此有必要研究盐溶液对膨润土性质的影响, 由此更好的评估处置库的安全性<sup>[3]</sup>。

孔隙液体的化学成分构成化学负荷, 可能会影响膨润土垫层的力学性能。研究发现, 孔隙流体中化学成分的变化引起的膨润土与孔隙流体之间的物理化学相互作用可能会影响膨润土的力学性能<sup>[4-8]</sup>。膨润

土的强度响应高度依赖于孔隙流体化学成分的类型和浓度<sup>[9-12]</sup>。Hueckel 等<sup>[13]</sup>从微观和宏观的角度讨论了化学成分导致黏土的水力传导率和力学性能变化的可能机理。Di<sup>[14]</sup>通过 Bisaccia 膨润土在去离子水、 $\text{NaCl}$ 、 $\text{KCl}$  溶液以及乙醇中的直剪试验, 发现液体成分对膨润土的峰值强度和残余强度影响很大。同时, Di<sup>[15]</sup>还研究了  $\text{NaCl}$  溶液浓度对 Ponza 膨润土强度的影响, 试验结果表明, 随着盐溶液浓度的增加, 膨润土残余强度增大。随后很多学者也通过试验验证了这种现象<sup>[16-18]</sup>。Anson 等<sup>[19]</sup>分析了膨润土强度随盐溶液浓度的变化, 发现膨润土峰值强度随盐溶液浓度增大而增大, 残余

表 1 GMZ07 膨润土矿物组成及基本物理指标

Table 1 Mineral compositions and basic physical index of GMZ07 bentonite

相对质量 密度	含水率 /%	液限 /%	塑限 /%	塑性 指数	矿物组成/%				
					蒙脱石	石英	方石英	斜长石	微斜长石
2.76	9.3	125.0	30.0	95.0	61	23	3	7	6

强度与盐溶液浓度不存在单调变化关系, 而与土的结构及自身性质有关。Zhang 等<sup>[20]</sup>通过 GMZ07 膨润土在不同浓度 NaCl 溶液中的直剪试验, 发现 GMZ07 膨润土的峰值强度随 NaCl 溶液浓度增大而增大。徐永福<sup>[21]</sup>和李晓月等<sup>[22-23]</sup>在膨润土表面分形模型的基础上, 通过考虑盐溶液渗透吸力的影响, 研究了化学溶液对膨润土膨胀性能及强度的影响。

黏土的剪切强度可以通过莫尔-库仑准则计算, 其大小取决于所受有效应力的大小, 且与自身的内摩擦角和黏聚力有关。张龙<sup>[24]</sup>通过对不同浓度盐溶液下的膨润土进行了扫描电镜测试, 分析在不同盐溶液浓度下膨润土的微观结构, 发现在 NaCl 溶液作用下, 蒙脱石颗粒表面呈现细粒化, 并随着 NaCl 溶液浓度增加, 颗粒表面的细粒化程度更加明显, 比表面积增大, 导致蒙脱石颗粒之间的作用力及摩擦作用增强, 导致试样内摩擦角变大。另一方面, 由于黏土颗粒水平上的静电引力和静力斥力对其力学性质有很强的影响, Sridharan 等<sup>[25]</sup>考虑静电引力和斥力的影响, 提出黏土的有效应力可表示为

$$p' = \sigma - u_w + F - F_r , \quad (1)$$

式中,  $p'$  是有效应力,  $\sigma$  是总应力,  $u_w$  为孔隙水压,  $F$  和  $F_r$  分别为颗粒间吸引力和排斥力。黏土颗粒间的吸引力可以定量计算, 但是排斥力还未有准确的计算方法, 只能通过双电层理论进行定性分析<sup>[26]</sup>。此外, 扩散双电层理论要求晶层间距达到一定距离, 因此双电层理论不能用于高压实膨润土的分析<sup>[27]</sup>。

Rao 等<sup>[28]</sup>考虑渗透吸力的影响, 提出黏土的有效应力表达式为

$$p' = \sigma - u_w + \alpha \Delta \pi , \quad (2)$$

式中,  $\Delta \pi$  为渗透吸力梯度,  $\alpha$  是表示渗透效率的参数, 其值在 0~1 之间。然而, 参数  $\alpha$  的确定十分困难。

为了研究高庙子膨润土在盐溶液中的强度特性, 本文通过 GMZ07 膨润土试样在不同浓度的 Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> 溶液中的直剪试验, 分析盐溶液浓度对 GMZ07 膨润土抗剪强度的影响。引入考虑渗透吸力的修正有效应力对试验结果进行了解释。分析用修正有效应力定量计算膨润土在盐溶液中抗剪强度的准确性。为进一步研究化学因素对膨润土性质的影响提供支持。

## 1 试验过程

本次试验所用膨润土为 GMZ07 膨润土, 其主要矿物成分为蒙脱石, 此外还含有石英、方石英、斜长石和微斜长石, GMZ07 膨润土的矿物组成及基本物理指标见表 1。

膨润土的初始含水率约为 9.3%。试验用盐溶液为实验室专用纯 Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> 化学试剂。本次试验为直接剪切试验, 所用仪器为美国 Geocomp 公司生产的 HUS-25sixtyShear 型气动直剪仪。

将 GMZ07 膨润土在不同浓度的 Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> 溶液饱和固结后再进行直剪试验, 预设垂直压力为 50, 100, 200, 300, 400 kPa, 膨润土试样初始干密度为 1.50 g/cm<sup>3</sup>, 配制 Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> 溶液浓度为 0, 0.2, 0.5, 1.0 mol/L。

