

ISSN 1000 - 4548
CODEN YGXUEB

岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第 41 卷 第 8 期 (总 341 期)
Vol. 41 No. 8 (Total 341)

8

2019

主 办

中国水利学会 中国土木工程学会
中国力学学会 中国建筑学会
中国水力发电工程学会 中国振动工程学会

ISSN 1000-4548



9 771000 454193



DEEP EXCAVATION

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

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

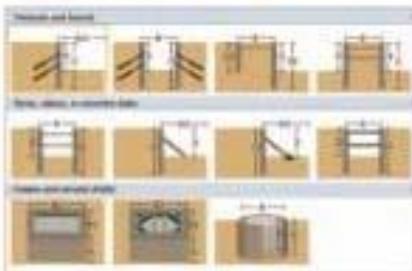
DeepEX中文版中包含了中国基坑设计规范的内容，将软件的强大功能与中国规范相结合，既可对国内项目进行优化设计，又可直接用于国外项目设计。

DeepEX工程应用



DeepEX 功能特点

- 多种形式的基坑支护方案

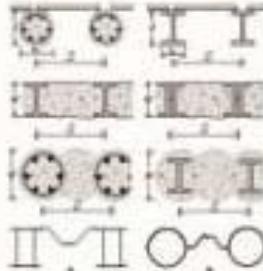


- 边坡稳定与土钉墙设计：楔形体分析方法

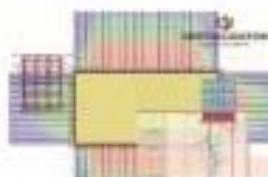


- 多国设计规范：AISC,AASHTO, ACI 318-08, ASD 9th, LRFD, AS 3600, BS, BS 5950-2000, EC2, EC3, EC7, EC8,DIN, DM08 等

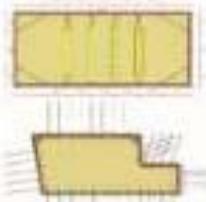
- 多种围护结构类型



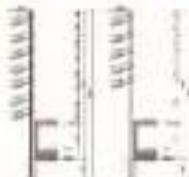
- 基坑邻近建筑物风险评估



- 多种支撑类型
- 三维荷载分析
- 支撑体系的结构分析



- 导出DXF设计图纸



北京筑信达工程咨询有限公司

地址：北京市石景山区古城路34号嘉德大厦420
电话：010-68020600 技术热线：010-68046612
传真：010-68020603
网址：www.jxdex.com 邮箱支持：support@jxdex.com sales@jxdex.com



《岩土工程学报》第十二届编委会名单

2016年4月8日 南京

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

岩土工程学报

(月刊 1979年创刊)

第41卷第8期(总341) 2019年8月出版

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 41, No. 8 (Total No. 341) Published in Aug. 2019

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

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

主 编 蔡正银
印 刷 河海大学印刷厂
发 行 范 围 公开发行
订 阅 全国各地邮局(南京邮局总发行)
国内邮发代号 28-62
国外总发行 中国国际图书贸易总公司(北京399信箱)
国外发行代号 MO 0520

网 址 www.cgejournal.com

广告登记 江苏省工商行政管理局登记编号:广登32000000054

Competent Authority:

China Association for Science and Technology

Sponsors:

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

Published under the Auspices of

Nanjing Hydraulic Research Institute

Edited and Published by

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

Editor-in-Chief:

CAI Zheng-yin

Printed by

Hohai University Printing Factory

Overseas Distributor:

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

Web Site:

www.cgejournal.com

《岩土工程学报》征稿简则

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

1 宗旨及内容

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

（2）刊登土力学和岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学研究和工程实践成果等。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），本刊保留书面投稿（一式两份）和电子邮件投稿（ge@nhri.cn）。

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

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

（4）署名者应为稿件执笔人或稿件内容的主要责任者。

（5）稿件可能涉及机密资料时应由作者单位出具非泄密证明。

（6）凡被海内外正式出版物公开发表或已录用的稿件本刊不再受理。

3 稿件选用和清稿体例

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

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

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

（4）稿件一经发表即付稿酬，并按发表文章页数收取版面费。

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

（6）本刊版面为A4开本，双栏排版，版芯为25.4 cm×17.8 cm。

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

外文文献著录规则同中文文献。外国人名，姓前名后，名用缩写，不经缩写点。

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

4 退 稿

（1）未录用稿件一般以E-mail发送退稿通知。

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

（3）退稿不承诺提供审阅意见。

5 本刊编辑部

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

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

凡选用稿件均在南京本部统编。有关编辑出版事宜请与南京本部联系。

目 次

论 文

- 湿干冻融耦合循环作用下膨胀土裂隙演化规律 蔡正银, 朱 淘, 黄英豪, 张 晨 (1381)
局部破坏对钢支撑排桩基坑支护体系影响的试验研究 郑 刚, 雷亚伟, 程雪松, 李溪源, 俞丹瑶 (1390)
基于失效模式控制的地铁车站结构抗震性能研究 路德春, 李 强, 杜修力, 吴春玉 (1400)
建筑物下珊瑚砂地基动力响应振动台模型试验研究 丁选明, 吴 琦, 刘汉龙, 陈志雄, 陈育民, 彭 宇 (1408)
刚柔混合型大型真三轴仪研制与验证 邵生俊, 王永鑫 (1418)
饱和软黏土中开孔防沉板基础上拔特性研究 刘 润, 孔金鹏, 刘孟孟, 汪嘉钰 (1427)
单向冻结时开放条件下饱和砂岩冻胀试验及 THM 耦合冻胀模型 吕志涛, 夏才初, 李 强, 王岳嵩 (1435)
新型预应力路基水平向附加应力扩散规律研究 冷伍明, 艾 希, 徐 方, 张期树, 杨 奇, 聂如松, 刘晓豪 (1445)
白鹤滩拱坝谷幅变形预测及不同计算方法变形机制研究 钟大宁, 刘耀儒, 杨 强, 徐建荣, 何明杰, 张伟狄 (1455)
白鹤滩水电站左岸边坡岩石损伤变形反馈分析 钱 波, 杨 莹, 徐奴文, 戴 峰, 周家文, 樊义林, 徐 剑 (1464)
基于承压含水层水力响应的溪洛渡水电工程区谷幅收缩变形预测研究 庄 超, 周志芳, 李鸣威, 王锦国 (1472)
真空预压处理填埋污泥的固结解析解 田 乙, 吴文兵, 梅国雄, 蒋国盛, 梁荣柱 (1481)
类矩形盾构施工对地下管线影响的模型试验研究 魏 纲, 王 辰, 蔡诗淇, 许 讯, 洪子涵, 崔程虹, 徐银峰 (1489)
原状和压实黄土持水特性及湿陷性对比试验研究 穆青翼, 党影杰, 董 琦, 廖红建, 董 欢 (1496)
四类常见边坡岩石类别识别和边界范围确定的方法 王鹏宇, 王述红 (1505)
大足石刻小佛湾造像砂岩室内模拟劣化试验研究 李 震, 张景科, 刘 盾, 张 可, 刘建辉, 李 黎, 梁行洲 (1513)
无黏结预应力环锚衬砌力学特性原位加载试验研究 曹瑞琅, 王玉杰, 汪小刚, 齐文彪, 皮 进 (1522)

短 文

- 压实黏土剪切带渗透特性试验研究 王 刚, 游克勤, 魏 星, 张建民 (1530)
砂砾石垫层料与混凝土面板接触面特性的大型单剪试验研究 王艳丽, 饶锡保, 潘家军, 左永振, 高 眇 (1538)
基于围压柔性加载的土石混合体大型三轴试验离散元模拟研究 张 强, 汪小刚, 赵宇飞, 周家文, 孟庆祥, 周梦佳 (1545)
高面膜土石坝防渗结构中土工膜弯折(褶皱)试验研究 张宪雷, 刘云锋, 顾 克, 毛文龙 (1555)
典型深海软黏土全流动循环软化特性与微观结构探究 任玉宾, 王 胤, 杨 庆 (1562)
大直径盾构下穿越导堤数值分析 杨建刚 (1569)
三峡库区侏罗系顺层滑坡滑带土的剪切蠕变特性 刘虎虎, 缪海波, 陈志伟, 黄金勇 (1573)

简 讯

- 第一届全国水工建筑物健康诊断技术高端论坛 1 号通知 (1417)
《岩土工程学报》征订启事 (1463)
本期广告索引 (1568)
勘误 (1580)
岩土工程中数值流形方法的应用及研究——评《岩土工程数值分析》 (插页 I)
水解酸化+生物接触氧化在岩土工程污水处理中的应用——评《水质控制生态工程》 (插页 II)
基于 BIM 技术的工程造价管理策略——评《工程造价管理》 (插页 III)
地理信息 3D 模拟系统在岩土工程勘察中的有效应用——评《资源与工程地球物理勘探》 (插页 IV)
《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

- Evolution rules of fissures in expansive soils under cyclic action of coupling wetting-drying and freeze-thaw CAI Zheng-yin, ZHU Xun, HUANG Ying-hao, ZHANG Chen (1381)
- Experimental study on influences of local failure on steel-strutted pile retaining system of deep excavations ZHENG Gang, LEI Ya-wei, CHENG Xue-song, LI Xi-yuan, YU Dan-yao (1390)
- Seismic performance of subway station based on failure model control LU De-chun, LI Qiang, DU Xiu-li, WU Chun-yu (1400)
- Shaking table tests on dynamic response of coral sand foundation under buildings DING Xuan-ming, WU Qi, LIU Han-long, CHEN Zhi-xiong, CHEN Yu-min, PENG Yu (1408)
- Development and verification of large-scale true triaxial apparatus with rigid-flexible-flexible loading boundary mechanism SHAO Sheng-Jun, WANG Yong-xin (1418)
- Uplift behaviors of perforated mudmats in soft saturated clay LIU Run, KONG Jin-peng, LIU Meng-meng, WANG Jia-yu (1427)
- Frost heave experiments on saturated sandstone under unidirectional freezing conditions in an open system and coupled THM frost heave model LÜ Zhi-tao, XIA Cai-chu, LI Qiang, WANG Yue-song (1435)
- Diffusion laws of horizontal additional stress in a new prestressed subgrade LENG Wu-ming, AI Xi, XU Fang, ZHANG Qi-shu, YANG Qi, NIE Ru-song, LIU Xiao-hao (1445)
- Prediction of deformation of valley width of Baihetan arch dam and deformation mechanisms of several methods ZHONG Da-ning, LIU Yao-ru, YANG Qiang, XU Jian-rong, HE Ming-jie, ZHANG Wei-di (1455)
- Feedback analysis of rock damage deformation of slope at left bank of Baihetan Hydropower Station QIAN Bo, YANG Ying, XU Nu-wen, DAI Feng, ZHOU Jia-wen, FAN Yi-lin, XU Jian (1464)
- Prediction of valley shrinkage deformation in Xiluodu Hydropower Plant based on the hydraulic responses of a confined aquifer ZHUANG Chao, ZHOU Zhi-fang, LI Ming-wei, WANG Jin-guo (1472)
- Analytical solutions for the consolidation of sludge by vacuum preloading TIAN Yi, WU Wen-bing, MEI Guo-xiaong, JIANG Guo-sheng, LIANG Rong-zhu (1481)
- Model tests on influences of quasi-rectangular shield construction on underground pipelines WEI Gang, WANG Chen, CAI Shi-qi, XU Xun, HONG Zi-han, CUI Cheng-hong, XU Yin-feng (1489)
- Water-retention characteristics and collapsibility behaviors: comparison between intact and compacted loesses MU Qing-yi, DANG Ying-jie, DONG Qi, LIAO Hong-jian, DONG Huan (1496)
- Method for identifying four common rock types of slopes and determining boundary range WANG Peng-yu, WANG Shu-hong (1505)
- Experimental study on indoor simulated deterioration of sandstone of Xiaofowan statues at Dazu Rock Carvings LI Zhen, ZHANG Jing-ke, LIU Dun, ZHANG Ke, LIU Jian-hui, LI Li, LIANG Xing-zhou (1513)
- Mechanical properties of pre-stressed linings with un-bonded annular anchors under high internal water pressure based on large-scale in-situ tests CAO Rui-lang, WANG Yu-jie, WANG Xiao-gang, QI Wen-biao, PI Jin (1522)
- NOTES**
- Experimental study on permeability of shear bands in compacted clay WANG Gang, YOU Ke-qin, WEI Xing, ZHANG Jian-min (1530)
- Mechanical behaviors of interface between sand-gravel cushion material and concrete face slab by large-scale simple shear tests WANG Yan-li, RAO Xi-bao, PAN Jia-jun, ZUO Yong-Zhen, GAO Pan (1538)
- Discrete element simulation of large-scale triaxial tests on soil-rock mixtures based on flexible loading of confining pressure ZHANG Qiang, WANG Xiao-gang, ZHAO Yu-fei, ZHOU Jia-wen, MENG Qing-xiang, ZHOU Meng-jia (1545)
- Experimental study on geomembrane bending (folding) in anti-seepage structure of membrane-faced rockfill dam ZHANG Xian-lei, LIU Yun-feng, GU Ke, MAO Wen-long (1555)
- Full-flow cyclic degradation and micro-structure of representative deep-sea soft clay REN Yu-bin, WANG Yin, YANG Qing (1562)
- Finite difference analysis of impact of undercrossing super-large-diameter shield tunnel on training jetty YANG Jian-gang (1569)
- Shear creep behaviors of sliding-zone soil of bedding landslide in Jurassic stratum in Three Gorges Reservoir area LIU Hu-hu, MIAO Hai-bo, CHEN Zhi-wei, HUANG Jin-yong (1573)
- NEWS** (1417, 1463, 1568, 1580)
- Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering** (head page I)
- Invitation for original papers** (head page II)

DOI: 10.11779/CJGE201908001

湿干冻融耦合循环作用下膨胀土裂隙演化规律

蔡正银, 朱 涣*, 黄英豪, 张 晨

(南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210024)

摘要: 裂隙的发生与演化是膨胀土在各种外部条件作用下的显著特征。针对北疆高寒地区膨胀土渠道边坡劣化问题, 以渠基土每年经历通水、停水及冻结、融化过程为研究条件, 开展了单向湿干冻融耦合循环作用下膨胀土裂隙试验。采用计算机断层扫描(CT扫描)及三维重建技术, 对湿干冻融耦合循环作用下膨胀土试样内部裂隙演化特征进行定量描述, 研究了不同湿干冻融耦合循环次数对膨胀土三维裂隙演化规律的影响。试验结果表明, 湿干冻融耦合循环作用下的试样内部裂隙发育存在明显的区域性分布特征, 裂隙的发育深度在5次循环后逐渐趋于稳定, 对应于试样初始总高度的40%。对比不同循环次数作用下试样内部裂隙的发育形态可知, 试样内部裂隙发育模式由循环初期浅层分散分布向后期深层汇聚偏转进行转化。采用切片裂隙率、弯曲度、分支数及死端点4个指标能较好地定量描述裂隙空间分布及连通性随循环次数的演化规律。研究成果对进一步揭示干湿冻融耦合作用下膨胀土渠道的劣化过程和破坏机制具有一定参考价值。

关键词: 膨胀土; 湿干冻融耦合循环; CT扫描; 定量分析; 裂隙演化规律

中图分类号: TU445 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1381-09

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

Evolution rules of fissures in expansive soils under cyclic action of coupling wetting-drying and freeze-thaw

CAI Zheng-yin, ZHU Xun, HUANG Ying-hao, ZHANG Chen

(Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China)

Abstract: The occurrence and evolution of fissures are the significant characteristics of expansive soils under the action of various external factors. With regard to the deterioration of slopes of the canals of expansive soils in high and cold regions in the northern area of Xinjiang Uygur Autonomous Region, the tests on the fissures in expansive soils are performed under the unidirectional cyclic action of coupling wetting-drying and freeze-thaw considering the processes of the foundation soils of the canals witnessing water supply, water cut-off, freezing and thawing. By means of the CT scanning and 3D reconstruction techniques, the evolution characteristics of the internal fissures in expansive soils are quantitatively described under the cyclic action of coupling wetting-drying and freeze-thaw, and the influences of various coupling wetting-drying and freeze-thaw cycles on evolution rules of 3D fissures in expansive soils are investigated. The test results show that the internal fissures in the samples exhibit the development characteristics of obvious regional distribution. The growth depth of the fissures gradually tends to be stable after five cycles, corresponding to 40% of the initial total height of the samples. A comparison of development morphologies of the internal fissures in the samples under various cycles indicates that the development mode transforms from the shallow scattering distribution at the initial stage to the deep gathering one at the final stage. By using the four indices of porosity, bending, branching number and dead endpoints of slices, the evolution rules of the spatial distribution and connectivity of the fissures with the cycles can be quantitatively depicted more satisfactorily. The achievements of this study have certain reference values for further revealing the deterioration process and failure mechanism of canals of expansive soils under the coupling action of wetting-drying and freeze-thaw.