将一定量膨润土粉末与蒸馏水或盐溶液均匀拌合后, 装入保鲜袋中放置 24 h 以上。称取一定量混合料至自制的模具中, 用千斤顶将其压成直径 5 cm、高 2 cm 的试样。将压实好的膨润土试样装入直径 5 cm、高 3 cm 的环刀中, 安装到固结仪上, 往固结盒内加入一定溶度的盐溶液, 调节砝码重量, 使试样高度保持不变。待试样高度稳定 24 h 后, 视其饱和完成。将饱和完成后的试样通过逐级加载的方式加压至预设垂直压力进行固结, 待试样高度在预定固结压力下保持不变, 即固结完成。用千斤顶将固结完成后的试样顶出, 放入剪切盒内, 设定好剪切参数后开始剪切。为评估核废料处置库中高压实膨润土缓冲层在荷载作用下长期的强度, 本次直剪试验宜采用慢剪的方式。根据中华人民共和国水利部颁布的《土工试验规程》(SL237—1999) 中关于直剪试验慢剪的规定, 剪切速率应小于 0.02 mm/min, 当剪应力与位移关系曲线出现峰值时, 定义峰值应力为抗剪强度; 当没有峰值强度时, 定义当剪切位移达到 4 mm 时对应的剪切应力为抗剪强度。本次试验剪切速率为 0.01 mm/min, 剪切在位移达到 6 mm 时停止。表 2 为本次试验工况。

## 2 试验结果

综合分析所有试样的应力-应变关系曲线, 发现均出现应变软化现象, 且全部试样均已破坏(见图 1), 故定义应力-应变关系曲线的峰值为该试样的抗剪强度。



图1 试样破坏断面

Fig. 1 Failure section of specimens

表2 GMZ07 膨润土试样试验工况

Table 2 Test states of GMZ07 bentonite for shear tests

浓度 /(mol·L <sup>-1</sup> )	$\sigma_v$ /kPa	初始干密度 /(g·cm <sup>-3</sup> )	固结干密度 /(g·cm <sup>-3</sup> )	饱和度 /%
0	50	1.50	1.23	93.01
	100	1.49	1.26	96.95
	200	1.51	1.33	94.40
	300	1.51	1.39	93.24
	400	1.51	1.45	94.31
0.2	50	1.50	1.32	94.07
	100	1.51	1.34	94.58
	200	1.50	1.38	93.74
	300	1.50	1.42	93.10
	400	1.51	1.47	94.85
0.5	50	1.50	1.34	92.33
	100	1.50	1.40	92.67
	200	1.50	1.48	94.51
	300	1.51	1.52	95.26
	400	1.50	1.58	93.28
1	50	1.49	1.48	94.85
	100	1.49	1.50	93.61
	200	1.50	1.53	91.70
	300	1.50	1.56	92.27
	400	1.50	1.59	93.20

图2为膨润土试样在不同浓度 $\text{Na}_2\text{SO}_4$ 溶液中固结后的高度。可以看出，随着盐浓度和垂直应力的增大，GMZ07膨润土试件的变形逐渐减小。

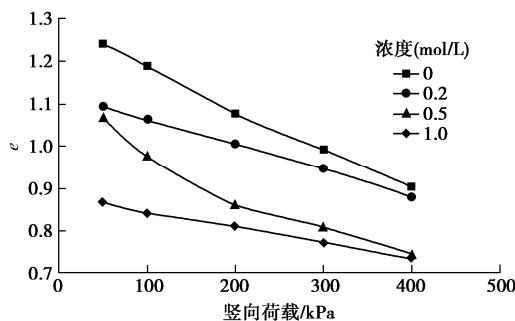
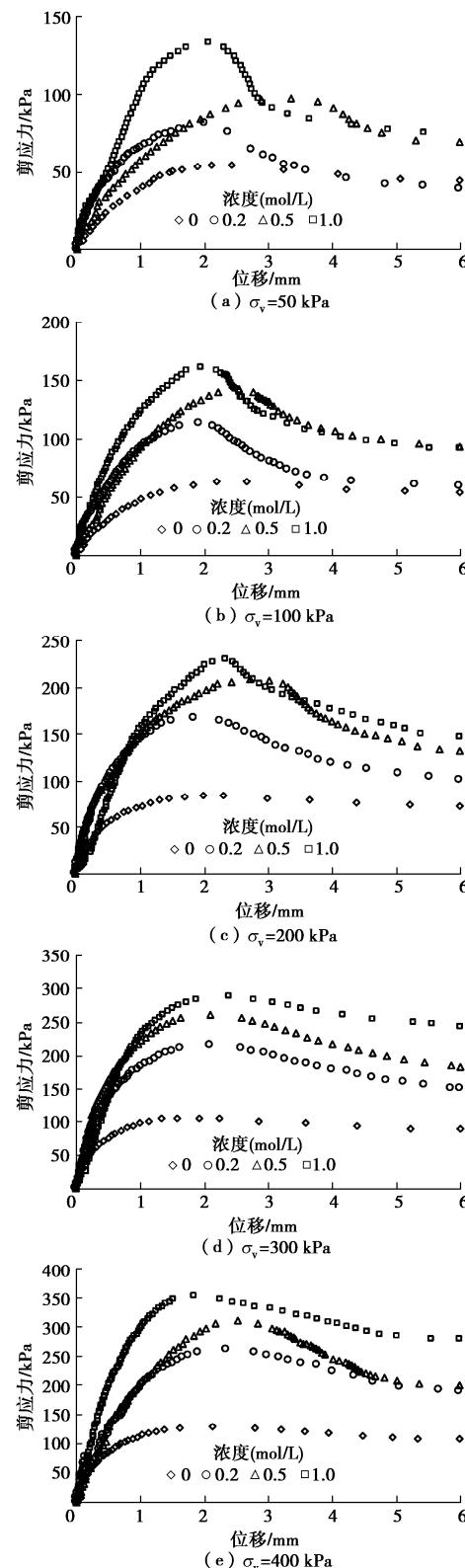
图2 膨润土试样在不同浓度 $\text{Na}_2\text{SO}_4$ 溶液中饱和固结后的孔隙比Fig. 2 Void ratios of bentonite specimens consolidated in  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  solution with different concentrations

图3为不同浓度 $\text{Na}_2\text{SO}_4$ 溶液中的膨润土试样在不同垂直压力下的应力-应变关系曲线。图4为不同浓度 $\text{Na}_2\text{SO}_4$ 溶液的膨润土试样抗剪强度与竖向荷载的关系。由图3, 4可知，膨润土试样的强度随 $\text{Na}_2\text{SO}_4$

溶液浓度的增大而显著增大，膨润土试样的强度随竖向荷载的增大而线性增大，符合莫尔-库仑准则。

图3 GMZ07膨润土试样在 $\text{Na}_2\text{SO}_4$ 溶液中的剪应力与剪切位移关系曲线Fig. 3 Curves of shear stress and shear displacement of GMZ07 bentonite in  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  solutions

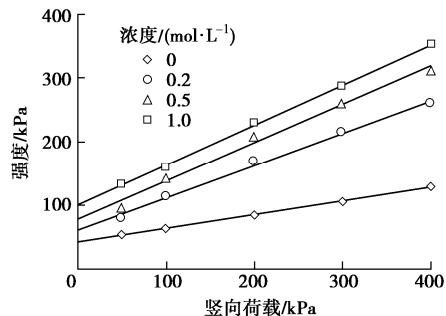
图 4 GMZ07 膨润土试样在不同浓度  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  溶液中的强度线

Fig. 4 Shear strength curves of GMZ07 bentonite in  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  solution with different concentrations

表 3 为 GMZ07 膨润土试样在  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  溶液中的强度指标。可以看出, 膨润土试样在  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  溶液中的黏聚力及内摩擦角均随溶液浓度的增大而增大。

表 3 GMZ07 膨润土试样在不同浓度  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  溶液中的强度指标

Table 3 Strength indexes of GMZ07 bentonite specimens in  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  solution with different concentrations

浓度 $(\text{mol}\cdot\text{L}^{-1})$	黏聚力 $/\text{kPa}$	内摩擦角 $(^\circ)$
0	43.119	12.079
0.2	60.871	26.976
0.5	78.024	30.951
1.0	101.410	32.174

### 3 分析与讨论

如前文所述, 膨润土的抗剪强度随着盐溶液浓度增加而增大。由于盐分升高, 在相同垂直应力下的空隙率降低。其他类型的膨润土的测试结果也显示出相似的现象<sup>[8, 15, 29-31]</sup>。膨润土的饱和渗透率非常低, 约为  $10^{-13}\sim 10^{-14}$  m/s, 可以将其视为半透膜<sup>[32]</sup>。当外部盐溶液浓度高于膨润土层内部流体的浓度时, 会产生渗透梯度, 从而导致孔隙流体从膨润土内部流向外部液体。通过膨润土内部孔隙流体的减少和体积减小的趋势来平衡内外渗透压差。这种与渗透梯度的存在相关的体积变化称为渗透固结<sup>[8]</sup>。显然, 对于膨润土, 化学渗透可能导致膨润土所受总应力增大。此外, 膨润土由于其高表面电荷和比表面积而对孔隙流体化学变化高度敏感。从微观结构的角度来看, 大多数黏土矿物具有带负电荷的净负表面电荷, 该负电荷是由带负电荷的黏土表面和与黏土颗粒相邻的带正电荷的吸附水的叠加所产生的, 称为弥散双电层<sup>[33]</sup>。黏土颗粒之间的吸引力和排斥力是其扩散双层之间相互作用的结果。通常, 黏土颗粒之间的主要作用力是静电排斥力。但是, 当外部溶液中的溶质离子扩散进入黏土内部后, 会导致孔隙流体离子的增加, 从而使得扩散双电层的厚度和膨润土颗粒之间的静电排斥力均减小。

这进而导致双层的抑制和孔隙率的降低<sup>[7]</sup>。与孔隙流体中溶解的化学离子增加有关的体积减小称为化学固结<sup>[34]</sup>。这两种机制都使膨润土所受总应力增大。因此随着外部溶液化学性质的变化, 膨润土体积和剪切强度也会发生变化。

前文已经介绍了 2 种考虑化学作用的有效应力的计算方法及局限性。为了准确、便捷计算膨润土的有效应力, Xu<sup>[35]</sup>基于膨润土表面的分形模型, 提出了考虑渗透吸力的修正有效应力计算公式:

$$p' = p + \pi \left( \frac{p}{\pi} \right)^{D_s - 2}, \quad (3)$$

式中,  $p$  为竖向外荷载,  $\pi$  为盐溶液的渗透吸力,  $D_s$  为膨润土的表面分维。

盐溶液的渗透吸力  $\pi$  根据范德华公式计算:

$$\pi = \zeta R T m \phi, \quad (4)$$

式中,  $\zeta$  为溶质的离子数 (如  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  为 3),  $R$  为理想气体常数 (8.31 J/mol/K),  $T$  为绝对温度,  $m$  为质量摩尔浓度 (mol/kg),  $\phi$  为渗透吸力系数。

根据莫尔-库仑准则, 盐溶液饱和膨润土的抗剪强度表示为

$$\tau_f = c' + p' \tan \varphi', \quad (5)$$

式中,  $c'$  为有效黏聚力,  $\varphi'$  为有效内摩擦角。

根据李晓月等<sup>[36]</sup>计算出不同浓度  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  溶液的渗透吸力系数  $\phi$ , 可通过式(4)计算出不同浓度  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  溶液的渗透吸力  $\pi$ 。计算结果见表 4。

表 4 不同浓度  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  溶液的渗透吸力系数及渗透吸力

Table 4 Values of osmotic suction coefficient and osmotic suction of  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  solutions with different concentrations

浓度	$\phi$	$\pi$
0	1	0
0.2	0.754	1120.7
0.5	0.691	2566.8
1.0	0.641	4764.4

GMZ07 膨润土的表面分维可根据氮吸附试验测得, 项国圣<sup>[37]</sup>通过测定不同浓度  $\text{NaCl}$  溶液中高庙子膨润土的分维, 得出溶液浓度对膨润土表面分维的影响可忽略不计。Xu 等<sup>[38]</sup>通过氮吸附试验测得 GMZ07 膨润土的表面分维为 2.78。根据式(3)可计算出膨润土试样在不同浓度  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  溶液中, 各竖向荷载下的有效应力。

根据莫尔-库仑准则 (式(5)) 及 GMZ07 膨润土试样在蒸馏水中的强度指标 ( $c=43.1$  kPa,  $\varphi=12.1^\circ$ ), 可以计算出 GMZ07 膨润土试样在不同浓度  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  溶液中的强度。计算得到的强度与试验测得的强度对比如图 5。