Key words: expansive soil; coupling wetting-drying and freeze-thaw; CT scanning; quantitative analysis; fissure evolution rule

基金项目: 国家重点研发计划项目(2017YFC0405100); 国家自然科学基金项目(51879166); 水利部推广项目(SF-201704); 南京水利科学研究院基金项目(Y318001, Y318009)

收稿日期: 2018-09-25

*通讯作者(E-mail:962140062@qq.com)

0 引言

新疆地处欧亚大陆腹地，气温季节性明显，水资源十分短缺，且分布差异性较大，局部地区缺水严重^[1]。为缓解这个问题，自 20 世纪起在北疆地区相继建成一批长距离输水明渠。由于渠道沿线膨胀土分布广泛，气候恶劣，加之建设初期施工水平不足，渠基土劣化明显，严重影响渠道的正常运行。

膨胀土对外部环境变化敏感，是一种多裂隙性、强胀缩性的高塑性黏土^[2]。渠基膨胀土在经历干湿交替、冻融循环作用下内部水分发生变化，破坏了土体结构的完整性，对其变形强度及渗流特性影响较大^[3-4]，表现为两个重要的特征：裂隙的扩展和强度的衰减。因此，通过设置合理的环境边界条件，研究干湿交替、冻融循环作用对膨胀土裂隙演化规律的影响显得尤为必要。

为了准确获取干湿交替、冻融循环作用下膨胀土内部裂隙的演化特征，试验中对裂隙的采集及定量化处理显得十分关键。目前对裂隙的定量化描述大多集中在表层，而现实中裂隙的生成和发展都是三维过程^[5-9]。为了克服这一问题，部分学者将计算机断面扫描成像（CT 扫描）技术引入土体裂隙演化研究中，通过将一系列二维图像合成整体三维裂隙图像并进行定量化处理，获得土体内部三维裂隙的分布规律^[10-11]。卢再华等^[12]通过 CT 扫描技术对干湿循环作用下土体的微观结构进行研究，发现随着干湿循环次数的增加，裂隙数和连通性均显著增加；Mukunoki 等^[13]对压实黏土垫层（CCL）在冲击和弯曲荷载作用下的内部微观结构进行 CT 扫描，对 CCL 内部裂隙由局部向整体演化全过程进行研究。Gebrenegus 等^[14]以砂—膨润土隔离屏障为研究对象，通过 CT 扫描研究了干燥过程中隔离屏障的裂隙演化规律。

以上对膨胀土裂隙演化规律的研究多集中在对试样内部某一位置处切片断面的裂隙进行提取分析，对裂隙网络的三维空间信息丢失较多，很难完整直观地发现试样内部裂隙的三维特征演化规律；同时试验过程中施加的边界条件多为单一干燥或干湿（冻融）循环，与现场实际干湿交替、冻融循环的边界条件存在较大差异。鉴于此，本文选用北疆供水渠道现场渠基膨胀土，模拟渠道现场干湿交替、冻融循环过程，结合 CT 扫描及三维重建技术，深入探讨湿干冻融耦合循环作用对膨胀土试样内部裂隙演化规律的影响。

1 渠道现场边界条件

渠道现场经历的干湿交替、冻融循环过程本身较

为复杂，室内试验中难以完全模拟。本文首先对现场实际边界条件进行简化：图 1 为渠道沿线某气象站观测到的全年地表温度分布（限于篇幅，仅列出 2014—2015 全年地温分布），其中实线为平均气温。

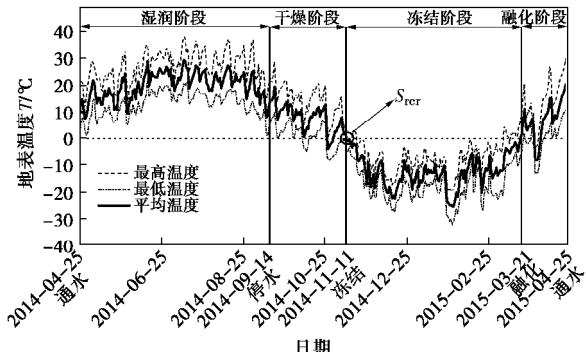


图 1 渠道沿线某气象站全年地温分布曲线(2014—2015)

Fig. 1 Distribution of annual ground temperature of a weather station along channel (2014-2015)

从图 1 中不难发现，北疆供水渠道为季节性供水渠道，即每年冬季不供水，供水期大约为 4 月—9 月期间。目前对季节性供水渠道边坡失稳问题多从单纯冻胀变形或冻融损伤角度进行研究^[15-16]，但实际情况绝非如此。对现场实测地温（如图 1）进行分析后发现，2014 年 4 月 25 日至 2014 年 9 月 14 日为渠道通水期，由于渗漏渠基土处于湿化过程。2014 年 9 月 14 日渠道进入停水期，在近 3 个月的时间内地温始终高于 0℃，期间渠基土实际首先经历了干燥过程（渠道已停水，无外界水源补给）。在 2014 年 11 月 11 日地温完全降至冻结温度（一般认为水的冻结温度为 0℃）以下，此时渠基土进入冻结状态。随后地温在 2015 年 03 月 21 日升至 0℃以上，此时渠道仍未通水，渠基土处于融化阶段。综上所述，渠基土在全年所经历的边界条件可简化为湿润—干燥—冻结—融化（简称湿干冻融）耦合的边界条件，渠基土在每年经历上述反复的湿干冻融耦合循环后产生劣化，造成渠基土强度的衰减和裂缝的开展，最终导致膨胀土渠道边坡的失稳。

2 试验材料与方法

2.1 试验土样

试验土样取自北疆供水渠道工程现场，取样深度为 1 m，土样呈黄色。将取自现场的土料按《土工试验方法标准》^[17]，经自然风干、人工碾碎及过 2 mm 筛后采用四分对角取样法获取过筛土，密封保存。取一定质量土样进行基本物理性质试验，试验结果见表 1。依据《膨胀土地质灾害防治规范》^[18]分类可知，试验膨胀土具有中等膨胀性。对风干后土样进行轻型击实

试验, 得到本次试验土样最优含水率 w_{opt} 为 24.1%, 最大干密度 ρ_{dmax} 为 1.56 g/cm^3 。通过 X 衍射仪确定土样的矿物成分, 具体组成如表 2 所示。

表 1 膨胀土物理性质指标

Table 1 Physical parameters of expansive soils

G_s	$w_p/\%$	$w_L/\%$	$\delta_{ef}/\%$	颗粒组成(mm)/%		
				>0.075	0.075~0.005	<0.005
2.67	20.3	65.9	76	18	41	41

表 2 膨胀土矿物成分及含量

Table 2 Mineral compositions and content of expansive soils (%)

蒙脱石	石英	长石	方解石及钠长石
61.5	31.9	6.1	0.5

2.2 湿干冻融耦合循环边界的具体设置

考虑到土体的饱和度 (S_r) 受湿干冻融耦合循环过程影响最为明显, 且容易通过现场试验获得, 故采用控制渠基土在由正温变负温时刻的饱和度 (S_{rcr} , 见图 1), 结合通水、停水、正温变负温、负温变正温四个时间节点饱和度的方法, 实现北疆渠道现场湿干与冻融耦合全过程的模拟。图 2 为本次试验湿干冻融耦合循环过程的具体参数设置。初始饱和度 S_{r0} 对应渠基土初始压实状态, 湿润阶段结束时刻饱和度 S_{rsat} 对应渠道通水后考虑最不利工况下渠基土的最大饱和状态。临界饱和度 S_{rcr} 表示渠基土经历干燥阶段后对应的饱和度。结合现场实测结果, 确定本次试验的 $S_{rcr}=0.7S_{rsat}$ 。饱和度 S_{rf} 和 S_{rt} 对应渠基土经历冻结和融化阶段后的饱和度。

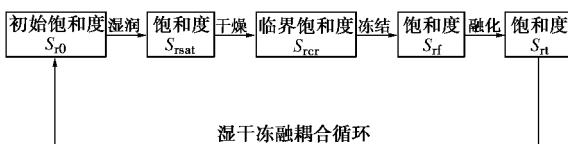


图 2 湿干冻融耦合循环过程边界设置

Fig. 2 Boundary conditions of wetting-drying freeze-thaw coupling cycles

试验过程中, 采用抽气饱和法模拟渠基土湿润过程(试样抽气 4 h, 浸泡 24 h); 参考渠道沿线地温分布(图 1), 确定干燥阶段边界温度为 40°C, 干燥过程在烘箱中进行; 同时采用称重法(天平精度为 0.1 g)结合临界饱和度 S_{rcr} 对试样干燥时间进行监控; 冻结和融化阶段均在冻融循环箱中进行, 温度及持续时间分别对应 -20°C, 24 h 和 20°C, 36 h。试验共进行 7 次循环。

2.3 试样尺寸选择及制作

在进行膨胀土裂隙性试验时, 需考虑试样尺寸效应对裂隙发育的影响。试样尺寸越小, 越不易开裂。试样尺寸逐渐增大时, 尺寸效应会明显减弱, 当达到

某一尺寸时得到的裂隙结果可反映原型分布^[19]。Li 等^[20-21]通过对膨胀土现场裂隙进行统计后得到单条裂隙的平均长度约为 27.5 m, 并提出当试样直径为平均裂隙长度的 5 倍(即 137.5 mm)时, 可基本消除尺寸效应。同时试样高度对裂隙的发育也产生重要影响。Benson 等^[22]通过对不同高径比(H/D)条件下压实黏土试样进行渗透性试验后指出, 在 $H/D=0.5, 1.0$ 条件下获得的渗透系数近似, 即高径比为 0.5 的试样就可以较为合理地模拟现场实际情况, 继续增加高径比不会显著提高模拟的准确性。综合考虑各种因素, 本次试验选用直径为 200 mm, 高度为 105 mm 的试样。

通过预试验发现, 采用常规分层压实方法制得的试样存在“层间薄弱带”问题, 当对试样进行干湿或冻融试验时, 裂隙首先沿层间薄弱带扩展, 难以反映自然状态中裂隙自上而下的发展规律。郑剑锋等^[23]研究发现, 通过一次成型的变速率两头压实制样方法制得试样的初始损伤较小, 各层的含水率和干密度分布较为均匀, 故本次试验采用这一方法制取试样。具体制样过程为: 首先测定过筛土的初始含水率, 按试验目标含水率 ($w_{opt}=24.1\%$) 及干密度 ($\rho_{dmax}=1.56 \text{ g/cm}^3$) 称取对应质量的蒸馏水和土, 随后采用喷雾法均匀地将蒸馏水加入土样中, 密封闷料 24 h 使土样内部水分均匀。在有机玻璃模具侧壁涂抹适量凡士林, 将土料一次性均匀倒入模具中, 采用两头压实法制取试样, 待试样压制后用保鲜膜包裹模具顶部与底部以防止内部水分蒸发。

2.4 单向边界加载装置

为了较真实地模拟现场渠基土在经历湿干冻融耦合循环作用后裂隙所呈现出由表层向深部发育的演化过程, 选择试验的边界为单向施加, 即仅试样上表面受边界条件影响。实际操作中, 通常选择将压制完成的试样(连同模具)置于四周及底部隔热的装置中以达到单向环境边界加载效果^[14]。

本次试验通过在模具四壁和底部设置 3 道隔热层的方式来实现边界条件的单向施加。首先在模具四周设置厚度为 50 mm 的隔热海绵, 用箍圈及胶水进行固定, 如图 3(a) 所示; 将其放入预制的隔热箱中(隔热箱底部和侧壁均设置厚度为 150 mm 的隔热板), 同时在隔热模具与隔热箱间填充玻璃棉以确保模具四壁和底部的隔热(图 3(b)); 随后用一块厚度为 50 mm 的隔热海绵(图 3(c)) 实现装置上部的密封; 最终得到单向环境边界加载装置, 如图 3(d) 所示。

需要说明的是, 由于本次试验为大尺寸单元性试验, 试样在经历单向湿干冻融耦合循环边界作用下内部存在明显的干燥锋面, 使得试样内部水分沿深度方向存在明显差异。为了缓解这一问题, 采用密封法对

试样内部的水汽进行一定程度的平衡,具体操作如下:在每次循环后,采用保鲜膜将试样顶部进行密封;同时将试样(连同隔热箱)静置于室温中进行水汽平衡,时间为 24 h,如图 3 (d) 所示。

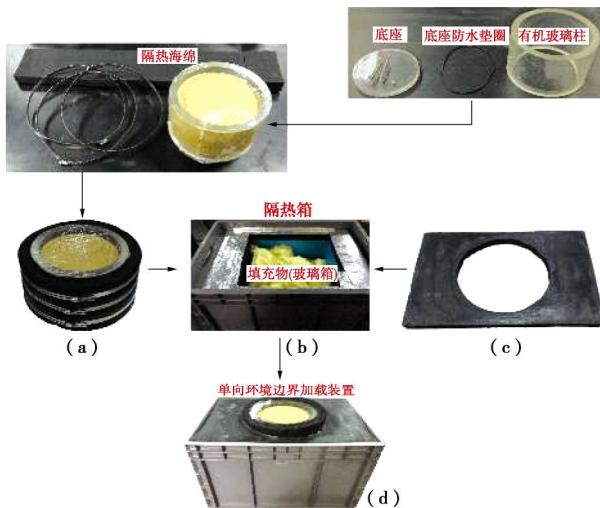


图 3 单向环境边界加载装置示意图

Fig. 3 Set up of one-dimensional boundary devices

3 CT 试验及三维重建

3.1 CT 扫描系统

土体裂隙的生成和发展是一个三维过程,本次试验采用 CT 扫描方法获取试样在湿干冻融循环作用下形成的裂隙。试验在中科院寒区旱区研究所 CT 系统上进行,该系统具体参数: CT 机型号为 Philips Brilliance, 扫描电压为 120 kV, 扫描电流为 235 mA, 最小像素值为 0.3 mm, 可视密度分辨率为 0.3%, 探测器排数为 16。其中扫描水平分辨率为 1024×1024 pixels, 体素为 $0.3 \text{ mm} \times 0.3 \text{ mm} \times 3 \text{ mm}$ 。试样的 CT 扫描过程分别在耦合循环的第 1, 3, 5, 7 次后进行, 共计 4 次。

3.2 图像采集与分割

将到达预定循环次数的试样置于 CT 机规定区域进行扫描。由于在扫描过程中常存在探测器扫描工作不一致等原因,易在试样顶部和底部形成环状伪影,影响后期对裂隙的定量化处理,故每次扫描均删除顶部和底部各一张切片。对删减后的 CT 图片进行裁剪,去除有机玻璃模具对试样的影响,最终得到试样直径为 199.8 mm。随后将试样转化为灰度 8 bit 图像以方便后续处理,在此基础上对图像采用中值球形滤波法(直径为 5 voxel)以降低高频噪声。最后采用全局 Ostu 法^[24]对试样裂隙分割的阈值进行选取,最终确定试样的分割阈值为 160。

对试样各切片图像进行二值化处理,最终得到各

层切片的裂隙分布,如图 4 所示(以循环 7 次试样为例,简写为 $WDFT_s=7$)。其中不同位置处试样内部裂隙存在较大差异,使用传统的表面测量具有较大的局限性。

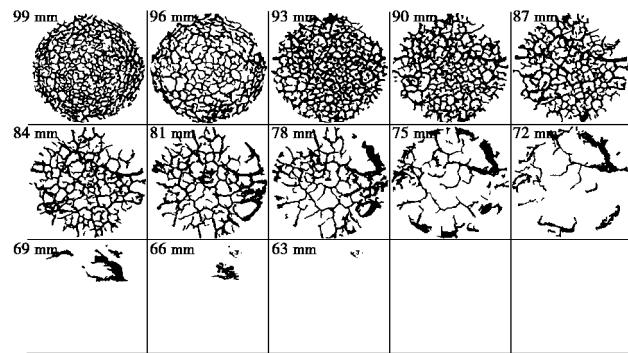


图 4 试样各层切片二值化后的裂隙分布图($WDFT_s=7$)

Fig. 4 Crack distribution of each slice after binarization

($WDFT_s=7$)

3.3 裂隙的三维重建

首先采用 imageJ^[23]中的 3D viewer 插件对 CT 扫描后的图像直接进行三维重建,其最终效果如图 5(a) 所示(以循环 7 次试样为例)。待全部循环结束后拆除试样外侧脱模,采集其表面裂隙形态,如图 5(b) 所示。对比图 5(a) 与图 5(b) 可知,三维重构后试样的表面与侧壁均与实物相似度较高,这也证明了本次试验三维重建方法的准确性。

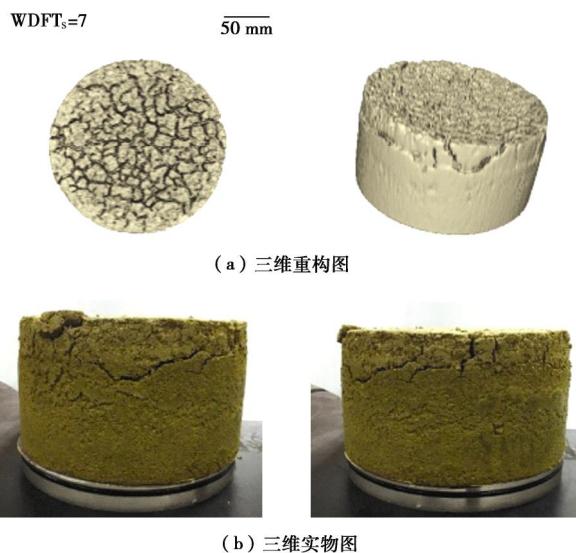


图 5 试样三维重构及实物图对比图($WDFT_s=7$)

Fig. 5 Comparison between soil samples and 3D reconstruction samples ($WDFT_s=7$)

对分割后的裂隙图像进行三维重构(如图 6),其中乳白色部分为重构后的裂隙,黑色为试样底座。试样整体裂隙的发育方向与其边界加载方向一致,均呈现出由顶部向下的发展规律。试样在经历多次湿干冻融耦合循环作用下内部裂隙网络呈现出高度的连通

性。同时发现至7次循环结束, 裂隙并未完全贯穿试样, 但可观察到随着循环次数的增加, 试样裂隙发育深度先逐渐增加, 后趋于稳定。

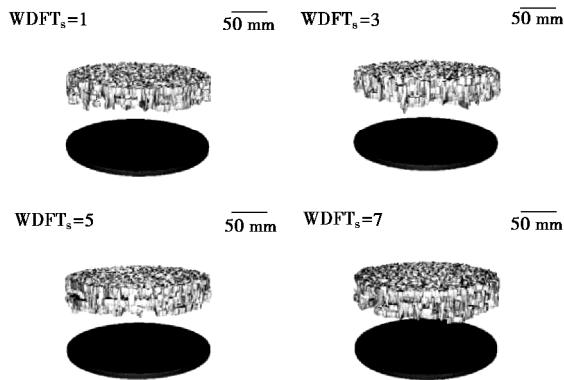


图6 湿干冻融耦合循环作用下试样内部裂隙网络三维重建图

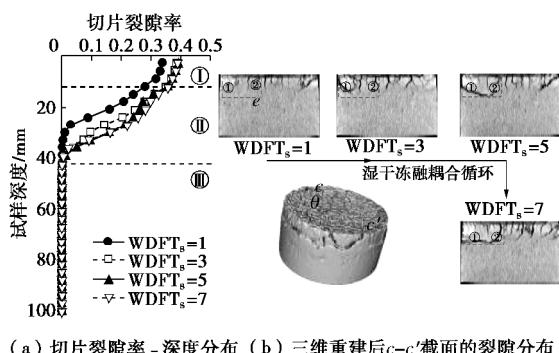
Fig. 6 3D reconstruction of crack networks in samples under various coupling wetting-drying freeze-thaw cycles

4 裂隙的定量描述及演化规律

对膨胀土裂隙进行定量描述是后续研究裂隙对土体强度、渗透性及变形等方面影响的基础^[24-25]。选取切片裂隙率、分支数、死点数和弯曲度这4个指标对试样内部裂隙的空间分布及连通特征进行定量化描述, 研究不同湿干冻融耦合循环次数对裂隙网络演化规律的影响。

4.1 试样内部裂隙空间分布特征

对经CT试验获得的试样不同深度处的切片裂隙率进行统计, 如图7(a)所示。不同湿干冻融耦合循环次数作用下各深度切片裂隙率的分布规律类似, 均呈现出顶部最大, 沿深度方向逐渐降低的变化规律。试样在经历1次循环作用下裂隙开展至距顶部33 mm位置, 约占试样初始总高度的31.4%; 随着循环次数的增加, 裂隙深度在5次循环后趋于稳定, 对应深度42 mm, 占试样初始总高度的40%。



(a) 切片裂隙率 - 深度分布 (b) 三维重建后c-c'截面的裂隙分布

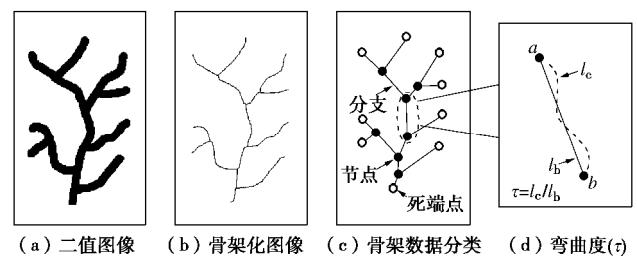
图7 湿干冻融耦合循环作用下试样内部裂隙分布图

Fig. 7 Distribution of cracks in samples under coupling wetting-drying freeze-dry cycles

由于本次试验边界条件采用单向加载, 试样内部水分仅能通过上表面进入大气, 造成试验过程中试样沿深度方向含水率的不均, 故试样内部裂隙的分布与其所处深度存在直接关系。基于试验获得的切片裂隙率-深度分布特征曲线, 按试样内部裂隙对循环响应程度, 沿深度方向将试样划分成3个区域: (I) 贯穿区(试样顶部至深度12 mm): 随循环次数的增加, 区域内试样裂隙沿深度方向分布的差异性逐渐消失, 最终各层切片裂隙率逐渐趋于稳定; (II) 渐变区(深度12~42 mm), 区域内各循环次数对应的切片裂隙率随深度均呈反比例关系; (III) 无影响区(试样深度42 mm至试样底部), 区域内无裂隙生成, 可认为该区域不受湿干冻融耦合循环作用的影响。