由图 5 可以看出, 用考虑渗透吸力的修正有效应力计算得到的强度与实测的强度大致吻合。实测强度

比计算得到的强度略微偏高, 且偏差随着有效应力的增大而增大。这是由于盐溶液对膨润土强度特性的影响, 不仅表现在有效应力的增大, 同时, 膨润土颗粒表面的细粒化程度随盐溶液浓度的增大而增大, 这使得颗粒间的联结更为紧密, 具体表现为内摩擦角的增大<sup>[22]</sup>。而以修正有效应力计算膨润土的抗剪强度时没有考虑这一因素的影响, 这也是今后要研究的方向。

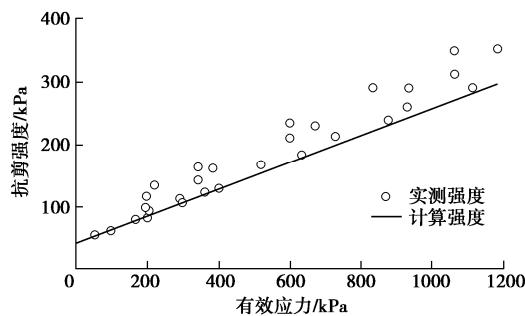


图 5 GMZ07 膨润土在  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  溶液中抗剪强度的计算值与实测值

Fig. 5 Calculated and measured values of shear strength of GMZ07 bentonite in  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  solutions

## 4 结 论

为研究盐溶液饱和高庙子膨润土的强度特性, 本文对在不同浓度  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  溶液中的 GMZ07 膨润土饱和试样进行了直剪试验。并用考虑渗透吸力的修正有效应力对试验结果进行了分析。分析并总结试验结果可得到以下结论。

(1) 饱和 GMZ07 膨润土试样的强度与盐溶液的浓度有关。在  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  溶液中, 随着溶液浓度的升高, GMZ07 膨润土的黏聚力、内摩擦角及强度均增大。

(2) 在膨润土表面分形模型的基础上, 提出的考虑渗透吸力的修正有效应力可以定量计算盐溶液中膨润土的强度。

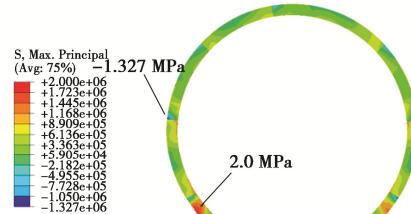
(3) 用修正有效应力计算膨润土在盐溶液中的强度时, 未考虑盐溶液对膨润土颗粒微观结构的影响, 忽略了内摩擦角随盐溶液浓度的变化情况。

## 参考文献:

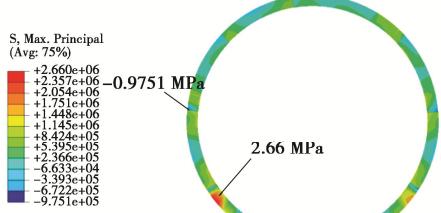
- [1] KIMURA S, NAKAMURA S, VITHANA S B, et al. Shearing rate effect on residual strength of landslide soils in the slow rate range[J]. Landslides, 2014, 11: 969 – 979.
- [2] WANG J. High-level radioactive waste disposal in China: update 2010[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2010, 2(1): 1 – 11.
- [3] BOLT G H. Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays[J]. Géotechnique, 1956, 6(2): 86 – 93.
- [4] SRIDHARAN A, RAO V G. Mechanisms controlling volume change of saturated clays and the role of the effective stress concept[J]. Géotechnique, 1973, 23(3): 359 – 382.
- [5] BARBOUR S L, FREDLUND D G. Mechanisms of osmotic flow and volume change in clay soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1989, 26(4): 551 – 562.
- [6] GREENBERG J A, MITCHELL J K, WITHERSPOON P A. Coupled salt and water flows in a groundwater basin[J]. Journal of Geophysical Research, 1973, 78: 6341 – 6353.
- [7] FERNANDEZ F, QUIGLEY R M. Controlling the destructive effects of clay-organic liquid interactions by application of effective stress[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1991, 28: 388 – 398.
- [8] MITCHELL J K, SOGA K. Fundamentals of Soil Behavior[M]. 3rd ed. New York: Wiley, 2005.
- [9] SUN D A, ZHANG J Y, ZHANG J, et al. Swelling characteristics of GMZ bentonite and its mixtures with sand[J]. Applied Clay Science, 2013, 83: 224 – 230.
- [10] SRIDHARAN A, PRAKASH K. Mechanisms controlling the undrained shear strength behaviour of clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1999, 36: 1030 – 1038.
- [11] DUECK A, BÖRGESSON L. Thermo-mechanically induced brittleness in compacted bentonite investigated by unconfined compression tests[J]. Engineering Geology, 2015, 193: 305 – 309.
- [12] DI MAIO C, SCARINGI G. Shear displacements induced by decrease in pore solution concentration on a pre-existing slip surface[J]. Engineering Geology, 2016, 200: 1 – 9.
- [13] HUECKEL T. Chemo-plasticity of clays subjected to flow of a single contaminant and stress[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1997, 21(1): 43 – 72.
- [14] MAIO D C. Shear strength of clays and clayey soils: the influence of pore fluid composition[J]. CISM Courses and Lectures, 2004, 462: 45 – 55.
- [15] MAIO D C. Exposure of bentonite to salt solution: osmotic and mechanical effects[J]. Géotechnique, 1996, 46(4): 695 – 707.
- [16] 于海浩, 韦昌富, 颜荣涛, 等. 孔隙溶液浓度的变化对黏土强度的影响[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(3): 564 – 569. (YU Hai-hao, WEI Chang-fu, YAN Rong-tao, et al. Effects of pore solution concentrations on shear strength of clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(3): 564 – 569. (in Chinese))

- [17] SPAGNOLI G, FERNANDEZ-STEEGER T, FEINENDEGEN M, et al. The influence of the dielectric constant and electrolyte concentration of the pore fluids on the undrained shear of smectite[J]. *Soils and Foundations*, 2010, **50**(5): 757 – 763.
- [18] 姚传芹, 韦昌富, 马田田, 等. 孔隙溶液对膨胀土力学性质影响[J]. *岩土力学*, 2017, **38**(2): 116 – 122. (YAO Chuan-qin, WEI Chang-fu, MA Tian-tian, et al. Effects of pore solution on mechanical properties of expansive soil[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2017, **38**(2): 116 – 122. (in Chinese))
- [19] ANSON R W, HAWKINS A B. The effect of calcium ions in pore water on residual shear strength of kaolinite and sodium montmorillonite[J]. *Géotechnique*, 1998, **48**(6): 787 – 800.
- [20] ZHANG L, SUN D A, JIA D. Shear strength of GMZ07 bentonite and its mixture with sand saturated with saline solution[J]. *Applied Clay Science*, 2016, **132**: 24 – 32.
- [21] 徐永福. 考虑渗透吸力影响膨润土的修正有效应力及其验证[J]. *岩土工程学报*, 2019, **41**(4): 631 – 638. (XU Yong-fu. Modified effective stress induced by osmotic suction and its validation in volume change and shear strength of bentonite in saline solutions[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2019, **41**(4): 631 – 638. (in Chinese))
- [22] 李晓月, 徐永福. 盐溶液中膨润土膨胀变形的计算方法[J]. *岩土工程学报*, 2019, **41**(12): 2353 – 2359. (LI Xiao-yue, XU Yong-fu. Method for calculating swelling deformation of bentonite in salt solution[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2019, **41**(12): 2353 – 2359. (in Chinese))
- [23] 李晓月, 徐永福. 盐溶液中膨润土峰值剪切强度的计算方法[J]. *岩土工程学报*, 2019, **41**(5): 885 – 891. (LI Xiao-yue, XU Yong-fu. Calculation of peak shear strength of bentonite in salt solutions[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2019, **41**(5): 885 – 891. (in Chinese))
- [24] 张龙. 高岭土膨润土力学和化学特性及预测[D]. 上海: 上海大学, 2018. (ZHANG Long. Chemical and Mechanical Behaviour of GMZ Bentonite and Its Predictions[D]. Shanghai: University of Shanghai, 2018. (in Chinese))
- [25] SRIDHARAN A, RAO V G. Shear strength behaviour of saturated clays and the role of the effective stress concept[J]. *Géotechnique*, 1979, **29**(2): 177 – 193.
- [26] LIU L, MORENO L, NERETNIEKS I. A dynamic force balance model for colloid expansion and its DLVO-Based application[J]. *Langmuir*, 2009, **25**: 679 – 687.
- [27] 贾景超. 膨胀土膨胀机理及细观膨胀模型研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2010. (JIA Jing-chao. Study on the Swelling Mechanism and Mesomechanical Swelling Model of Expansive Soil[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2010. (in Chinese))
- [28] RAO S M, THYAGARAJ T. Swell-compression behaviour of compacted clays under chemical gradients[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2007, **44**(5): 520 – 532.
- [29] NEUZIL C E. Osmotic generation of ‘anomalous’ fluid pressure in geological environments[J]. *Nature*, 2000, **403**: 182 – 184.
- [30] KEIJZER T H J S, LOCH J P G. Chemical osmosis in compacted dredging sludge[J]. *Soil Science Society of America Journal*, 2000, **65**, 1045 – 1055.
- [31] MANASSERO M, DOMINIJANNI A. Modelling the osmosis effect on solute migration through porous media[J]. *Géotechnique*, 2003, **53**, 481 – 492.
- [32] CHEN G J, GALLIPOLI D, LEDESMA A. Chemo-hydro-mechanical coupled consolidation for a poroelastic clay buffer in a radioactive waste repository[J]. *Transportation in Porous Media*, 2007, **69**: 189 – 213.
- [33] GOUY G. Sur la constitution de la charge électrique à la surface d'un électrolyte[J]. *Annales de Physique*, 1910, **9**: 457 – 68. (GOUY G. The constitution of the electric charge on the surface of an electrolyte[J]. *Annales de Physique*, 1910, **9**: 457 – 68. (in French))
- [34] KARNLAND O, MUURINEN A, KARLSSON F. Advances in Understanding Engineered Clay Barriers[M]. Netherlands: Balkema, 2005.
- [35] XU Y F. Peak shear strength of compacted GMZ bentonites in saline solution[J]. *Engineering Geology*, 2019, **251**: 93 – 99.
- [36] 李晓月, 徐永福. 盐溶液的渗透吸力计算方法[J]. *地质力学学报*, 2018, **24**(5): 723 – 729. (LI Xiao-yue, XU Yong-fu. The calculation method for osmotic suction of saline solution[J]. *Journal of Geomechanics*, 2018, **24**(5): 723 – 729. (in Chinese))
- [37] 项国圣. 含盐环境中膨润土的膨胀理论及膨胀衰减机理研究[D]. 上海: 上海交通大学, 2015. (XIANG Guo-sheng. Theory of Swelling Properties and Mechanism on Swell Attenuation of Bentonite in Salt Solution[D]. Shanghai: Shanghai Jiao Tong University, 2015. (in Chinese))
- [38] XU Y F, XIANG G S, JIANG H, et al. Role of osmotic suction in volume change of clays in salt solution[J]. *Applied Clay Science*, 2014, **101**: 354 – 361.