对三维重建后的试样沿深度方向按c-c'截面(与水平方向呈45°夹角)进行切片处理, 获得试样在经历不同湿干冻融耦合循环次数后内部裂隙分布剖面图(图7(b)), 其中黑色部分为裂隙。与图7(a)结果类似, 试样内部裂隙分布区域性特征明显, 在影响区域内裂隙间存在明显的汇聚和贯通现象。以区域e内裂隙①和裂隙②的演化过程为例: 循环1次后在区域e左侧形成裂隙①, 同时表层裂隙②生成并逐渐向试样内部拓展; 循环3次后多条微裂隙开始在裂隙①附近汇聚, 并在区域e左侧局部贯通; 在第5次循环后, 裂隙①逐渐沿水平方向向试样内部拓展, 同时裂隙②在向下发育的同时发生偏转, 最终与裂隙①在区域e右侧整体贯通。多次湿干冻融耦合循环作用下, 裂隙在影响范围内经历了起裂、微裂隙汇聚、局部贯通和整体贯通4个动态变化过程, 最终裂隙在5次循环后趋于稳定。

为了进一步研究湿干冻融耦合循环对试样内部裂隙发育程度的影响, 通过对二值图像(图8(a))进行骨架化处理, 在保证裂隙重要形态特征(拓扑、长度及方向)的基础上减少图像中冗余信息对最终分析结果的影响^[26]。采用3D细化算法^[27]对三维重建后的裂隙网络进行骨架化处理, 提取裂隙中心轴主干(图8(b)); 同时对分支数, 分支长度和节点位置进行统计(图8(c)), 得到裂隙网络骨架化分支特征分布。



(a) 二值图像 (b) 骨架化图像 (c) 骨架数据分类 (d) 弯曲度(τ)

图8 骨架化处理及数据提取示意图

Fig. 8 Schematic of skeleton processing and data extraction

考虑到试样内部裂隙网络结构的复杂性和连通性,按发育方向将分支划分为水平裂隙骨架分支(简称为水平分支)和非水平裂隙骨架分支(简称为非水平分支)。图9(a)~(d)为不同湿干冻融耦合循环次数作用下试样内部裂隙骨架分支分布图(为便于观察分支的分布规律,仅在图中显示长度大于40 mm的分支)。经历1次循环作用后,试样内部分支分布较为分散且深度较浅,非水平分支(大于40 mm)数为48,约占分支总数的0.79%,水平裂隙数则为2,对应裂隙总数的0.03%(见表3);最长裂隙对应分支位置位于试样高度66~93 mm区域内,贯穿试样的I区(贯穿区)和II区(渐变区)(如图7(a))。随着循环次数的增加,5次循环后试样内部非水平分支呈现出明显的汇聚(最长分支两端点处较为明显)和贯通现象(水平分支逐渐连通),至7次循环后最长裂隙位于试样高度72~81 mm区域内,对应试样的II区(渐变区);同时最长裂隙形态较1次循环出现一定程度的偏转;此外,非水平和水平分支数均较1次循环有大幅度增长(非水平向为127%,水平向为92%)且随着循环次数的增加而逐渐趋于稳定。上述现象说明:湿干冻融耦合循环作用对膨胀土试样内部裂隙拓展规律影响显著,随着循环次数的增加,裂隙发育模式由循环初期的浅层分散分布模式向深层的汇聚偏转模式进行转化;同时由最长裂隙对应的分支位置可知,II区(裂隙渐变区)为试样内部裂隙汇聚贯通的主要区域。

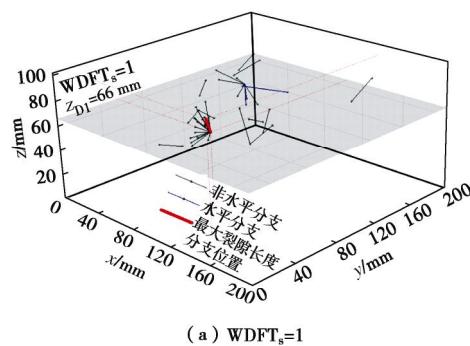
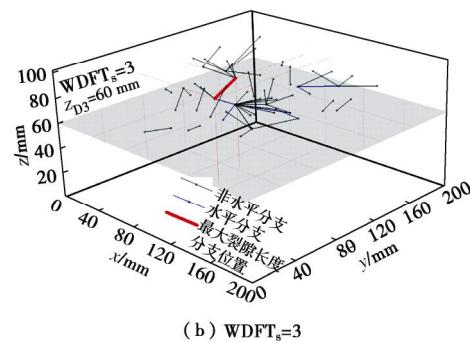
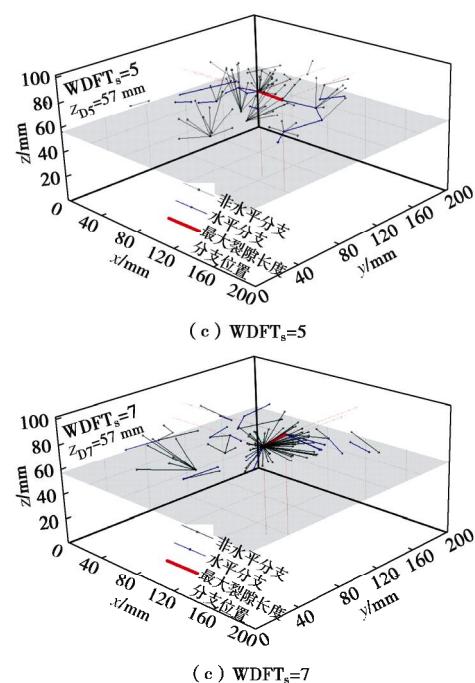
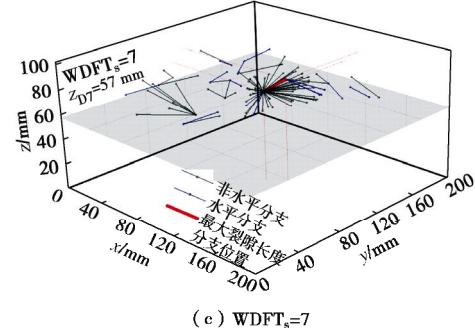
(a) WDFT_s=1(b) WDFT_s=3(c) WDFT_s=5(c) WDFT_s=7

图9 三维裂隙网络骨架化分支简化分布

Fig. 9 Simplified distribution of skeletonized 3D crack networks

表3 三维裂隙网络骨架化分支数据统计

Table 3 Statistics of branch length

参数	WDFT _s =1	WDFT _s =3	WDFT _s =5	WDFT _s =7
非水平 数/总比	48/0.79%	67/1.39%	101/1.54%	109/1.55%
水平数/ 总比	2/0.03%	12/0.25%	21/0.32%	25/0.36%
最长裂 隙长度	66.68	67.35	73.84	79.38

注:表中非水平数和水平数均为长度大于40 mm的分支数;总比为占分支总数的比例;最长裂隙长度单位为mm。

4.2 试样内部裂隙连通性特征

考虑到切片裂隙率和骨架分支特征(长度和位置)分布均属于累计参数,仅能反映试样内部三维空间内裂隙的数量、长度和走向,不足以对裂隙网络结构的连通性进行描述,这里采用弯曲度和死端点数对不同湿干冻融耦合循环次数作用下试样内部的三维裂隙网络结构连通性进行定量化分析^[28-29]。

弯曲度 t 定义为三维空间内两节点间实际裂隙长度 l_c 与分支长度 l_b 之比,如图8(d)所示。同时定义裂隙网络的平均弯曲度 \bar{t} 来对裂隙网络的整体弯曲度进行描述:

$$\bar{t} = \frac{\sum_{i=1}^n l_{ci}}{\sum_{i=1}^n l_{bi}}, \quad (1)$$

式中,系数*i*为分支序号, *n*为裂隙网络中的分支总

数。

图 10 给出了试样经历 1 次、3 次、5 次和 7 次湿干冻融耦合循环后的弯曲度分布及平均弯曲度。各循环次数对应的弯曲度分布规律类似, 均呈现出随弯曲度增大其对应区间内频率逐渐较小的趋势; 同时 90% 以上裂隙对应的弯曲度集中分布在[1, 2]内。试样在经历 1 次、3 次、5 次和 7 次循环后[1, 2]对应的弯曲度频率分别为 2926, 3483, 3823 和 4210, 这说明随着循环次数的增加, 试样内部弯曲度分布在[1, 2]区间的裂隙数量逐渐增多, 结合各循环对应的裂隙网络的平均弯曲度 ($\bar{t}_1=1.351$, $\bar{t}_3=1.336$, $\bar{t}_5=1.327$ 和 $\bar{t}_7=1.311$), 说明试样在经历多次湿干冻融耦合循环作用下, 内部裂隙弯曲度分布逐渐向[1, 2]集中。同时湿干冻融耦合循环作用促进了试样内部裂隙网络的发育, 使得裂隙网络的平均弯曲度降低, 整体的连通性增加, 宏观表现为试样内部渗透性的增加。值得注意的是, 在对[1, 2]进行细化时发现各循环对应的细化区间 - 弯曲度频率分布存在较大差异, 1 次和 7 次循环细化区间与弯曲度频率大体呈现出反比例变化规律。而 3 次和 5 次循环则呈现出单峰分布, 峰值分别出现在[1.3, 1.4]和[1.1, 1.2]内。

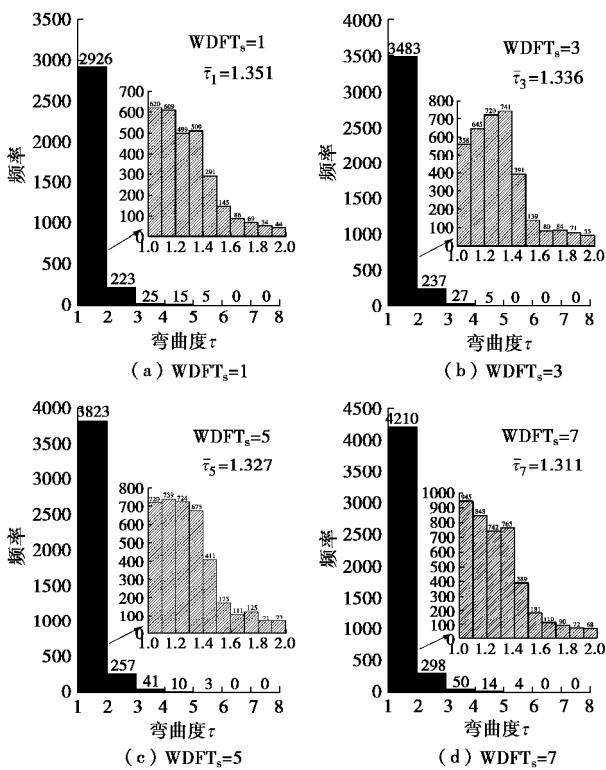


图 10 三维裂隙网络弯曲度分布

Fig. 10 Distribution of bending of 3D crack networks

图 11 (a) 为不同湿干冻融耦合循环作用下试样内部裂隙网络死端点沿深度方向分布。不同循环次数对应的死端点 - 深度分布规律类似, 最大死端点位置

均在试样上部, 对应于图 7 (a) 中的 I 区 (贯穿区)。随着深度的增加, 试样的死点数逐渐降低。在 I 区 (贯穿区), 不同循环对应的死端点 - 深度在 (108, 158) 范围内波动, 这是因为在单向环境边界作用下试样上表面与外部环境直接接触, 导致了 I 区的裂隙发育程度较高 (图 7 (a)), 即试样近环境边界处裂隙网络的局部连通性较好, 可认为循环对该区域内的死端点影响不明显。II 区内死端点 - 深度分布较 I 区存在较大差异, 对比不同循环次数对应的死端点 - 深度分布, 发现随着循环次数的增加, 试样内部死端点 - 深度分布曲线大致经历了先下移后抬升的变化过程, 可归因于裂隙的汇聚与贯通 (图 7): 试样经历 3 次循环后裂隙深度逐渐增加, 对应其死端点 - 深度曲线的逐渐下移; 当经历 5 次循环后试样沿深度方向的发育逐渐减缓 (图 7 (a)), 同时在裂隙节点处的汇聚和多条裂隙间的贯通现象逐渐明显, 导致其内部连通性的增强 (图 9), 在这里表现为死端点 - 深度曲线的抬升。

进一步对不同循环次数对应的死端点频率进行分析, 如图 11 (b) 所示。同样按死端点所处裂隙方向将其分为水平死端点和非水平死端点。随着循环次数的增加, 水平死端点与非水平死端点呈现出完全相反的分布规律。循环次数的增加导致了非水平死端点频率的降低, 这说明在此方向上循环次数对裂隙结构的渗透性起到促进的作用。与此同时, 非水平死端点频率的增加说明试样水平方向的裂隙在逐步发育。

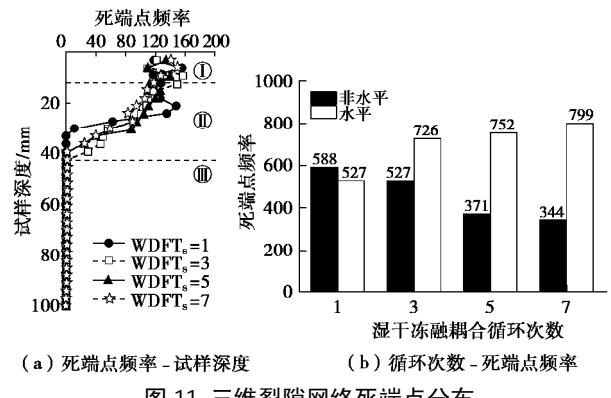


图 11 三维裂隙网络死端点分布

Fig. 11 Distribution of dead-end points of 3D crack networks

5 结 论

本文利用单向环境边界加载装置, 结合 CT 扫描及三维重建技术对膨胀土在经历不同湿干耦合循环作用下内部裂隙的演化规律进行试验研究, 得到以下 3 点结论。

(1) 湿干冻融耦合循环作用下试样内部裂隙发育存在明显的区域性分布特征, 沿深度方向可将试样分为贯穿区 (顶部-12 mm)、渐变区 (12~42 mm) 和

无影响区(42 mm 至底部)。

(2) 随着湿干冻融耦合循环次数的增加, 试样内部裂隙发育模式由循环初期浅层分散分布向深层汇聚偏转进行转化。在 5 次循环后裂隙深度逐渐趋于稳定, 对应深度为 42 mm, 占试样初始总高度的 40%。

(3) 湿干冻融耦合循环作用促进了试样内部裂隙的发育, 增强了其裂隙网络的连通程度, 在 7 次循环完成后裂隙网络的平均弯曲度由 1.351 降至 1.311。II 区内试样的死端点 - 深度分布呈现出较初始下移后抬升的变化规律: 试样经历 3 次循环后内部死端点 - 深度曲线的逐渐下移, 当经历 5 次循环后死端点 - 深度曲线又出现抬升现象。

本文给出了不同湿干冻融耦合循环次数下北疆渠道现场膨胀土裂隙的空间分布及连通性演化规律, 为后续揭示渠基土的劣化过程和灾变机理提供基础。

参考文献:

- [1] 蔡正银, 黄英豪. 咸寒区渠道冻害评估与处治技术[M]. 北京, 科学出版社, 2015. (CAI Zheng-yin, HUANG Ying-hao. Evaluation and treatment technology of frost damage in canals in saline and cold regions[M]. Beijing: Science Press, 2015. (in Chinese))
- [2] 包承纲. 非饱和土的性状及膨胀土边坡稳定问题[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(1): 1 - 15. (BAO Cheng-gang. Behavior of unsaturated soil and stability of expansive soil slope[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(1): 1 - 15. (in Chinese))
- [3] 程展林, 龚壁卫. 膨胀土边坡[M]. 北京: 科学出版社, 2015. (CHENG Zhan-lin, GONG Bi-wei. Expansive soil slope[M]. Beijing: Science Press, 2015. (in Chinese))
- [4] 孔令伟, 陈建斌, 郭爱国, 等. 大气作用下膨胀土边坡的现场响应试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(7): 1065 - 1073. (KONG Ling-wei, CHEN Jian-bin, GUO Ai-guo, et al. Field response tests on expansive soil slopes under atmosphere[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(7): 1065 - 1073. (in Chinese))
- [5] BANDYOPADHYAY K K, MOHANTY M, PAINULI D K, et al. Influence of tillage practices and nutrient management on crack parameters in a vertisol of central India[J]. Soil & Tillage Research, 2003, 71(2): 133 - 142.
- [6] 李雄威, 王爱军, 王 勇, 等. 模拟日照条件下膨胀土的湿 - 热耦合性状及蒸发效应[J]. 岩土力学, 2013, 34(10): 2821 - 2826. (LI Xiong-wei, WANG Ai-jun, WANG Yong, et al. Moisture-heat coupling behavior and evaporation effect of expansive soil in simulated solar[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(10): 2821 - 2826. (in Chinese))
- [7] 袁俊平, 殷宗泽. 膨胀土裂隙的量化指标与强度性质研究[J]. 水力学报, 2004, 35(6): 108 - 113. (YUAN Jun-ping, YIN Zong-ze. Quantitative index of fissure and strength characteristics of fissured expansive soils[J]. Journal of Hydraulic Engineering[J]. 2004, 35(6): 108 - 113. (in Chinese))
- [8] TANG C S, CUI Y J, SHI B, et al. Desiccation and cracking behaviour of clay layer from slurry state under wetting-drying cycles[J]. Geoderma, 2011, 166(1): 111 - 118.
- [9] VOGEL H J, HOFFMANN H, ROTH K. Studies of crack dynamics in clay soil: I experimental methods, results and morphological quantification[J]. Geoderma, 2005, 125(3): 203 - 211.
- [10] CLARK J G, STEPHEN H A. Computed tomographic measurement of macroporosity in chisel-disk and no-tillage seedbeds[J]. Soil & Tillage Research, 2002, 64(1): 101 - 111.
- [11] LUO L, LIN H, HALLECK P. Quantifying soil structure and preferential flow in intact soil using X-ray computed tomography[J]. Soil Science Society of America Journal, 2008, 72(4): 1058 - 1069.
- [12] 卢再华, 陈正汉, 蒲毅彬. 膨胀土干湿循环胀缩裂隙演化的 CT 试验研究[J]. 岩土力学, 2002, 23(4): 417 - 422. (LU Zai-hua, CHEN Zheng-han, PU Yi-bin. A CT study on the crack evolution of expansive soil during drying and wetting cycles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2002, 23(4): 417 - 422. (in Chinese))
- [13] MUKUNOKI T, NAKANO T, OTANI J, et al. Study of cracking process of clay cap barrier in landfill using X-ray CT[J]. Applied Clay Science, 2014, 101: 558 - 566.
- [14] GEBRENEGUS T, GHEZZEhei T A, TULLER M. Physicochemical controls on initiation and evolution of desiccation cracks in sand-bentonite mixtures: X-ray CT imaging and stochastic modeling[J]. Journal of Contaminant Hydrology, 2011, 126(1): 100 - 112.
- [15] 张 晨, 蔡正银, 黄英豪, 等. 输水渠道冻胀离心模拟试验[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(1): 109 - 117. (ZHANG Chen, CAI Zheng-yin, HUANG Ying-hao, et al. Centrifuge modelling of frost-heave of canals[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(1): 109 - 116. (in Chinese))
- [16] 李学军, 费良军, 任之忠. 大型 U 型渠道渠基季节性冻融水分运移特性研究[J]. 水力学报, 2007, 38(11): 1383 - 1387. (LI Xue-jun, FEI Liang-jun, REN Zhi-zhong. Model of