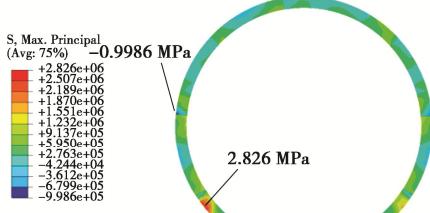
DOI: 10.11779/CJGE202104007 一文彩色插图



(a) 小震



(b) 中震



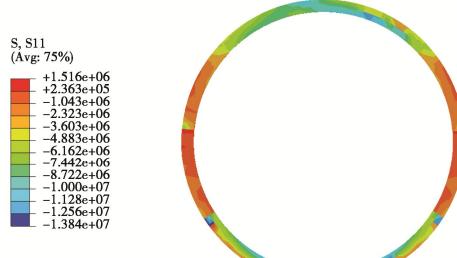
(c) 大震

图 7 最大主应力分布云图

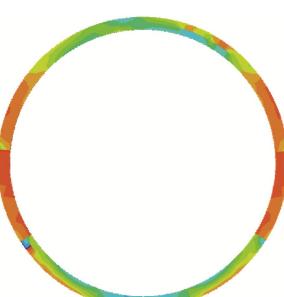
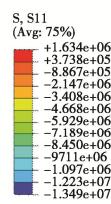
Fig. 7 Cloud diagram of distribution of maximum principal stress



(a) 小震



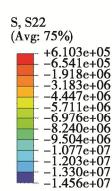
(b) 中震



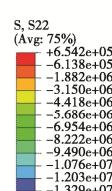
(c) 大震

图 8 S11 应力分布云图

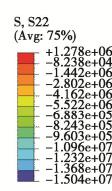
Fig. 8 Cloud diagram of S11 stress distribution



(a) 小震



(b) 中震



(c) 大震

图 9 S22 应力分布云图

Fig. 9 Cloud diagram of S22 stress distribution

DOI: 10.11779/CJGE202104015 一文彩色插图

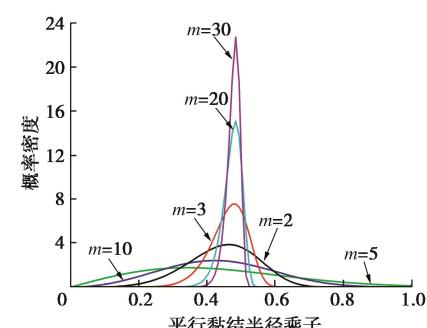
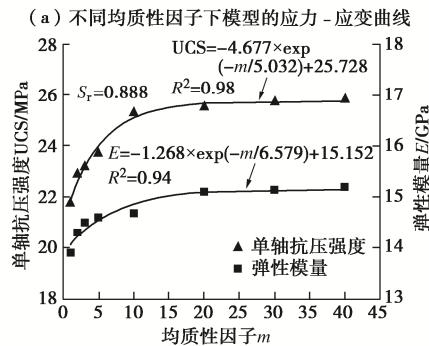
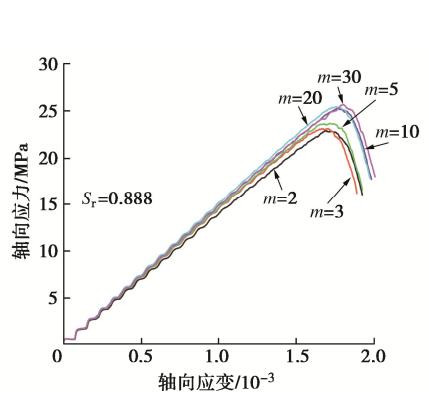
图 5 平行黏结半径乘子概率密度 ( $S_r=0.888$ ,  $\bar{\lambda}=0.486$ )

Fig. 5 Probability density of parallel bond radius multipliers

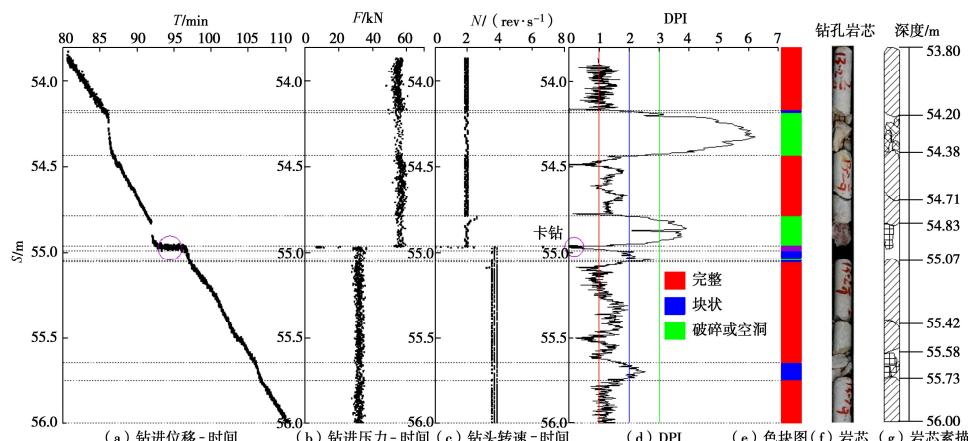


(b) 单轴抗压强度和弹性模量与均质性因子的关系

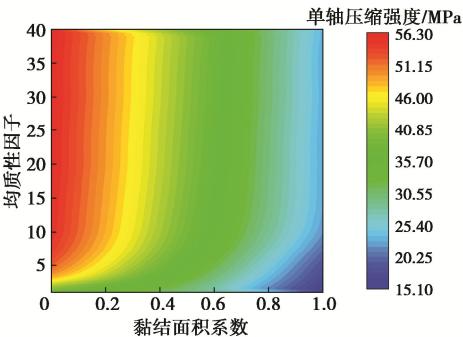
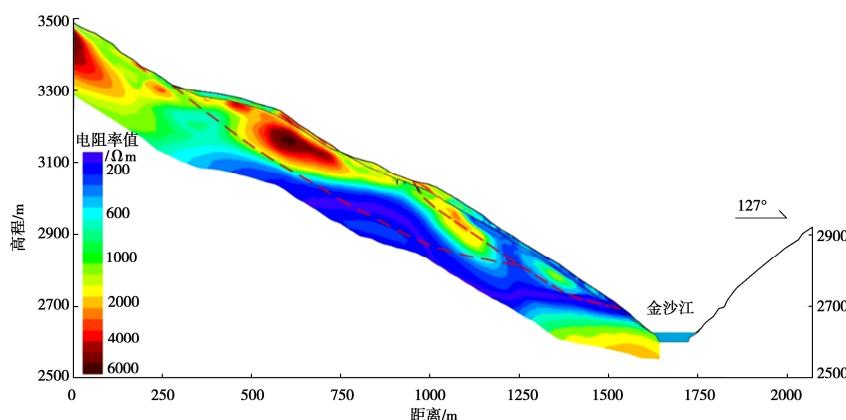
图 6 宏观力学性质与均质性因子的关系

Fig. 6 Relationship between macro-mechanical properties and homogeneity factors

DOI: 10.11779/CJGE202104010 — 文彩色插图



DOI: 10.11779/CJGE202104011 — 文彩色插图



(a) 均质性因子和黏结面积系数耦合下对单轴抗压强度的影响

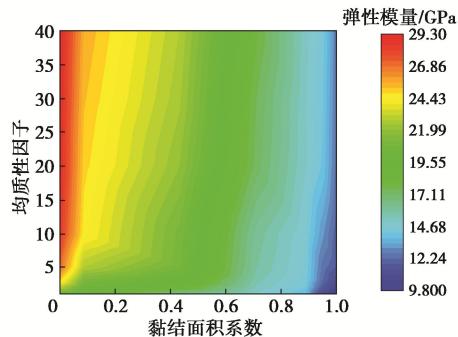


图 7 均质性因子  $m$  和黏结面积系数  $S_t$  耦合对岩石宏观力学性质的影响  
(b) 均质性因子和黏结面积系数耦合下对弹性模量的影响

Fig. 7 Effects of homogeneity factor and bonded area coefficient coupling on macro-mechanical properties of rock

图 12 裂隙岩体的 DPI 和完整性

Fig. 12 DPI and integrity of fractured rock mass

图 7 色拉滑坡物探剖面图 ( $A-A'$ )

Fig. 7 Geophysical prospective profile of Sela landslide ( $A-A'$ )

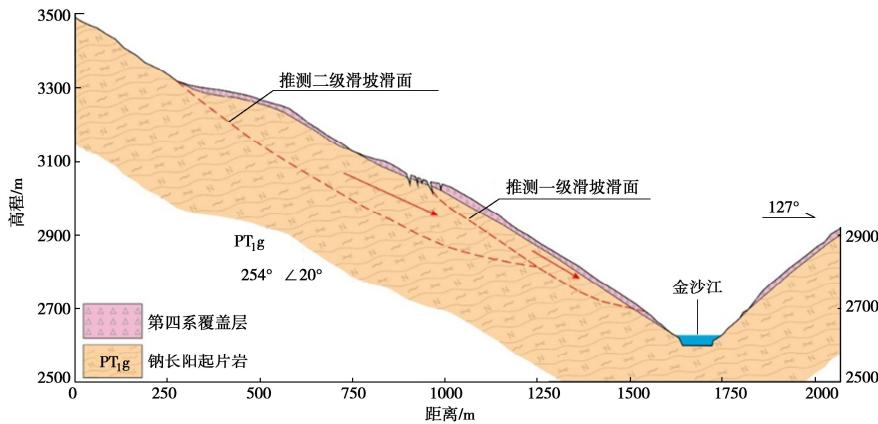
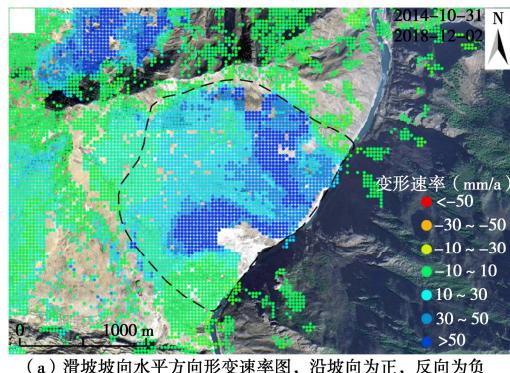
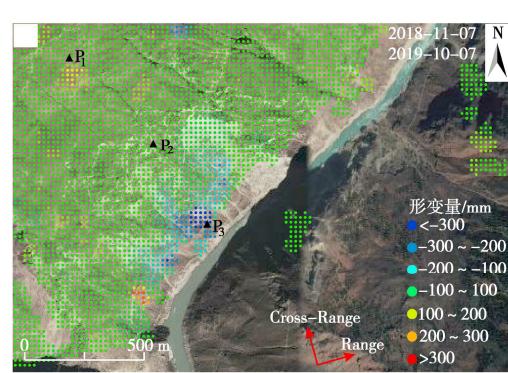


图 8 色拉滑坡地质剖面图 ( $A-A'$ )

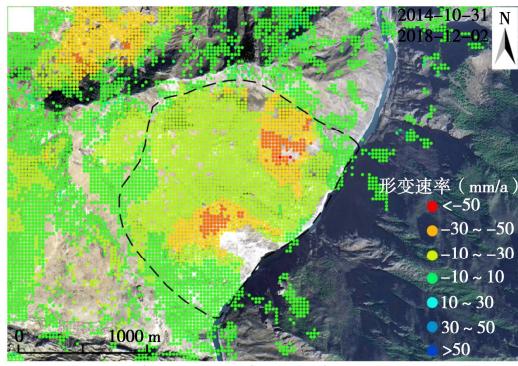
Fig. 8 Geological profile of Sela landslide ( $A-A'$ )



(a) 滑坡坡向水平方向形变速率图, 沿坡向为正, 反向为负



(b) 方位向形变量图, 箭头方向为正, 反向为负



(b) 滑坡竖直方向形变速率图, 竖直向上为正, 反向为负

图 9 色拉滑坡 InSAR 形变速率图

Fig. 9 InSAR deformation rate of Sela landslide

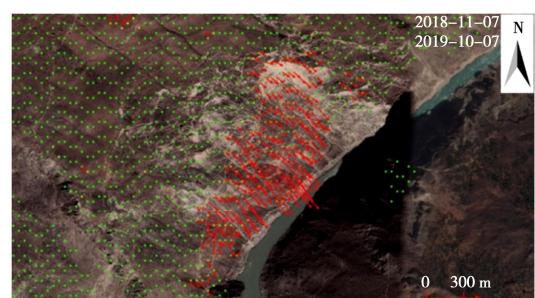
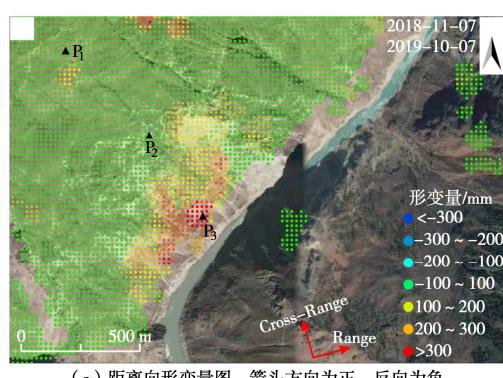