- coupled heat-fluid transport of U-shape canal lining with concrete during seasonal freezing and thawing stage[J]. Transactions of The Chinese Society of Agricultural Engineering, 2008, **29**(8): 13 - 17. (in Chinese))
- [17] SL 237—1999 土工试验规程[S]. 1999. (SL 237—1999 Specification of soil test[S]. 1999. (in Chinese))
- [18] GB 50112—2013 膨胀土地区建筑技术规范[S]. 2012. (GB50112 — 2013 Technical code for buildings in expansive soil regions[S]. 2012. (in Chinese))
- [19] 黎伟, 刘观仕, 汪为巍, 等. 湿干循环下压实膨胀土裂隙扩展规律研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(7): 1302 - 1308. (LI Wei, LIU Guan-shi, WANG Wei-wei, et al. Crack propagation law of compacted expansive soils under wetting-drying cycles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(7): 1302 - 1308. (in Chinese))
- [20] LI J H, ZHANG L M, WANG Y, et al. Permeability tensor and REV of saturated cracked soil[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2009, **46**(8): 928 - 942.
- [21] LI J H, ZHANG L M. Geometric parameters and REV of a crack network in soil[J]. Computers & Geotechnics, 2010, **37**(4): 466 - 475.
- [22] BENSON C H, BOUTWELL G P. Compaction conditions and scale dependent hydraulic conductivity of compacted clay liners[J]. ASTM STP, 2000, **1384**: 254 - 273.
- [23] 郑剑锋, 马巍, 赵淑萍, 等. 重塑土室内制样技术对比研究[J]. 冰川冻土, 2008, **30**(3): 494 - 500. (ZHENG Jian-feng, MA Wei, ZHAO Shu-ping, et al. Development of the specimen-preparing technique for remoulded soil samples[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2008, **30**(3): 494 - 500. (in Chinese))
- [24] OHTSU N. A threshold selection method from gray-level histograms[J]. IEEE Trans Syst Man Cybern, 1979, **9**(1): 62 - 66.
- [25] SCHNEIDER C A, RASBAND W S, ELICEIRI K W. NIH Image to ImageJ: 25 years of image analysis[J]. Nature Methods, 2012, **9**(7): 671 - 675.
- [26] 程明书, 汪时机, 毛新, 等. 结构性损伤膨胀土三轴加载下的裂隙形态及力学表征[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(增刊 2): 73 - 78. (CHENG Ming-shu, WANG Shi-ji, MAO Xin, et al. Fissure morphology and mechanical characterization for structure-damaged expansive soil under triaxial compression tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(S2): 73 - 78. (in Chinese))
- [27] WANG J J, ZHANG H P, ZHANG L, et al. Experimental study on self-healing of crack in clay seepage barrier[J]. Engineering Geology, 2013, **159**: 31 - 35.
- [28] 唐朝生, 施斌, 刘春, 等. 黏性土在不同温度下干缩裂缝的发展规律及形态学定量分析[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(5): 743 - 749. (TANG Chao-sheng, SHI Bin, LIU Chun, et al. Developing law and morphological analysis of shrinkage cracks of clay soil at different temperature[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(5): 743 - 749. (in Chinese))
- [29] DOUBE M, KŁOSOWSKI M M, ARGANDA-CARRERAS I, et al. BoneJ: free and extensible bone image analysis in ImageJ[J]. Bone, 2010, **47**(6): 1076 - 1079.

DOI: 10.11779/CJGE201908002

局部破坏对钢支撑排桩基坑支护体系影响的试验研究

郑刚^{1,2},雷亚伟^{1,2},程雪松^{*1,2},李溪源^{1,2},俞丹瑶^{1,2}

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

摘要:国内外基坑坍塌事故时有发生,其中不乏采用钢支撑排桩支护结构体系的基坑。由于该类基坑支护结构受力特征较为复杂,其支护结构局部破坏对基坑整体安全性能及其引发连续破坏机理尚缺乏研究。设计了带水平支撑的排桩支护基坑局部破坏模型试验,研究了支护桩或支撑局部变形过大或局部破坏对土压力、支撑轴力和桩身内力等的影响。结果表明基坑排桩发生局部变形过大和局部破坏时,引起的土压力重分布对支护结构内力的影响规律与悬臂式排桩支护结构的影响有较大区别,可引起邻近初始破坏区域的支护桩产生更大的附加内力;当支撑发生失效后,失效支撑释放的荷载无法相对均衡的转移至邻近多根未失效支撑上,而是集中作用在最近的某几根支撑上,可引发支撑的连续破坏。

关键词:基坑;水平支撑;局部破坏;过大变形;荷载传递

中图分类号: TU473 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)08-1390-10

作者简介: 郑刚(1967—),男,博士,教授,博士生导师,从事土力学及岩土工程教学与科研工作。E-mail:
zhenggang1967@163.com。

Experimental study on influences of local failure on steel-strutted pile retaining system of deep excavations

ZHENG Gang^{1,2}, LEI Ya-wei^{1,2}, CHENG Xue-song^{1,2}, LI Xi-yuan^{1,2}, YU Dan-yao^{1,2}

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

Abstract: Excavation collapses occur frequently, including the excavations supported by steel-braced retaining system. Due to the complex mechanics characteristics of the retaining structures, the influences of partial failures on the overall safety performance and progressive collapse mechanism of the retaining structures have not been studied. The model tests on the partial collapses caused by the breakage of retaining piles or struts are designed in this study, and the influences of partial failure or excessive large deformation of piles or struts on the earth pressures and internal forces in piles and struts are studied. When the partial failure or large deformation occurs in retaining piles, the influences of consequent soil pressure redistribution on the internal forces of the retaining structures in braced retaining system are different from those in cantilever retaining system, which causes greater additional internal force in braced retaining structures. When the struts are failed, the released loads will be intensively transferred to most adjacent struts rather than uniformly transferred to a large number of struts, which will easily trigger the progressive failure in struts.

Key words: excavation; horizontal strut; partial failure; large deformation; load transfer

0 引言

基坑工程属于岩土工程,本身具有较强的不确定性、复杂性及偶然性^[1]。同时基坑支护结构属于临时性结构,安全储备较低,因此不确定性相对更高。已有的国内外基坑工程事故表明,基坑垮塌经常始于局部构件的破坏^[1-3],局部构件失效可导致基坑大范围垮塌,造成非常严重的后果^[4]。例如,新加坡 Nicoll 大道地铁基坑垮塌事故中,在基坑局部第九道支撑首先失效,引发第八道及第七道支撑相继失效,进而引起

基坑沿断面发生破坏并引起基坑长度方向发生多米诺骨牌式的连续破坏,导致基坑局部垮塌,并最终导致约 100 m 长的基坑支护体系完全崩溃^[5-7]。

深基坑连续垮塌的产生与演变机理是一个大变形、非线性、多场耦合的三维问题。目前基坑传统的

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

收稿日期:2018-08-25

*通讯作者(cheng_xuesong@163.com)

稳定分析方法多以相对简化的、基于基坑剖面的二维失稳破坏模式为基础^[8-14], 无法反映基坑支护结构局部失效后连续破坏在时间和空间上的发展过程。程雪松等^[4, 15]利用模型试验和显式有限差分法对悬臂排桩支护基坑发生局部围护桩破坏进行了模拟, 结果表明, 在基坑局部破坏后瞬间, 邻近主动区土体在水平方向上形成土应力拱, 使得邻近桩桩身弯矩上升。此外, 郑刚等利用离散元软件 PFC, 定义了钢筋混凝土杆件的破坏准则, 实现了局部构件破坏时水平支撑结构体系的连续破坏模拟^[3]。虽然深基坑连续破坏产生、发展及终止的机理得到初步揭示, 但研究主要针对了悬臂式排桩和环梁式水平支撑结构体系, 排桩+水平内支撑体系作为最常用的基坑支护形式, 尤其常用于工程规模大、周边环境条件复杂、基坑周边荷载多变的情形, 其基坑支护体系的局部破坏引发连续破坏机理、过程及基坑整体安全的控制更是亟待研究。

2008年11月15日杭州地铁一号线湘湖站北2基坑现场发生的大面积坍塌事故^[16], 基坑由于局部破坏引发沿基坑长度方向的连续坍塌的长度为70 m左右。本文针对这一典型的大长度基坑的情形, 采用模型试验, 模拟内撑式排桩支护基坑支护结构(支护桩或水平支撑)的局部破坏, 以期揭示局部破坏对整体安全性能的影响及其引发连续破坏的机理。在模型试验中设置了可人为预设发生初始局部破坏的围护桩(本文称其为初始破坏桩)和可人为预设发生初始局部破坏的水平支撑(本文称其为初始破坏支撑), 模拟了支护桩或水平支撑的局部破坏, 监测了基坑支护结构发生局部破坏时及破坏后支护体系的响应, 例如邻近初始破坏桩的其它围护桩的顶部水平位移、桩身弯矩, 邻近初始破坏支撑的其它支撑的轴力及主动区土压力的变化。在此基础上, 量化研究了局部破坏对整个支护体系的影响及整体安全评价。

1 大型模型试验装置及试验材料

1.1 模型试验平台和试验土体

本文进行内支撑式支护结构局部破坏试验所采用的试验平台与程雪松等^[4, 15]在研究悬臂排桩连续破坏机理时平台相同, 如图1所示。单组试验用砂量约为8.75 m³(约14 t), 试验用砂的物理力学参数见表1。

表1 试验用干细砂的基本参数^[4]

Table 1 Parameters of sand used in model tests

颗粒相对密度	平均粒径 D_{50}/mm	不均匀系数 C_u	最大孔隙比 e_{\max}	最小孔隙比 e_{\min}	峰值摩擦角 $\phi/(^\circ)$
2.67	0.23	2.25	0.85	0.43	33.5

1.2 模型支护桩

模型基坑沿长度方向共设置39根支护桩, 其中

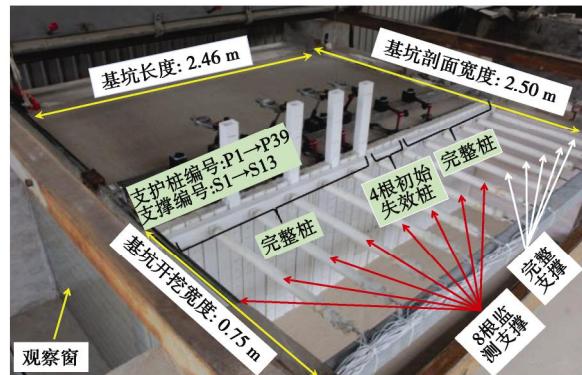


图1 大型模型试验装置及基坑模型示意^[4]

Fig. 1 Platform of large-scale model tests and excavation model
初始破坏桩4根, 监测桩9根, 普通支护桩26根, 平均桩间距为63 mm, 均采用硬质PVC空心矩形管材模拟。支护桩有效桩长1.2 m, 断面规格为60 mm×40 mm×2.5 mm(长×宽×壁厚), 断面长边方向垂直于基坑剖面。本试验模型与实际工程的相似比为1:16, 根据相似比, 模型桩的原型为直径0.8 m, 桩长为19.2 m的C30混凝土钻孔灌注桩^[15]。

考虑到国内外已经发生的多个基坑的破坏情况, 设置了4根初始局部破坏桩, 其能够在接受指令后自动发生折断而模拟发生桩体完全断裂, 其工作原理如图2所示。预设断面位于桩身中部, 即距桩底60 cm处(试验方案制定阶段的数值模拟及试验结果均显示本文中大部分工况最大弯矩位置均接近此位置)。监测桩与文献[4]中相同, 可测桩身应变沿桩长分布以计算桩身弯矩, 并监测桩后主动土压力。

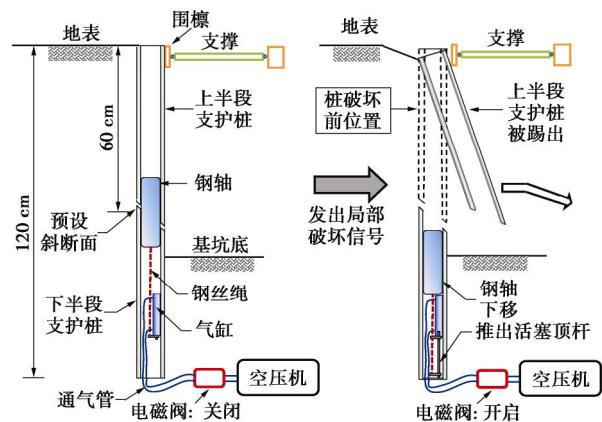


图2 初始破坏桩及工作原理

Fig. 2 Device and working mechanism of initial failure pile

1.3 支撑和围檩

模型试验中支撑采用硬质PVC空心圆形管材模拟。支撑长度为75 cm, 其截面尺寸为40 mm×3.2 mm(直径×壁厚), 沿基坑长度方向共设置13根支撑, 即每根支撑的支撑范围为3根桩。支撑两端设置圆头

螺杆,一方面使支撑长度可调,便于支撑与围檩紧密接触及施加支撑预顶力,另一方面使得支撑两端近似为点接触,保证支撑近似仅受轴力作用。围檩采用与支护桩相同的管材,宽40 mm,高60 mm,长2.40 m。

(1) 监测支撑

在13根支撑中,设置8根监测支撑,在其外壁设置应变片以获得支撑轴力。通过轴向拉伸标定试验,测得支撑在单位轴力的作用下,应变片应变为 1.08μ 。

(2) 初始破坏支撑

为了模拟支撑发生局部破坏,将若干支撑改造为在人为干预下可掉落的初始破坏支撑,工作原理如图3所示。正常开挖阶段,支撑两端的螺杆头被圆环形限位块约束;支撑破坏阶段,撤掉支撑上部的限位块,利用钢绞线提起支撑一端,使其自由坠落,支撑破坏。

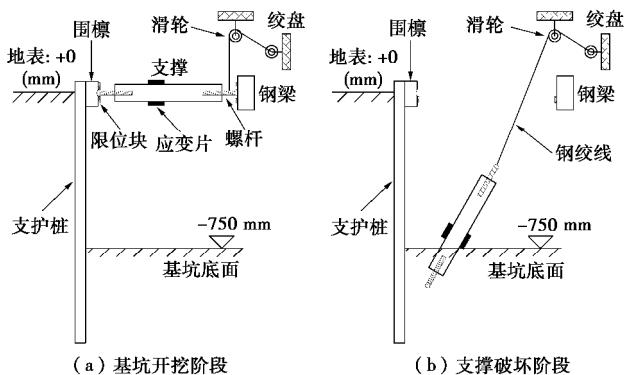


图3 初始破坏支撑及工作原理

Fig. 3 Device and working mechanism of initial failure strut

2 基坑模型及试验工况

2.1 基坑模型

试验模型的尺寸为 $2.50\text{ m} \times 2.46\text{ m} \times 1.40\text{ m}$ (长×宽×高),桩的布置垂直于观察窗,基坑剖面方向宽度为2.50 m,其中坑外宽度为1.75 m,坑内开挖宽度为0.75 m。

2.2 模型试验工况

本次研究共进行了5种工况局部破坏试验,区别在于支撑设置的高度、基坑开挖的深度以及初始局部破坏的破坏类型(支护桩发生初始局部破坏或者初始局部过大变形、水平支撑发生初始局部破坏)。此外,为了研究支撑式和悬臂式排桩支护基坑初始局部破坏的区别,将文献[4]中的工况3作为工况0以与本文试验的五个工况进行对比。各试验工况简介如表2所示。

(1) 工况0

工况0模拟悬臂排桩支护基坑开挖75 cm时,沿基坑长度方向上发生4根支护桩破坏的情形。

表2 工况简介

Table 2 Introduction of tests

工况 编号	模型开挖 深度H/cm	原型开挖 深度/m	支撑设置 于地表下	支护结构 局部破坏方式
工况0 ^[4]	75	12	无支撑	2根桩破坏 (1/2模型)
工况1	75	12	0H	4根桩破坏
工况2	75	12	0.2H	4根桩破坏
工况3	90	14.4	0H	4根桩破坏
工况4	90	14.4	0H	4根桩发生过大变形
工况5	75	12 m	0H	6根支撑破坏

(2) 工况1

工况1模拟带支撑支护基坑中部4根支护桩发生破坏的情形,如图1所示。基坑开挖深度为75 cm,作为基准工况。支护桩按照到观察窗的距离依次编为1~39号,其中监测桩的编号为P4, P7, P10, P12, P14, P16, P18, P19和P26,初始破坏桩的编号为P20~P23。如图4所示,在监测桩桩顶设置数显位移计,用以监测桩的顶部水平位移;在其主动侧布置土压力盒,监测地表下40,60 cm深度处土体作用在桩上的土压力。同时,距地表0 cm处,设置13根水平支撑,按照距观察窗的距离编为S1~S13,其中支撑S1~S8上设置应变片,用以监测支撑的轴力。

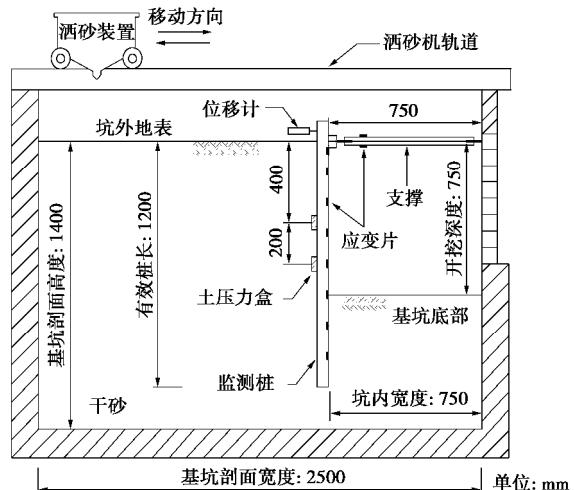


图4 工况1基坑模型剖面示意

Fig. 4 Sketch of vertical excavation model in test No. 1

(3) 工况2

工况2中桩的布置和基坑开挖深度与工况1相同,但支撑的设置高度下移,支撑中心高度在地表以下15 cm处,以研究支撑设置高度对荷载传递的影响。

(4) 工况3

工况3中基坑开挖深度增加至90 cm,其他参数与工况1一致,以研究基坑开挖深度对荷载传递的影响。

(5) 工况 4

工况 4 中在初始断桩位置处设置卡扣, 防止支护桩折断后向坑内踢出, 模拟基坑局部支护桩局部弯曲破坏而发生过大变形, 如图 5 所示, 但不发生完全折断引起基坑垮塌。其他参数与工况 3 一致, 以研究支护桩初始局部过大变形对荷载传递的影响。

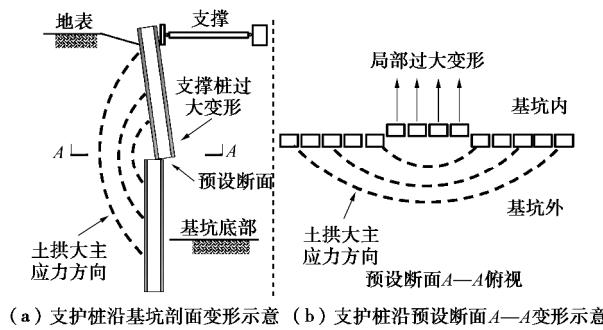


图 5 工况 4 支护桩发生过大变形示意

Fig. 5 Large deformations of piles in test No. 4

(6) 工况 5

工况 5 中基坑开挖深度和支撑的设置高度与工况 1 一致, 基坑的初始破坏方式为支撑破坏 (支撑 S7, S6, S5, S8, S9, S10 依次破坏), 如图 7 (b) 所示, 以研究支撑破坏对支护体系和荷载传递的影响。

3 基坑开挖及局部垮塌试验结果

3.1 正常开挖阶段

(1) 桩身弯矩和桩身位移随开挖深度的变化

开挖过程中, 工况 1 桩身弯矩和桩身位移 (对桩身弯矩曲线进行二次积分, 联合桩顶位移和转角获得) 曲线随深度的变化情况如图 6 所示。当开挖超过 50 cm 时, 桩身最大弯矩位置约在桩身 60 cm 深度处, 故选择 60 cm 深度作为初始失效桩预设断面位置是合理的。

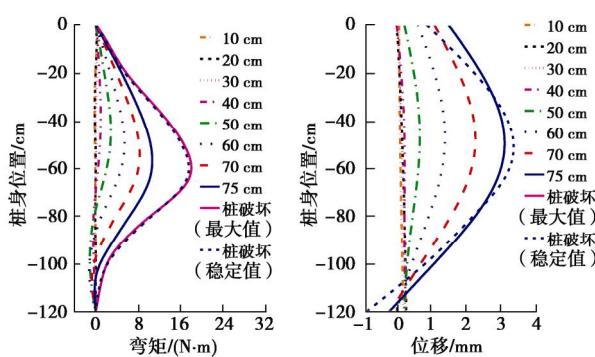


图 6 桩身弯矩和桩身位移曲线随开挖深度的变化(工况 1)

Fig. 6 Moment and deflection curves of piles in test No. 1

工况 1, 3, 5 开挖到 75 cm 时, 桩身弯矩最大值分别为 10.84, 9.54, 9.02 N·m, 平均值为 9.80 N·m, 最大弯矩与平均值的偏差分别为 10.61%, 2.65%,

7.96%, 表明试验具有可重复性。由图 6 可见, 工况 1 中, 桩身位移曲线呈现出典型的复合式变形^[18], 当开挖深度超过 40 cm 时, 最大位移随着开挖深度的增加幅度变大, 同时桩底有一定的转动。

(2) 支撑轴力随开挖深度的变化

工况 1、工况 2 及工况 5 开挖到坑底 (开挖深度均为 75 cm) 但尚未指令围护桩局部破坏发生时, 支撑 S1~S8 平均轴力分别为 41.5, 53.3, 39.3 N; 工况 3 和工况 4 开挖到该深度时, 支撑平均轴力为 37.4, 35.6 N。可以发现, 工况 2 的支撑轴力比工况 1 支撑轴力大 28%, 说明适当降低支撑高度可提高支撑的作用, 也能够提供围护桩更大的抗侧移刚度。

3.2 支护结构初始局部破坏情况

工况 1, 2, 3 中, 开挖至设计深度待桩身弯矩、桩顶部水平位移及支撑轴力等稳定后, 指令 4 根局部破坏桩 (P20~P23) 发生折断。局部破坏发生后, 坑外土体迅速滑塌进基坑内, 在坑外形成一个轮廓为圆弧形的塌陷区, 如图 7 (a) 所示。支护桩初始破坏导致邻近初始局部破坏区的支护桩桩顶发生朝向坑外的位移, 远离局部破坏位置的支护桩桩顶位移朝向坑内, 但量值很小, 如图 8 所示。而悬臂式基坑支护桩局部破坏后, 邻近支护桩桩顶位移朝向坑内^[4]。工况 4 中, 局部破坏桩 (P20~P23) 发生过大变形, 支护桩桩顶位移朝向坑内。工况 5 中, 支撑失效导致桩顶也向坑内的移动, 失效支撑范围内的桩顶向坑内移动的位移较大, 如图 8 所示。



(a) 工况1

图 7 破坏完成后形成的稳定塌陷区

Fig. 7 Steady state after collapse

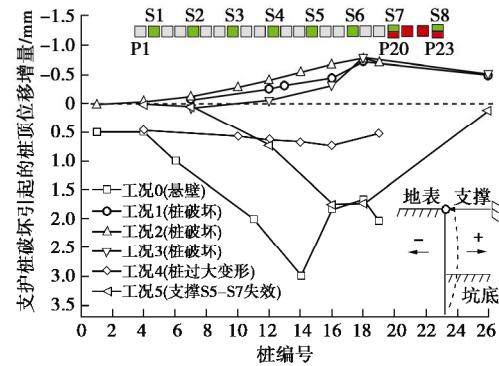


图 8 局部破坏引起的桩顶位移增量对比 (桩向坑外位移为负)

Fig. 8 Displacements of pile top induced by partial failure

4 基坑局部垮塌荷载传递机理分析

4.1 工况1荷载传递分析及与工况0对比

(1) 土压力变化分析(40, 60 cm深)

工况1中,4根局部破坏桩(P20~P23)折断后,坑外地表下40 cm处的水平土压力随时间的变化,如图9所示。破坏发生瞬间,不同位置处的土压力变化模式不同。邻近破坏位置处的桩P19,其桩后的水平土压力呈现出先升高后降低的变化规律:上升是由于支护桩破坏瞬间发生的应力重分布并产生水平土拱,从而导致其桩体后的土压力瞬间急剧增加,从而产生加荷效应^[4];下降主要由于土体滑进坑内造成的桩后土体缺失^[4](缺失高度约为35.0 cm)引起的卸荷效应。桩P18后的土体虽然有缺失,但坍塌引起的40 cm深处土压力增大倍数(土压力增大倍数为局部破坏后与局部破坏前的桩后土压力比值)仍最终稳定在1.96,证明破坏产生土拱的加载效应大于土体缺失引起的卸载效应。稍远处的桩(P16和P14),其桩后的水平土压力一直处于上升阶段,直至砂土在自然休止状态下完全稳定;远离破坏位置处的桩(P7和P4),其桩后水平土压力较初始破坏发生前略微增。

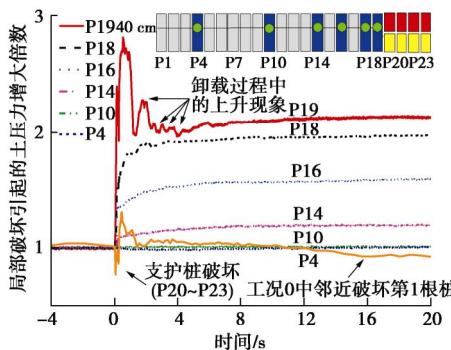


图9 工况1地表以下40 cm处水平土压力变化曲线

Fig. 9 Change curves of horizontal earth pressure in test No. 1

坑外地表下60 cm处的水平土压力随时间的变化与40 cm深处的变化规律基本接近,由于埋深较大,土体缺失的影响所占比例较小,因此土压力变化主要以加荷效应为主,卸荷效应不明显。

图10为工况0和工况1中局部破坏引起的地表下40 cm处土压力和弯矩增大倍数最大值。由图10可见,工况1中邻近局部破坏位置地表下40 cm处的土压力增大倍数显著大于工况0,但是工况1土压力影响范围显著小于工况0。

造成上述现象的原因主要是工况1为内撑式排桩支护基坑,其整体抗侧移刚度大,而工况0为悬臂排桩支护基坑,且入土深度相对较小,抗侧移刚度较低。工况0中,邻近初始局部破坏区的未失效桩在受到局

部垮塌引起的土拱效应作用下将向坑内产生较大的位移^[15],从而导致作用在这些桩上的附加土压力又产生进一步的应力重分布,并向更远处的桩上转移土压力,即桩身向坑内位移产生的卸荷效应。与此形成鲜明对比的是,工况1中,由于支撑的作用,在土拱效应产生的加荷效应作用下,邻近初始局部破坏区的桩产生的桩身位移相对小得多,使桩身由此产生的卸荷效应比悬臂支护排桩的卸荷效应小得多,因此破坏区以外桩体上最终土压力增加幅度较悬臂支护桩的土压力增加幅度大得多。甚至在局部破坏发生后,邻近初始破坏区的桩的桩顶附近的部分桩身发生向坑外的位移,如图6,8所示,使作用在桩顶附近的土压力更大。

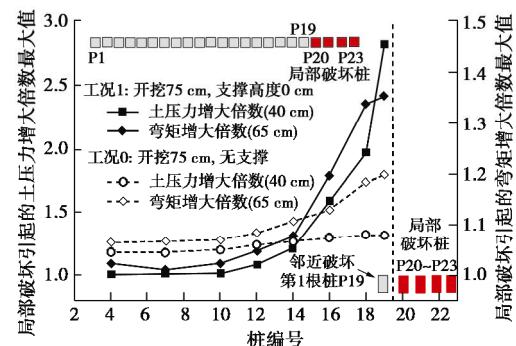


图10 工况0和1中土压力和荷载(弯矩)传递对比

Fig. 10 Earth pressures and load transfer coefficients in tests No. 0 and 1

由上述分析可见,因初始局部破坏导致的作用在邻近桩上的土压力增量受到土拱效应产生的加荷效应、土体滑塌产生的卸荷效应和桩向坑内位移产生的卸荷效应的三重影响。此外,抗侧移刚度不同是内撑式与悬臂式排桩支护基坑支护结构发生局部破坏产生影响不同的主要因素之一。

(2) 支撑水平轴力变化分析

工况1中,4根初始局部破坏桩折断后,各监测支撑水平轴力的增长倍数随时间的变化曲线,如图11所示。在支护桩破坏的一瞬间,位于破坏范围内的支撑S8和S7,其水平轴力迅速下降,降至几乎接近于0。这主要因为支撑对应范围的桩发生折断后,原本通过桩传给围檩进而传给支撑的土压力,失去了桩的传递作用,无法作用在围檩上,因此造成支撑轴力大幅降低。同样,支撑S6也由于距局部破坏桩P20~P23较近,失去了部分围檩传递来的荷载,轴力下降显著。

稍远处的支撑S5和S4,则由于局部破坏引发的土拱效应产生的加荷效应增大了其对应范围桩上的土压力,但随后由于土体滑塌进基坑的卸荷效应,轴力又略有减小。远处的支撑S1~S3,其轴力略有上升直至稳定。此外,由于桩P20~P23发生的初始局部破

坏, 邻近破坏范围内的冠梁及支撑发生向坑外的位移, 如图 6, 8 所示, 由此导致水平支撑所受压力大幅降低, 甚至可能受拉。此时, 若支撑与围护结构连接薄弱, 则可能会导致支撑掉落, 类似于杭州地铁一号线湘湖站中的支撑掉落现象^[3], 使得基坑垮塌程度增大。

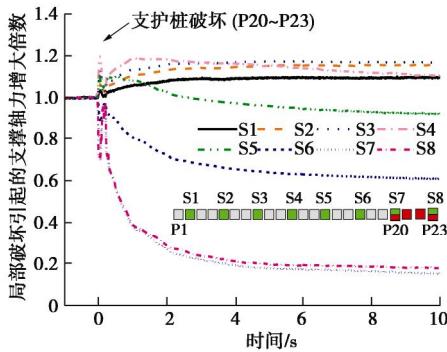


图 11 工况 1 局部破坏情况下支撑轴力随时间的变化曲线

Fig. 11 Curves of strut forces versus time in test No. 1

(3) 支护桩内力(弯矩)变化分析

工况 1 中, 4 根初始局部破坏桩折断后, 各监测桩桩身最大弯矩(65 cm 处)增长倍数随时间的变化曲线, 如图 12 所示。局部破坏发生后, 邻近破坏范围内的桩 P19~P10 在初始局部破坏引发的土拱效应产生的加载效应的作用下, 桩身弯矩瞬间迅速增大到第一个峰值, 随后缓慢增加至最大值。随后, 邻近破坏范围的监测桩 P19 和 P18, 桩身最大弯矩在达到最大值处出现小幅度下降, 主要是由于邻近桩后土体滑进坑内产生卸荷效应。远处的桩 P7~P4, 局部破坏发生前后桩身弯矩没有发生明显的变化。

支撑式支护桩和悬臂桩在局部破坏后桩身内力变化规律基本一致^[4], 但如图 10 和图 12 所示, 局部破坏引起工况 0 中邻近初始破坏区第 1 根桩的弯矩增大倍数最大值(即荷载传递系数)为 1.20, 远小于工况 1 中 P19 的 1.36。由前文分析可知, 这主要是由于支撑式围护桩抗侧移刚度大, 破坏产生的土拱对桩身的加载效应明显, 而悬臂基坑由于桩身抗侧移刚度较低, 围护结构产生较大的位移引起的卸荷效应削弱了土拱效应产生的加载效应。

此外, 支撑式支护结构的弯矩在达到最大值后的卸荷幅度很小, 或几乎未出现卸载, 卸载幅度远小于悬臂桩, 工况 1 至工况 5 均表现出此现象, 这也是其和悬臂支护结构区别之一。这主要是冠梁或者围檩的变形协同作用, 因为破坏发生瞬间会出现土拱产生的加载效应, 随着土体滑进坑内, 土拱向远方传递, 通过冠梁的变形协同, 再次对桩产生加载效应, 所以很难观察到悬臂基坑中的明显卸荷效应。

(4) 荷载(弯矩)传递系数对比

将局部破坏后与局部破坏前桩身的弯矩比值定义为荷载(弯矩)传递系数, 用来衡量初始破坏产生的加载效应、土体滑塌产生的卸荷效应和破坏区外桩位移产生的卸荷效应三者最终决定的破坏区以外桩的内力变化。工况 0 及工况 1 中, 在 4 根初始破坏桩折断的情况下各桩的荷载(弯矩)传递系数如图 10 所示, 对比可以发现有无支撑对桩身弯矩传递的影响。

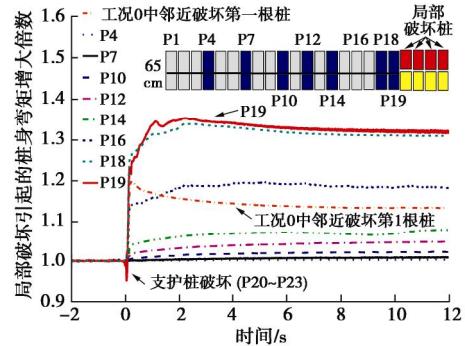


图 12 工况 1 局部破坏情况下未失效桩的弯矩变化曲线

Fig. 12 Curves of moments of intact piles versus time in test No. 1

由图 10 可见, 内撑式排桩支护基坑支护桩发生初始局部破坏引起邻近破坏范围的桩 P19~P16 荷载传递系数较工况 0 中悬臂支护基坑对应的荷载传递系数大, 但远离破坏范围的桩荷载传递系数小于工况 0, 而且降低的幅度较快, 即其影响范围相对较小。造成上述现象的原因如下: 支撑式围护结构支护桩抗侧移刚度远大于无支撑支护桩, 局部破坏后土拱效应引起的桩体附加位移很小, 由此产生的卸荷效应相对较小, 由此使土拱效应产生的附加土压力仅作用在距初始局部破坏区较近的范围内, 并导致荷载传递系数更高。

4.2 工况 2 荷载传递分析及与工况 1 对比

(1) 土压力与支撑水平轴力变化分析

工况 2 与工况 1 的区别在于支撑设置高度较工况 1 下降, 支撑设置在地表下 0.2H 处。4 根局部破坏桩(P20~P23)折断后, 坑外地表下 40 cm 处的水平土压力增大倍数与 8 根监测支撑轴力增大倍数随时间的变化过程与工况 1 类似, 不再赘述。

(2) 支护桩弯矩及荷载传递系数变化分析

工况 2 基坑局部破坏后, 各监测桩桩身弯矩(65 cm 处)增大倍数随时间的变化曲线与工况 1 类似。由图 13 及图 10 可见, 工况 2 发生局部破坏后, 邻近初始破坏区的第一根桩 P19 桩身弯矩增大倍数为 1.46, 显著大于工况 0 的 1.20 和工况 1 的 1.36。

支护桩局部破坏引发的支撑卸荷量和围护结构的抗侧移刚度是对荷载传递系数大小和荷载传递范围有较大影响的两个因素。对于工况 1 和工况 2, 虽然开挖深度相同, 但是工况 2 中支撑所承担的土体水平荷

载大于工况 1，因此工况 2 支护桩破坏引发支撑卸下的水平荷载显著大于工况 1，由此导致转移至邻近桩上的荷载也较大。另一方面，工况 2 中的支撑比工况 1 中支撑能够提供围护桩更大的抗侧移刚度。由上述分析可知，工况 2 中局部破坏引发的荷载传递系数和影响范围均显著大于工况 1。

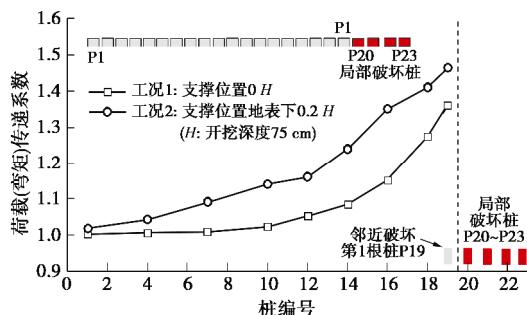


图 13 工况 1 和 2(开挖 75 cm)中荷载(弯矩)传递系数

Fig. 13 Load transfer coefficients in tests No. 1 and 2

4.3 工况 3 荷载传递分析及与工况 1 对比

(1) 土压力及荷载传递系数变化分析

工况 3 与工况 1 的区别在于开挖深度较工况 1 增加，开挖深度为 90 cm。初始局部破坏桩折断后，坑外地表下 40 cm 处的水平土压力随时间的变化过程与工况 1 基本相同，但工况 3 破坏引起的土压力增大倍数最大值显著大于工况 1，如图 14 所示。在支撑式支护体系中，当开挖深度较大时，每根支撑所承担的水平土荷载大幅上升。工况 3 开挖到底后水平支撑轴力显著大于工况 1，因此当同样为 4 根支护桩破坏时，工况 3 桩破坏引发支撑卸下的水平土荷载显著大于工况 1，由此导致转移至邻近桩上的荷载也较大，土拱效应更显著。同样，由图 14 可见，工况 3 中桩身弯矩荷载传递系数和影响范围同样显著大于工况 1。

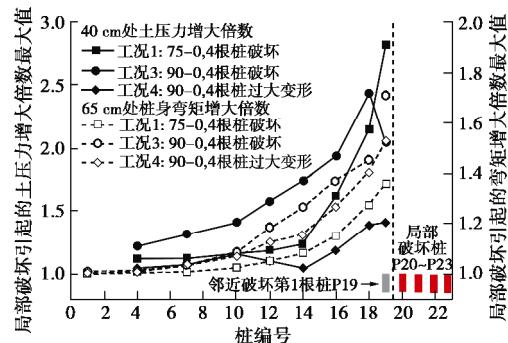


图 14 工况 1, 3, 4 中土压力和荷载(弯矩)传递对比

Fig. 14 Earth pressures and load transfer coefficients in tests No. 1, 3 and 4

(2) 支撑轴力变化分析

如图 15 所示，支撑轴力变化规律与工况 1 较为接近，但是相比工况 1 和工况 2，由于支撑卸荷量较大引发的土拱效应更大，其对距离局部破坏位置较远处的支撑（例如 S4 和 S3）影响更大。