图 11 色拉滑坡空间累积形变矢量图

Fig. 11 Spatial cumulative deformation vectors of Sela landslide



(a) 距离向形变量图, 箭头方向为正, 反向为负

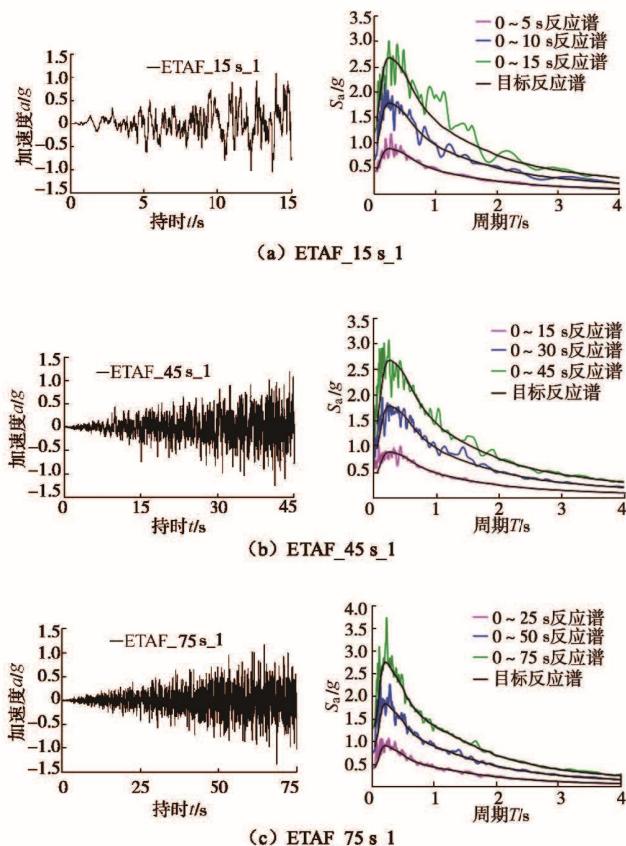


图4 基于基岩地震动反应谱的不同持时耐震时程曲线示意图

Fig. 4 Different durations of ETAFs based on response spectra of bedrock

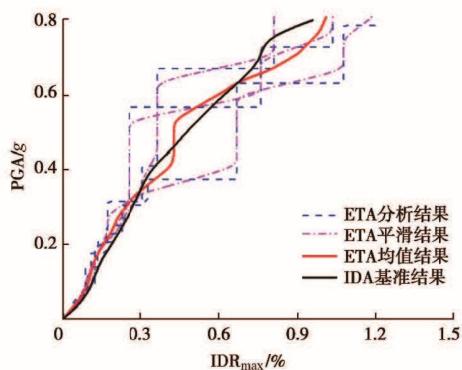


图5 II类场地中ETA结果( $t=45$  s)

Fig. 5 Results of ETAs in site class II ( $t=45$  s)

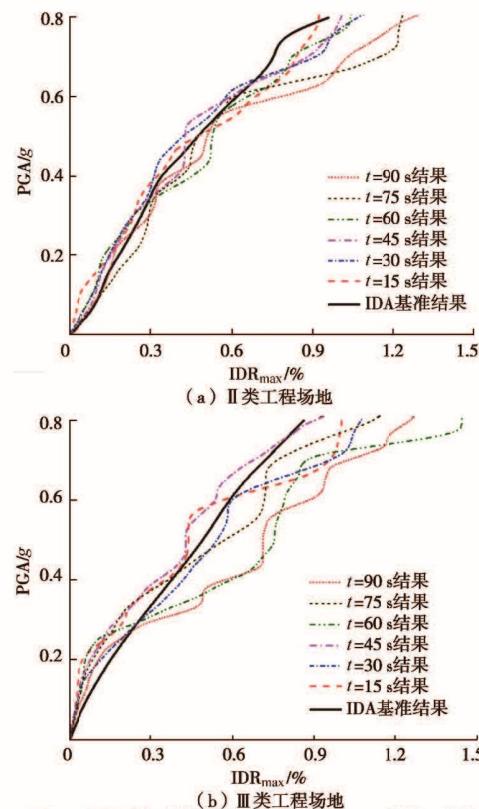


图6 不同时的ETA结果与IDA结果对比

Fig. 6 Comparison between ETA results at different durations and IDA results

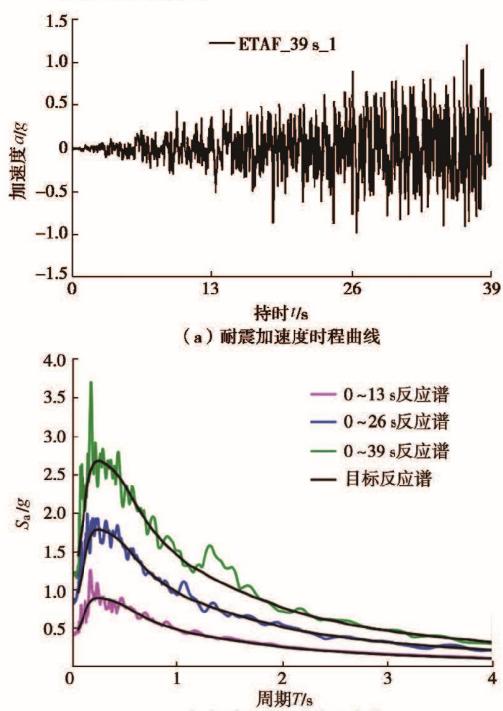


图9 持时为39 s的耐震时程曲线及其反应谱

Fig. 9 ETAF at duration of 39 s and its response spectra