位于破坏范围内的支撑 S7 和 S8 轴力先减小，然后增加，最后再次减小。因为破坏发生后瞬间，初始破坏桩 P20~P23 作用在围檩及支撑 S8, S7, S6 上的力瞬间减小；同时破坏桩后土体发生向坑内位移在邻近土体中形成土拱效应作用在邻近桩上；进而通过围檩作用在 S5, S4, S3 等支撑上，使其轴力瞬间上升，由于围檩的荷载传递作用，土拱效应的荷载也传递到支撑 S8, S7 及 S6 上，使其轴力出现短暂上升；随后，随着坑外土体大量滑塌进坑内，邻近破坏位置的支撑 S8, S7 等继续发生卸荷，轴力最终减小。在此过程中，围檩的荷载传递、土拱效应、局部土体流失卸载对围护体系内各个构件的内力变化过程起到了重要作用。

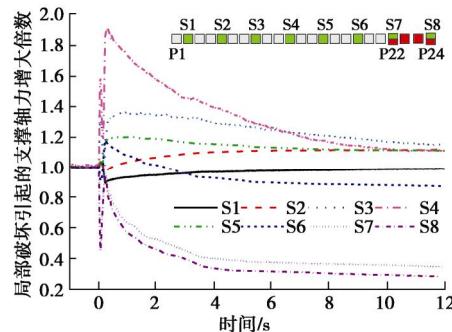


图 15 工况 3 局部破坏情况下支撑轴力随时间的变化曲线

Fig. 15 Curves of strut forces versus time in test No. 3

4.4 工况 4 荷载传递分析及与工况 1 和 3 对比

(1) 土压力变化分析

工况 4 与工况 1 和 3 的破坏区别在于初始局部破坏桩 (P20~P23) 发生折断后，并没有完全被踢出，而是发生过大变形（在预设断面处初始破坏桩的上半段桩朝坑内水平移动 15 mm）。如图 14 所示，坑外地表下 40 cm 处水平土压力变化过程与工况 1 和 3 相似，但土压力增大倍数最大值显著小于工况 3，主要因为支护桩局部过大变形引起的土拱效应相对较小。

(2) 支撑轴力变化分析

工况 4 中，4 根初始破坏桩 (P20~P23) 发生局部过大变形后，各监测支撑水平轴力增长倍数随时间的变化曲线，如图 16 所示。支撑 S7, S8 的水平轴力瞬间先减小后增大，并逐渐稳定，支撑 S6-S3 的轴力经一定波动后最终上升并趋于稳定。但各支撑的轴力之所以相比破坏前均显著上升，主要是由于局部破坏桩 P20~P23 预设断面 (60 cm 深) 附近的土体发生向坑内的较大变形，使得周边土体中形成在水平面和竖直面两个方向的土拱，如图 5 所示。水平面上的土拱将荷载效应转移至邻近完整桩上，通过围檩的变形协同作用，进一步压缩所有支撑，导致支撑水平轴力迅速增加；在竖直面上的土拱的拱脚为围檩处和预设断面下部，同样使得围檩处土压力增大，进而将荷载传递至支撑上。因此局部破坏桩中局部变形过大对所有

支撑均造成加荷效应。

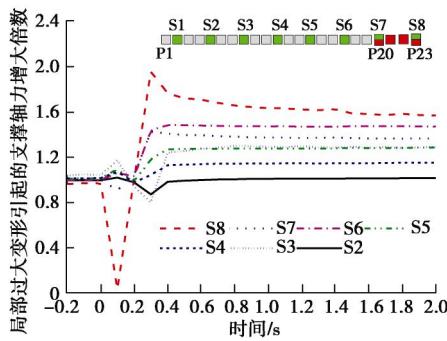


图 16 工况 4 局部破坏情况下支撑轴力随时间的变化曲线

Fig. 16 Change curves of strut forces versus time in test No. 4

(3) 支护桩内力(弯矩)变化分析

在工况 4 中, P20~P23 折断并发生向坑内的位移, 虽然未完全破坏, 但仍导致桩后土体发生变形产生土拱效应, 使得邻近完整桩桩身弯矩迅速上升至峰值, 随后保持稳定。可见支护桩无需彻底折断破坏, 而是产生较大的桩身位移就能引发桩后土体显著的土拱效应, 造成支护结构内力重分布。因此实际工程中, 支护结构的局部过大变形同样应当重视, 其也是引发连续破坏的一个重要诱因。如图 14 所示, 局部 4 根桩过大变形引发的荷载传递系数为 1.54, 略小于工况 3 中局部 4 根桩彻底破坏引发的荷载传递系数 1.71。

4.5 工况 5 荷载传递分析及与支护桩破坏工况对比

(1) 土压力变化分析

工况 5 中, 6 根支撑破坏引发的桩后压力变化过程如图 17 所示。破坏支撑位于 P14~P29 之间, 每根支撑破坏都会使得对应位置围护结构刚度降低, 位移增加, 进而通过坑外土体中的土拱效应对支撑破坏范围外的桩加载, 使作用在其上的土压力增大, 例如作用在 P10 及 P4 上的土压力在每个支撑破坏时均会有所上升。当支撑破坏较多时, 支撑破坏范围内的桩由于位移较大, 导致作用在桩上的土压力有一定减小, 例如作用在 P19 及 P16 上的土压力在 S5 破坏之后的每根支撑破坏时均略有下降。

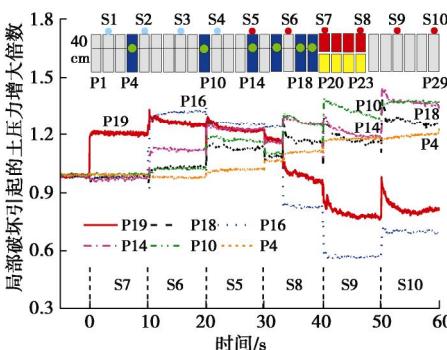


图 17 工况 5 地表以下 40 cm 处水平土压力变化曲线

Fig. 17 Change curves of horizontal earth pressure at depth of 40 cm versus time in test No. 5

(2) 支撑轴力变化分析

工况 5 中, 6 根支撑逐个破坏引发的支撑轴力变化如图 18 所示。支撑 S7 首先破坏, 其承担的荷载由于围檩的荷载传递作用而分配给邻近支撑, 其中 S6 和 S8 (即邻近 S7 最近的支撑) 轴力增幅最明显; S7 和 S6 两根支撑破坏时, 左右最近的支撑 S5 和 S8 轴力增幅最大。依次类推, 当支撑 S10 破坏后, 邻近支撑破坏范围的第一根支撑 S4 轴力升高至 248 N (约为开挖引起轴力变化的 8 倍), 而邻近支撑破坏范围的第二根支撑 S3 的轴力上升幅度远远小于邻近第一根支撑。每一次支撑破坏均对两侧最近的支撑的这种加载模式, 本文称之为支撑失效荷载传递的就近现象。此现象有可能使得某些支撑破坏时, 破坏支撑释放的荷载无法相对均衡的转移至邻近多根未破坏支撑上, 而是集中作用在最近的某几根支撑上, 从而导致这些支撑受力过大而失效, 进而继续引发最邻近的支撑破坏, 导致支撑的大范围连续破坏。

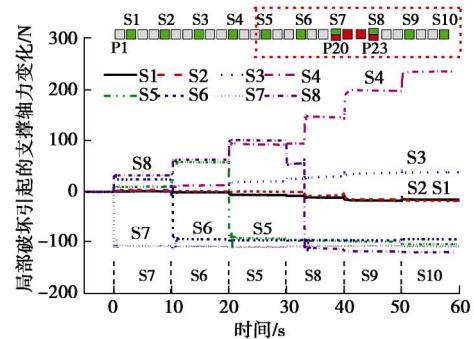


图 18 工况 5 局部破坏情况下支撑轴力随时间的变化曲线

Fig. 18 Curves of strut forces versus time in test 5

(3) 支护桩内力(弯矩)变化分析

如图 19 所示, 在工况 5 中, 支撑 S7 破坏后, 导致距离较近的桩 P18 弯矩减小, 但幅度较小。随后支撑 S6、S5 破坏, 可以发现距离支撑破坏区较远的支护桩 P4 和 P10, 桩身弯矩有一定的升高, 而距初始破坏支撑位置近处桩 P14~P19, 桩身弯矩再次减小。S8、S9 及 S10 依次失效时, 均为邻近支撑破坏区桩身弯矩大幅减小, 而较远处桩略有增大。

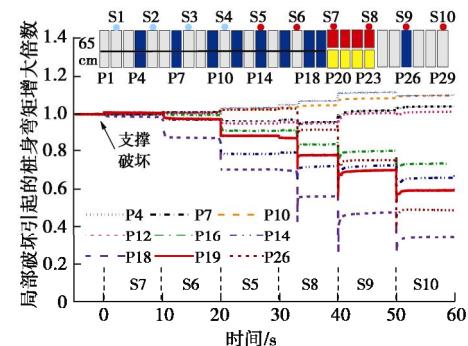


图 19 工况 5 局部破坏情况下未失效桩的弯矩变化曲线

Fig. 19 Curves of moments of intact piles versus time in test No. 5

图 20 为位于支撑破坏范围内的监测桩 P26, 随着支撑破坏数量的逐渐增多时桩身弯矩的变化情况。由图可见, 支撑破坏前, P26 的桩身弯矩分布为典型的单道支撑式分布。在失效支撑距离 P26 较远时, 即在 S7, S6, S5 破坏时, 由于 S7~S5 区域支护桩位移增大引发的土拱效应导致 P26 的弯矩略有增加。当失效支撑距离 P26 较近时, 即在 S8, S9, S10 失效时, 随着支撑破坏数量的增多, P26 受到的支撑作用越来越小, 桩顶水平剪力大幅减小。由此使得 P26 的桩身弯矩分布模式发生转变, 受力模式从内撑式向悬臂式过渡, 即由桩身几乎全部在开挖侧受拉, 逐渐转变为桩身上部开挖侧受拉, 下部坑外侧受拉。与此同时桩身上半部最大弯矩逐渐降低, 桩身下半部弯矩逐渐增加, 但总体上, 桩身最大弯矩绝对值较支撑破坏前减小, 如图 19, 20 所示。支撑失效和支护桩失效对邻近支护桩的影响存在显著不同。

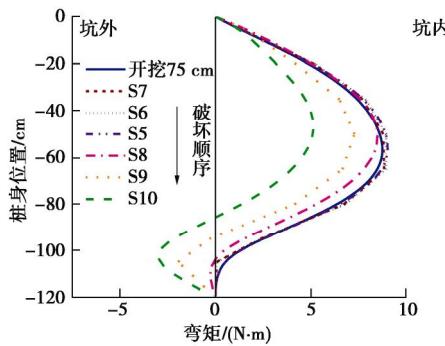


图 20 工况 5 中完整桩 P26 桩身弯矩随支撑破坏的变化曲线

Fig. 20 Curves of moments of intact pile P26 versus struts failure order in test No. 5

5 结 论

本文设计了带水平支撑基坑局部破坏的模型试验, 重点研究了基坑支护桩和支撑局部破坏导致的土压力重分布, 支撑轴力和桩身内力变化等荷载传递规律, 揭示了基坑局部破坏在长度上的传递机理, 得到以下 5 点结论。

(1) 内撑式排桩支护基坑支护桩发生局部破坏后, 引起的土压力重分布对支护结构内力的影响规律与悬臂式排桩支护结构的影响有较大区别, 可引起邻近初始破坏区域的支护桩桩身弯矩持续增大直至稳定。而在悬臂基坑中, 桩身弯矩迅速达到最大值, 随后发生明显的卸载效应。

(2) 支撑式排桩支护基坑中, 局部支护桩破坏会引发近处的支撑轴力大幅降低。同时, 邻近破坏范围内的冠梁及支撑会发生向坑外的水平位移, 由此导致水平支撑所受压力大幅降低, 甚至可能受拉。此时,

若支撑与围护结构连接不能受拉且不能适应一定的脱开量, 则可能会导致支撑掉落。

(3) 开挖深度相同时, 内撑式排桩的抗侧移刚度远大于悬臂式, 局部破坏引发的荷载传递系数较大(本试验中由悬臂式的 1.20 增加至 1.36), 但荷载传递系数影响范围较小; 支撑设置高度较低时, 支护桩的抗侧移刚度较大, 局部破坏引发的支撑卸荷量较大, 故荷载传递系数和范围也较大。支撑设置高度相同时, 基坑开挖深度较大, 破坏引发的支撑卸荷量较大, 故荷载传递系数和范围也较大。

(4) 对于内撑式排桩支护基坑, 当支护结构发生局部过大变形, 对邻近未破坏支护结构产生的加荷作用虽然小于瞬间破坏产生的加荷, 但仍会引起邻近支护桩桩身弯矩大幅度增加, 例如 4 根桩过大变形和 4 根桩彻底破坏引发的荷载传递系数分别为 1.54 和 1.71。可见支护桩无需彻底折断失效, 而是产生较大的桩身位移就能引发桩后土体产生显著的土拱效应。

(5) 对于单道支撑式排桩支护基坑, 因相邻支撑之间相互独立, 因此, 局部支撑破坏释放的荷载无法相对均衡的转移至邻近多根未失效支撑上, 而是将大部分荷载传递给两侧最近的两个支撑, 可导致邻近支撑轴力成倍增加, 由于受力过大而失效, 继而引发大范围连续破坏, 即支撑失效荷载传递存在就近现象。

参 考 文 献:

- [1] 郑刚, 程雪松, 张雁. 基坑环梁支撑结构的连续破坏模拟及冗余度研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(1): 105–117. (ZHENG Gang, CHENG Xue-song, ZHANG Yan. Progressive collapse simulation and redundancy study of ring-beam supporting structures of excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(1): 105–117. (in Chinese))
- [2] ZHENG G, CHENG X S, DIAO Y, et al. Concept and design methodology of redundancy in braced excavation and case histories[J]. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, 2011, 42(3): 13–21.
- [3] 郑刚, 程雪松, 刁钰. 基坑垮塌的离散元模拟及冗余度分析[J]. 岩土力学, 2014, 35(2): 573–583. (ZHENG Gang, CHENG Xue-song, DIAO Yu. DEM simulation and redundancy analysis of excavation collapse[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(2): 573–583. (in Chinese))
- [4] 程雪松, 郑刚, 黄天明, 等. 悬臂排桩支护基坑沿长度方向连续破坏的机理试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(9): 1640–1649. (CHENG Xue-song, ZHENG Gang, HUANG Tian-ming, et al. Experimental study on mechanism

- of progressive collapse along length of excavation retained by cantilever contiguous piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(9): 1640 – 1649. (in Chinese))
- [5] COI(2005). Report of the Committee of Inquiry into the incident at the MRT circle line worksite that led to collapse of Nicoll Highway on 20 April 2004[R]. Singapore: Ministry of Manpower, 2004.
- [6] ARTOLA J. A solution to the braced excavation collapse in Singapore[D]. Boston: Massachusetts Institute of Technology, 2005.
- [7] WHITTLE A J, DAVIES R V. Nicoll Highway collapse: evaluation of geotechnical factors affecting design of excavation support system[C]// International Conference on Deep Excavations. Singapore, 2006.
- [8] 黄茂松, 宋晓宇, 秦会来. K_0 固结黏土基坑抗隆起稳定性上限分析[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(2): 250 – 255. (HUANG Mao-song, SONG Xiao-yu, QIN Hui-lai. Basal stability of braced excavations in K_0 -consolidated soft clay by upper bound method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(2): 250 – 255. (in Chinese))
- [9] BJERRUM L, EIDE O. Stability of struttied excavations in clay[J]. Géotechnique, 1956, **6**(1): 32 – 47.
- [10] DG/TJ 08—61—2010 J11575—2010 基坑工程技术规范(上海)[S]. 上海, 2010. (DG/TJ 08—61—2010 J11575—2010 Technical code for design of excavation engineering[S]. Shanghai, 2010. (in Chinese))
- [11] CHANG M. Basal stability analysis of braced cuts in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000, **126**(3): 276 – 279.
- [12] 刘国彬, 王卫东. 基坑工程手册[M]. 2版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009: 121 – 146. (LIU Guo-bin, WANG Wei-dong. Excavations engineering manual[M]. 2nd ed. Beijing: China Architecture and Building Press, 2009: 121 – 146. (in Chinese))
- [13] HSIEN P G, OU C Y, LIU H T. Basal heave analysis of excavations with consideration of anisotropic undrained strength of clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2008, **45**: 788 – 799.
- [14] UKRITCHON B, WHITTLE A J, SLOAN S W. Undrained stability of braced excavations in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2003, **129**(8): 738 – 755.
- [15] CHENG X S, ZHENG G, DIAO Y, et al. Experimental study of the progressive collapse mechanism of excavations retained by cantilever piles[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2017, **54**: 574 – 587.
- [16] CHEN R P, LI Z C, CHEN Y M, et al. Failure investigation at a collapsed deep excavation in very sensitive organic soft clay[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2015, **29**: 04014078-1.
- [17] 程雪松, 郑刚, 邓楚涵, 等. 基坑悬臂排桩支护局部失效引发连续破坏机理研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(7): 1249 – 1263. (CHENG Xue-song, ZHENG Gang, DENG Chu-han, et al. Study of the mechanism of progressive collapse induced by partial failure of cantilever contiguous retaining piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(7): 1249 – 1263. (in Chinese))
- [18] LEUNG C F, CHOW Y K, SHEN R F. Behavior of pile subject to excavation-induced soil movement[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000, **126**(11): 947 – 954.

DOI: 10.11779/CJGE201908003

基于失效模式控制的地铁车站结构抗震性能研究

路德春, 李 强, 杜修力, 吴春玉

(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: 基于大开车站的塌毁是由于中柱变形能力不足所导致这一观点, 对大开车站中柱进行了失效模式优化, 提出一种新型叠层加芯柱。利用有限元软件 ABAQUS 建立三维非线性数值分析模型, 静力分析叠层加芯柱的水平极限变形能力和实际工作状态, 采用时域显式整体分析方法, 对大开车站和采用叠层加芯柱的大开车站进行震害模拟, 从典型时刻结构整体变形、中柱及侧墙的水平向和竖向地震反应等方面对比分析两者抗震性能的差异。研究结果表明: 叠层加芯柱具有良好的水平变形能力; 采用叠层加芯柱后的大开车站整体变形明显减小, 结构保存较为完好, 未发生塌毁现象; 中柱处于安全的工作状态、侧墙水平地震反应降低, 结构竖向沉降大幅降低, 整体性较好; 失效模式控制对地下结构的抗震性能起到了显著的优化效果。

关键词: 大开车站; 失效模式控制; 中柱变形能力; 叠层加芯柱; 抗震性能

中图分类号: TU435 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)08-1400-08

作者简介: 路德春(1977—), 男, 博士, 教授, 主要从事强度理论与土的本构模型、地下结构抗震等方面的研究工作。

E-mail: dechun@bjut.edu.cn。

Seismic performance of subway station based on failure model control

LU De-chun, LI Qiang, DU Xiu-li, WU Chun-yu

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

Abstract: Based on the opinion that the collapse of the Daikai station is caused by insufficient deformation capacity of the middle column, the failure mode of the middle column is optimized, and a new segmental cored column is proposed. 3D nonlinear finite element simulations are established by using ABAQUS. The horizontal ultimate deformation capacity and actual working state are obtained through the static analysis. The seismic simulation is carried out for the Daikai station with and without segmental cored column. Then differences in seismic performance are analyzed considering the deformation of the structure at typical time, horizontal and vertical seismic responses of the middle column and sidewalls. The results show that the segmental cored column has excellent horizontal deformation capacity. The deformation of the Daikai station with segmental cored column is reduced obviously, the whole structure is well preserved and no collapse occurs. The middle columns are in safe working condition. The horizontal seismic responses of sidewalls are reduced, and the vertical settlement of the structure is also greatly reduced. The concept of failure mode control makes a significant active effect on the seismic performance of the underground structures.

Key words: Daikai station; failure mode control; deformation capacity of middle column; segment cored column; seismic performance

0 引言

进入 21 世纪以来, 中国城市轨道交通发展迅速, 根据中国城市轨道交通协会统计, 截至 2017 年年末, 中国内地(不含港澳台)共计 34 个城市开通城市轨道交通并投入运营, 城市轨道交通线路 165 条, 运营线路总里程达到 5033 公里。此外, 根据 2016 年 6 月 1 日正式实施的《中国地震动参数区划图》(GB18306—2015)^[1], 全国取消非抗震设防区, 而中国《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB50909

—2014)^[2]明确规定, 处于抗震设防区的城市轨道交通结构必须进行抗震设计。地铁结构一旦受损, 修复难度大, 损失严重, 因此地铁车站的抗震性能成为不可回避的重大工程问题。

1995 年的神户地震造成的大开车站整体塌毁更是引起了国内外众多学者对地下结构抗震问题的高度

基金项目: 国家自然科学基金项目(U1839201, 51778026, 51421005)

收稿日期: 2018-10-10

关注。综合学者们的研究成果, 较多的认识是将大开车站的倒塌归结为中柱的抗震性能不足^[3-9], 杜修力等^[10-11]通过对大开车站塌毁过程的精细化分析, 明确指出中柱变形能力不足是导致其破坏的直接原因。

传统抗震设计主要采用基于等效静力的线弹性分析方法, 不能很好地考虑结构屈服后的受力状态和整体破坏机制, 结构的材料性能未能得到充分发挥, 进而出现局部失效模式或薄弱层失效模式, 最终使得结构在强震下的抗震性能未达到最优, 不能有效抵抗地震荷载^[12]。因此, 通过对结构的地震失效模式进行优化控制, 进而提升结构的整体抗震性能具有重要意义。

本文基于大开地铁车站中柱变形能力不足导致结构塌毁破坏这一失效模式, 将具有良好变形能力的叠层加芯柱引入大开车站, 采用三维非线性时域显式整体分析方法, 对采用叠层加芯柱的大开车站震害进行数值模拟分析, 以实现对大开车站的失效模式进行优化控制。

1 大开车站简介

1995年1月17日清晨, 日本兵库县南部淡路岛一带发生里氏7.2级地震(2001年日本气象厅修正为7.3级), 震中位于淡路岛北部的明石海峡海域, 震源的深度为16 km, 最大烈度7度, 也称“阪神大地震”。此次地震对神户市营铁道的大开站、三宫站、上泽站、新长田站和上泽站西侧的隧道部分及新长田站东侧的隧道部分均造成严重的破坏, 其中大开站破坏最为严重, 发生了结构整体坍塌的现象。

1.1 大开车站工程概况

大开车站是浅埋箱型明挖地下结构, 修建于1962年—1964年间。大开地铁车站为双轨道车站, 车站两侧为宽9 m高6.4 m的双轨道混凝土隧道, 车站周围无明显液化土层, 也无断层区域^[13]。该车站由三部分组成, 如图1所示。第一部分为站台和轨道, 是车站的标准段, 也即倒塌部分, 其断面形式如图2所示。结构形式为地下一层钢筋混凝土框架结构, 横断面宽为17.00 m, 高7.17 m, 侧墙厚0.85 m, 配筋率0.8%; 顶板和底板厚度分别为0.80, 0.85 m, 配筋率为1%; 共有23根截面为0.40 m×1.00 m的矩形柱, 净高3.82 m, 柱间距2.50 m, 箍筋采用矩形和折线单肢箍两种形式, 箍筋型号为9@350; 纵筋采用30根32 mm的螺纹钢筋^[14], 配筋率为6%, 其配筋形式如图3所示。

1.2 大开车站震害情况

大开地铁车站在设计时只是参照当时的规范标准, 并没有进行抗震设防。在阪神地震中, 车站大部分中柱几乎全被压碎, 钢筋外露成弯曲状, 如图4所示, 顶板坍塌, 使原结构变成M型。顶板的坍塌导致上方与其平行的地表主干道在长达90 m的范围内塌

陷如图5所示, 最大塌陷量达到了2.5 m^[15]。

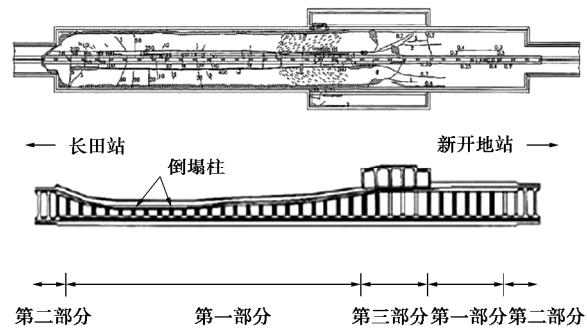


图1 大开车站纵向震害示意图

Fig. 1 Longitudinal diagram of Daikai subway station

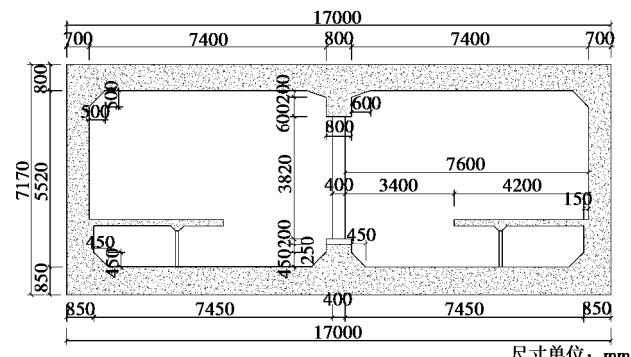


图2 结构横断面图

Fig. 2 Cross section of structure

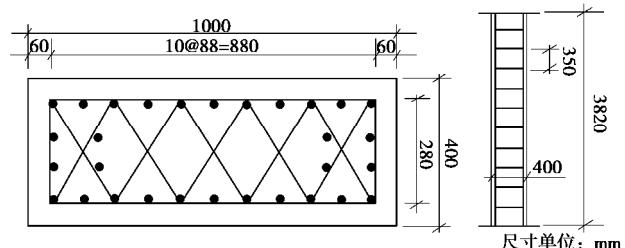


图3 中柱尺寸及配筋图

Fig. 3 Sizes and reinforcement of middle column



图4 大开车站中柱破坏图

Fig. 4 Failure of middle column of Daikai station

2 叠层加芯柱构造介绍

地下结构的地震反应受围岩土体的相对变形控



图 5 顶板塌陷引起的地面沉降图

Fig. 5 Ground subsidence caused by roof collapse

制, 结构和周围介质协调变形要求中柱和侧墙具有较好的变形能力。由于中柱截面尺寸相比于侧墙要小很多, 因此在地震过程中, 中柱通常处于较高的轴压比的工作状态, 其变形能力低于侧墙, 在相同变形情况下, 中柱先于侧墙发生破坏^[11]。通过改变中柱结构形式, 在保证竖向承载能力不明显降低的同时, 尽可能地提高其水平向变形能力, 进而提升地铁车站结构的抗震性能, 为此提出一种新型叠层加芯柱。

新型叠层加芯柱可以有效减小中柱承担的剪力并提高水平向变形能力, 保证大变形情况下中柱对顶板仍具有良好的支承作用。叠层加芯柱的具体构造及变形特征如图 6 所示。

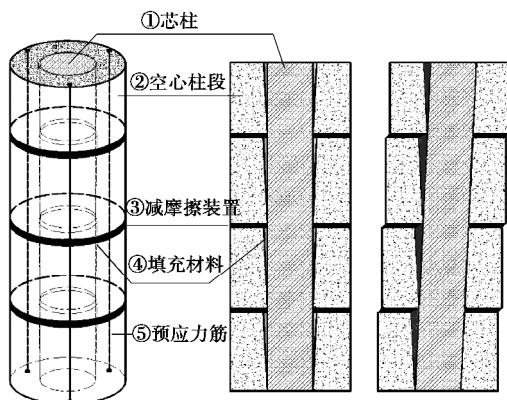


图 6 叠层加芯柱的具体构造及变形特征示意图

Fig. 6 Specific construction and deformation characteristics of segment-cored column

叠层加芯柱主要由内部芯柱、外侧空心环柱段、空心环柱段间减摩擦装置、芯柱与外侧柱段间的弹性填充层组成。外侧空心柱段由各预制层依次叠加组成中空结构, 内部芯柱插入预制叠层柱段的空腔中, 形成整体叠层加芯柱。在外侧预制叠层空心柱段之间设置减摩擦装置, 保证柱段间在剪力作用下可以发生水平滑移。为避免芯柱剪切破坏, 在芯柱和柱段之间预留一定的滑移空间, 实现水平变形过程中芯柱和柱段之间的变形协调。该滑移空间内填充弹性材料, 弹性

材料的压缩变形, 一方面提供柱段间水平相对滑移的推力, 另一方面提供芯柱水平侧移的空间。

由于芯柱截面尺寸较小, 长细比较大, 相较于原结构中柱, 实现了从“短柱”变为“长柱”的转变, 进而提高了水平向变形能力。在承担竖向荷载时, 芯柱与外侧柱段共同承担, 可达到等同于现浇柱的承载能力。两者协调工作, 可以起到优势互补的效果, 从而实现承载能力不显著降低的同时又能较大提高其水平向变形能力的目标。

3 有限元计算分析模型

时域整体分析方法是截取地下结构与其周围有限土体为计算区域, 并在模型截断边界处引入虚拟边界进行模拟的方法。该方法可以较为完整、合理地考虑广义结构内的介质非均匀、材料非线性特性、不规则地形特点以及界面间接触的非线性等因素^[11]。

3.1 有限元模型的建立及网格划分

本文利用有限元软件 ABAQUS 对大开车站震害最严重的区段(第一部分)进行数值分析研究, 建立了长 17 m, 宽 7.17 m, 纵向 20 m 包含 5 根柱的车站数值计算模型, 如图 7, 8 所示。综合考虑计算效率等原因, 土体的计算宽度取车站宽度的 4 倍, 即 68 m, 基岩底面位于地下 24 m 处。土体按照计算精度要求进行离散, 网格尺寸小于 1/10~1/8 波长^[16-17]。土体和混凝土均采用三维实体八节点减缩积分单元(C3D8R)单元进行离散, 钢筋采用三维二节点杆单元(T3D2)进行离散。钢筋采用*EMBEDDED ELEMENT 命令植入混凝土, 两者不发生相对运动, 可以用来模拟实际中钢筋与混凝土间的黏结作用。侧墙和顶、底板中的钢筋在保证配筋率不变的情况下, 按照双排均匀配筋进行建模。对于叠层加芯柱, 弹性材料与柱段和芯柱之间为绑定连接, 外侧柱段之间采用摩擦接触, 摩擦系数设置为 0.001。

同时为消除中柱配筋率以及截面面积对结构地震反应的影响, 控制叠层加芯柱的配筋率为 6%, 与大开车站原型柱保持一致, 其配筋图如图 9 所示。同时控制其截面面积为 $3.14 \times 0.36^2 = 0.4069 \text{ m}^2$, 与大开车站原型柱的截面面积 (0.4 m^2) 保持一致, 中柱有限元模型及尺寸如图 10 所示。

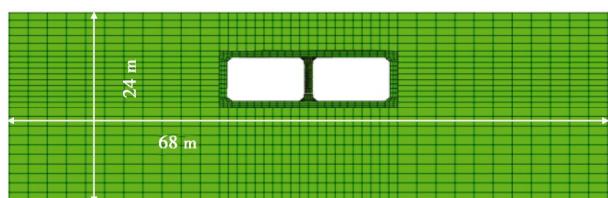


图 7 整体分析有限元模型

Fig. 7 Global analysis finite element model

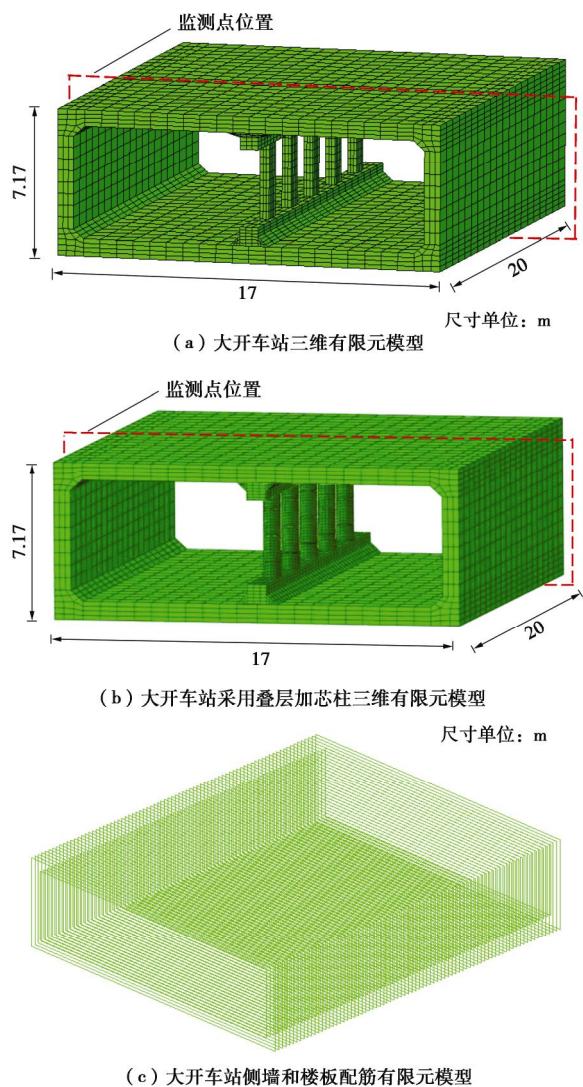


图 8 有限元计算模型

Fig. 8 FEM model

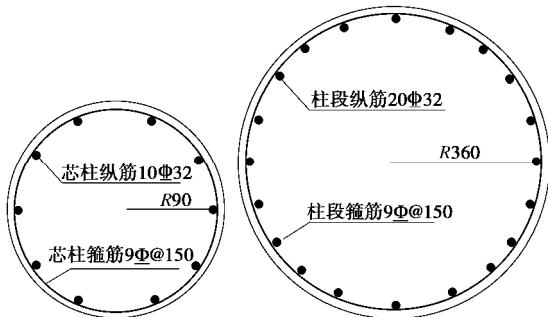


图 9 芯柱及外侧柱段配筋图

Fig. 9 Reinforcement of core columns and external segments

3.2 人工边界及地震动输入方法

采用黏弹性人工边界条件模拟无限域对计算区域的影响，并用波场分解法实现地震动的波动输入^[18]。选取神户气象台监测到的阪神地震波地表南北向加速度记录和竖向加速度记录作为输入。其地面水平和竖向运动的加速度时程曲线如图 11 所示，水平向加速度

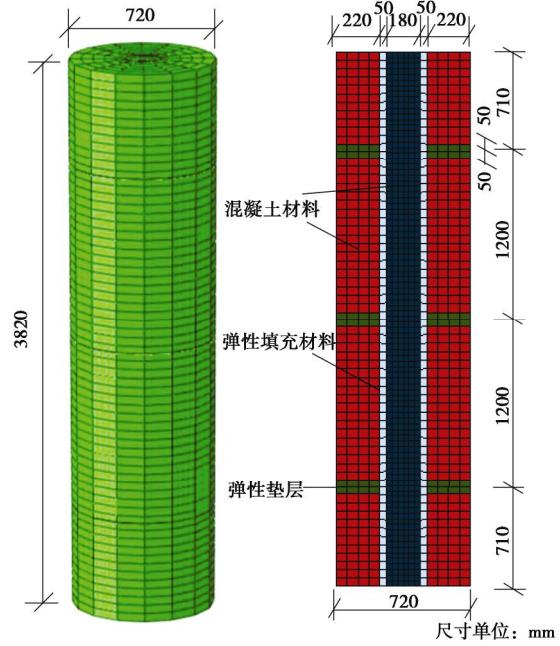


图 10 叠层加芯柱有限元模型及尺寸图

Fig. 10 Finite element model and sizes of segmental cored column
峰值为 $0.8342g$, 竖向加速度峰值为 $0.3389g$, 由于后半段(尤其是 20 s 后)地震动幅值衰减到很小, 因此为了减小计算成本, 仅计算前 23 s 的地震动过程。同时在动力计算之前, 进行了地应力平衡, 得到了合理的初始应力场。

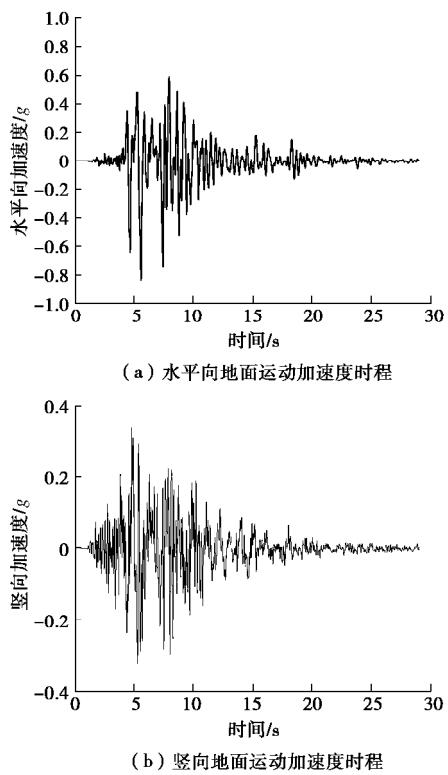


图 11 地面运动加速度时程

Fig. 11 Time-history curves of ground acceleration

3.3 材料本构模型

围岩土体非线性模型采用了改进的土的三维弹塑性本构模型^[19]来描述土体的变形、受力特性。该模型能够描述土的软化特性、三维强度及其土体在循环加载下塑性变形的积累过程特性。同时为了简化分析，在数值计算时对周围土体进行了等效均一化处理，结合震害调查^[13]的结果及文献[6~8, 20, 21]确定了其材料参数： $r_s = 1960 \text{ kg/m}^3$, $j_s = 33^\circ$, $n_s = 0.3$, $k = 0.008$, $I = 0.12$, $e_0 = 0.6$ 。

混凝土材料采用 ABAQUS 自带的塑性损伤模型(CDP 模型)^[22]来模拟其力学行为。数值计算中的混凝土材料参数为 $r_c = 2400 \text{ kg/m}^3$, $E_c = 24 \text{ GPa}$, $n_c = 0.2$, 初始压缩屈服应力为 18.8 MPa, 极限屈服应力为 26.8 MPa, 拉伸破坏应力为 2.4 MPa。

为了避免芯柱和柱段之间的相互剪切, 将芯柱对柱段的推力均匀地传递到外侧柱段内表面上, 叠层加芯柱填充材料采用低强度的弹性材料来更好地实现可压缩性, 同时考虑到数值计算的连续性和稳定性, 从而确定材料参数为 $r_e = 100 \text{ kg/m}^3$, $E_e = 1 \text{ MPa}$, $n_e = 0$, 类比于泡沫材料。弹性垫层则采用弹性混凝土来模拟, 其弹性模量泊松比与上述混凝土材料相同。

钢筋采用 Mises 理想弹塑性模型, 其中 $r=7800 \text{ kg/m}^3$, $E=200 \text{ GPa}$, $n=0.1$, 屈服应力为 240 MPa。土与结构接触面之间法向采用硬接触, 单元之间相互不侵入; 切向采用摩擦接触, 摩擦系数为 0.4^[8]。

4 结构地震反应对比分析

通过静力推覆分析得到叠层加芯柱在不同轴压比下的承载能力和变形能力, 并以此作为判断结构是否发生破坏的标准。通过动力时程计算获得结构的动力反应, 与破坏标准进行对照判断。通过选取两个典型时刻结构整体变形图进行对比分析, 以及对中柱和侧墙分别进行水平向、竖向地震反应分析, 比较大开车站原型与引入叠层加芯柱后的车站结构地震反应, 分析失效模式控制给结构抗震性能带来的影响。

4.1 叠层加芯柱变形能力分析

为了得到叠层加芯柱的变形能力, 对所采用的叠层加芯柱进行了推覆模拟分析, 即得到叠层加芯柱在不同轴力下的侧向变形与荷载间的关系, 所选用的材料模型参数与 3.1 节所述参数相同, 边界条件的设置为: 柱子底部完全固定, 先在柱子顶部施加一定的轴向荷载, 然后在限制柱顶转动的条件下, 让柱顶沿 x 方向平动, 直至柱发生破坏, 其边界示意图见图 12。

开展叠层加芯柱在轴压比分别为 0, 0.1, 0.3, 0.5, 0.7, 0.9, 1.0, 1.2, 1.5, 1.7 以及 1.9 时的推覆模拟,

获得了柱子的侧向位移以及水平反力之间的关系, 如图 13 所示。

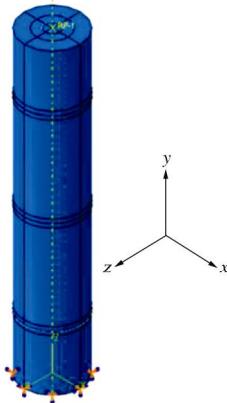


图 12 中柱边界条件

Fig. 12 Boundary conditions of middle column

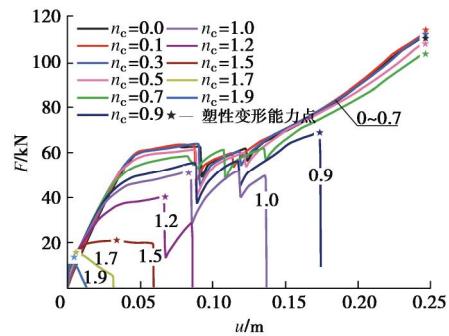


图 13 叠层加芯柱在不同轴压比下的推覆荷载 - 位移曲线

Fig. 13 Horizontal load-displacement curves of segmental cored column under different axial load ratios

从荷载 - 位移曲线中可以看出, 当轴压比较低时 ($n_c < 0.7$), 叠层加芯柱的推覆过程主要分为 3 个阶段: 水平荷载初次下降前表现为芯柱的弯曲变形过程, 水平抗侧力由芯柱的抗侧力和柱段之间的摩擦力组成; 随后水平力进入增长过渡阶段, 主要是由于外侧柱段的高度不完全相同, 芯柱水平变形过程中, 与每个柱段连接的填充材料的压缩变形量也不同, 各柱段受到的大小不等的水平推力, 导致柱段间的相对滑移未能协调一致, 各接触面的依次滑动导致推覆力 - 位移曲线出现不平稳波动; 最后, 水平荷载平稳上升, 主要是由于芯柱和外侧柱段之间的剪切作用造成的。在此阶段, 芯柱给外侧柱段施加了较大的水平推力, 导致填充材料的压缩变形, 外侧柱段之间产生较大的抵抗水平变形的剪力, 导致叠层加芯柱的抗侧刚度增大。当轴压比较高时 ($n_c > 0.7$), 叠层加芯柱在水平变形过程中, 顶部和底部截面压应力集中, 导致柱段较早地达到受压极限状态而破坏, 表现为荷载 - 位移曲线中出现急剧下降段, 水平变形能力未充分发挥。

另外还可以得知, 当轴压比 $n_c < 0.7$ 时, 叠层加芯

柱的水平变形能力基本保持不变, 柱段之间可以较好地实现相对滑动, 其变形能力主要取决于填充材料的填充厚度以及芯柱的抗剪能力, 具体表现为填充材料越厚, 柱段间滑移量越大, 其变形能力就越大。当 $n_c > 0.7$ 时, 其变形能力迅速降低, 主要是由于柱段之间的摩擦力随着竖向荷载的增大而增大, 柱段之间难以实现同步滑移。仅部分柱段之间发生相对变形, 导致局部应力集中, 使得叠层加芯柱的变形能力尚未充分发挥的情况下发生破坏。因此结合实际的受力状态, 在低轴压比时, 保守取芯柱抗剪强度充分发挥且尚未出现较大损伤时的水平位移; 在高轴压比时, 取峰值荷载对应的水平位移 (图 3 中以“★”标注)。由此得出叠层加芯柱的水平变形能力包络线, 如图 14 所示。

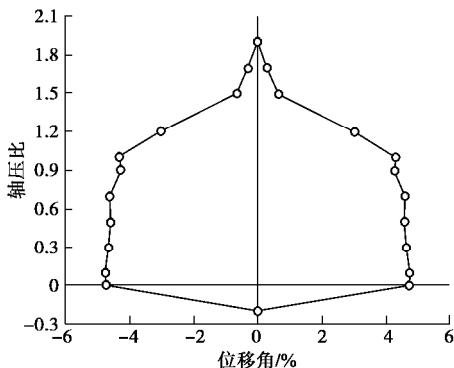
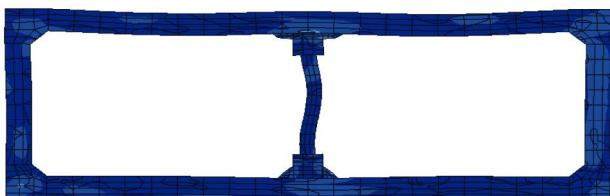


图 14 叠层加芯柱水平变形能力包络线

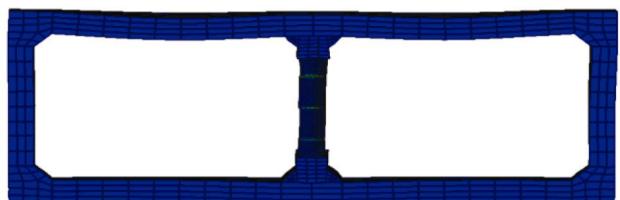
Fig. 14 Envelope lines of horizontal deformation capacity of segmental cored column

4.2 典型时刻结构整体反应分析

截取典型时刻 (8 s) 以及最终时刻 (23 s) 时结构整体变形图进行对比, 如图 15, 16 所示。可以看出在 8 s 时刻, 大开车站原型结构中柱出现了明显的弯曲变形。叠层加芯柱通过柱段间的相对滑移表现出良好的变形能力, 顶板变形不明显。到了 23 s 时刻, 大开车站中柱被完全压弯曲, 顶板在中柱两侧的位置发生折弯, 且中间偏左位置坍塌量较右侧略大, 整个车站结构呈现出 M 型的破坏形态, 与实际震害情况吻合良好。与此同时采用叠层加芯柱的大开车站, 中柱柱段间依旧产生了一定量的滑移, 仅柱底和柱顶出现少量混凝土压胀现象, 顶板变形略有增加但仍旧不明显, 表现出良好的整体性。



(a) 8 s 车站结构变形云图 (大开原型)



(b) 8 s 车站结构变形云图 (采用叠层加芯柱)

图 15 8 s 时刻车站结构变形云图

Fig. 15 Structural deformations at 8 s



(a) 23 s 车站结构变形云图 (大开原型)



(b) 23 s 车站结构变形云图 (采用叠层加芯柱)

图 16 23 s 时刻车站结构变形云图

Fig. 16 Structural deformations at 23 s

4.3 中柱及侧墙的地震反应分析

(1) 水平向地震反应

将叠层加芯柱的地震反应与得到的变形能力包络线绘制在一起, 如图 17 所示, 可知, 虽然峰值层间位移角达到了 2.78%, 但此轴压比对应的极限位移角为 4.65%, 按照所设定的破坏准则, 叠层加芯柱在地震过程中并未发生破坏。

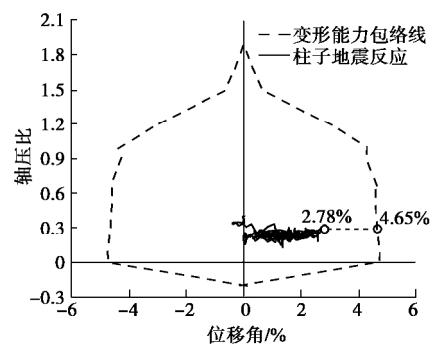


图 17 叠层柱地震反应图

Fig. 17 Seismic responses of segment-cored column

典型时刻 (8 s) 以及最终时刻 (23 s) 左、右侧墙的层间位移角由图 18 给出, 可以看出通过引入叠层加芯柱, 在典型时刻, 即地震作用初期, 大开车站原型与采用叠层加芯柱结构的左侧墙层间位移角相差不大, 分别为 0.34% 和 0.43%, 两个结构中柱与侧

墙变形较为协调，随着地震动持续作用，大开车站原型中柱由于变形能力不足而失效破坏，导致侧墙承担了更多的地震荷载，因此在地震动作用最终时刻，左、右侧墙均产生了较大的残余变形，而叠层加芯柱由于变形能力较大，一直保持与侧墙协同工作的状态，因此侧墙层间位移角远小于大开车站原型结构。综上，通过控制中柱的失效模式，对侧墙等承重构件起到了很好的保护作用，减小了结构关键构件水平向地震反应，增强了结构的整体安全性。

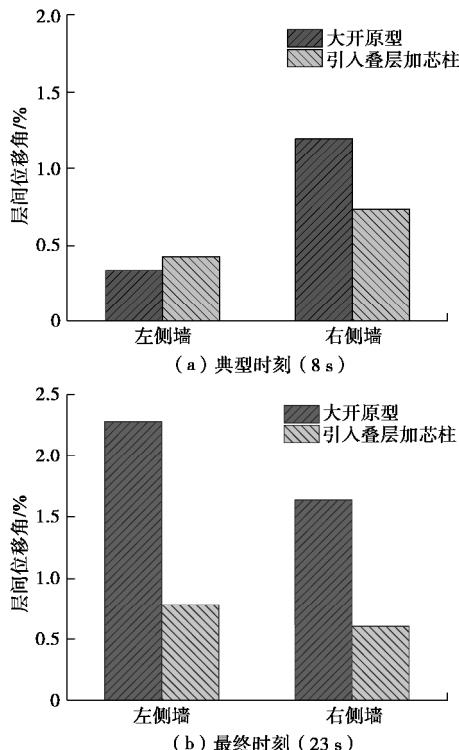


图 18 不同时刻中柱及侧墙层间位移角对比图

Fig. 18 Comparison of interlayer displacement angles between middle column and sidewall at different moments

(2) 竖向地震反应

按图 8 示意的监测点位置提取绘制出大开车站原型以及引入叠层加芯柱后的大开车站结构顶梁与底梁间的竖向相对位移，如图 19 所示，可以明显看出引入

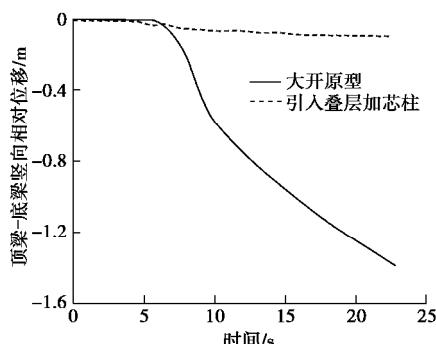


图 19 顶梁-底梁竖向相对位移

Fig. 19 Vertical relative displacements between top and bottom beams

叠层加芯柱后的车站最大竖向相对位移仅为 0.0969 m，相比大开车站原型的最大竖向相对位移 1.395 m 要小很多，这样的结果表明通过失效模式控制即引入叠层加芯柱可以很好地提高车站的抗震性能。

5 结 论

本文结合大开车站的破坏特征和失效模式，提出的一种具有良好变形能力的叠层加芯柱并应用到大开车站中，采用近场非线性波动模拟的整体数值计算分析方法进行震害对比模拟。通过不同时刻结构变形图对比分析，结合叠层加芯柱的变形能力对车站中柱以及侧墙进行地震反应分析，本文的研究工作主要得到了以下 3 点结论。

(1) 叠层加芯柱在确保提供足够的承载能力的同时，具有比一般现浇混凝土矩形柱更好的变形能力，可以通过芯柱与柱段间的填充材料产生的压缩变形避免芯柱的剪切破坏，并耗散部分地震能量。

(2) 基于失效模式控制的抗震理念，采用叠层加芯柱的大开车站具有更好的整体抗震性能，叠层加芯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。同时，侧墙水平向地震反应明显减弱，结构竖向沉降大幅减小，车站结构在强震时也能保证良好的工作状态，结构未发生倒塌破坏。

(3) 通过对中柱的失效模式控制，优化中柱的变形能力，进而提升了大开车站的整体抗震性能，也辅证了中柱变形能力不足是大开车站塌毁的内因，中柱是地下结构抗震关键构件这一观点。

参 考 文 献:

- [1] GB18306—2015 中国地震动参数区划图 [S]. 2015. (GB18306—2015 Seismic ground motion parameter zonation map of China[S]. 2015. (in Chinese))
- [2] GB50909—2014 城市轨道交通结构抗震设计规范[S]. 2014. (GB50909—2014 Code for seismic design of urban rail transit structures[S]. 2014. (in Chinese))
- [3] IIDA H, HIROTO T, YOSHIDA N, et al. Damage to Daikai subway station[J]. Soils and Foundations, 1996, 36: 283 – 300.
- [4] 邬玉斌. 地铁车站地震反应和破坏机理分析[D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 2007. (WU Yu-bin. Analysis of seismic response and failure mechanisms of subway station[D]. Harbin: Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, 2007. (in Chinese))
- [5] LIU J B, LIU X Q. Pushover analysis of Daikai Subway Station during the Osaka-Kobe Earthquake in 1995[C]// The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing,

- 2008.
- [6] 庄海洋, 程绍革, 陈国兴. 阪神地震中大开地铁车站震害机制数值仿真分析[J]. 岩土力学, 2008, **29**(1): 245 – 250. (ZHUANG Hai-yang, CHENG Shao-ge, CHEN Guo-xing. Numerical simulation and analysis of earthquake damages of Daikai metro station caused by Kobe earthquake[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(1): 245 – 250. (in Chinese))
- [7] HUO H B, BOBET A, FERNÁNDEZ G, et al. Load transfer mechanisms between underground structure and surrounding ground: evaluation of the failure of the Daikai station[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, **131**(12): 1522 – 1533.
- [8] AN X H, SHAWKY A A, MAEKAWA K. The collapse mechanism of a subway station during the Great Hanshin Earthquake[J]. Cement and Concrete Composites, 1997, **19**: 241 – 257.
- [9] IWATATE T, KOBAYASHI Y, KUSU H, et al. Investigation and shaking table tests of subway structures of the Hyogoken-Nanbu earthquake[C]// Proceedings of the 12th WCEE. New Zealand, 2000.
- [10] 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 during 1995 Osaka-Kobe Earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(2): 223 – 236. (in Chinese))
- [11] 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))
- [12] 白久林. 钢筋混凝土框架结构地震主要失效模式分析与优化[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2015. (BAI Jiu-lin. Main seismic failure mode analyses and optimization of reinforced concrete frame structures[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2015. (in Chinese))
- [13] EQE International. The January 17, 1995 Kobe earthquake: an EQE summary report[C]// EQE International. San Francisco, 1995
- [14] NAKAMURA S. Evaluation of damage mechanism of subway station based on the difference damage between two damaged subway stations due to the earthquake[C]// Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers, 2000, **654**: 335 – 354. (in Japanese)
- [15] 路德春, 李 云, 马 超, 等. 斜入射地震作用下地铁车站结构抗震性能分析[J]. 北京工业大学学报, 2016, **42**(1): 87 – 94. (LU De-chun, LI Yun, MA Chao, et al. Analysis of the three-dimensional seismic performance of underground[J]. Journal of Beijing University of Technology, 2016, **42**(1): 87 – 94. (in Chinese))
- [16] 陈国兴, 战吉艳, 刘建达, 等. 远场大地震作用下深软场地设计地震动参数研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(9): 1591 – 1599. (CHEN Guo-xing, ZHAN Ji-yan, LIU Jian-da, et al. Parameter study on ground motion design of deep soft site under far-field large earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(9): 1591 – 1599. (in Chinese))
- [17] MA C, LU D C, DU X L. Seismic performance upgrading for underground structures by introducing sliding isolation bearings[J]. Tunnelling & Underground Space Technology. 2018, **74**: 1 – 9.
- [18] 杜修力. 工程波动理论和方法[M]. 北京: 科学出版社, 2009. (DU Xiu-li. Theories and methods of wave motion for engineering[M]. Beijing: Science Press, 2009. (in Chinese))
- [19] MA C, LU D C, DU X L, et al. Developing a 3D elastoplastic constitutive model for soils: a new approach based on characteristic stress[J]. Computers and Geotechnics, 2017, **86**(1): 129 – 140.
- [20] 杜修力, 王 刚, 路德春. 日本阪神地震中大开地铁车站地震破坏机理分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2016, **36**(2): 165 – 171. (DU Xiu-li, WANG Gang, LU De-chun. Earthquake damage mechanism analysis of Daikai metro station by Kobe earthquake[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2016, **36**(2): 165 – 171. (in Chinese))
- [21] MA C, LU D C, DU X L, et al. Structural components functionalities and failure mechanism of rectangular underground structures during earthquakes[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2018, **106**: 278 – 297.
- [22] LU D C, MA C, DU X L, et al. Development of a new nonlinear unified strength theory for geomaterials based on the characteristic stress concept[J]. International Journal of Geomechanics, 2016, **17**(2): 04016058.

DOI: 10.11779/CJGE201908004

建筑物下珊瑚砂地基动力响应振动台模型试验研究

丁选明^{1, 2}, 吴琪^{1, 2}, 刘汉龙^{1, 2, 3}, 陈志雄^{1, 2}, 陈育民³, 彭宇^{1, 2}

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 库区环境地质灾害防治国家地方联合工程研究中心, 重庆 400045;
3. 河海大学土木与交通学院, 江苏 南京 210024)

摘要: 随着岛礁建设的快速发展, 珊瑚砂地基抗震安全尤为重要。为揭示珊瑚砂地基和建筑物地震响应特性, 开展了地震动作用下不同密实度的可液化珊瑚砂地基上 3 层框架结构的振动台模型试验, 对孔隙水压力、加速度、位移和动应变等动力响应进行测试和分析, 并与可液化石英砂地基进行对比。结果表明, 相同相对密实度和相近颗粒级配下, 珊瑚砂地基相比石英砂地基更难以液化。两种砂地基液化程度均随埋深增大而减小, 随与建筑物距离增大而增大。液化后的珊瑚砂地基相比石英砂地基仍然具有一定的剪切传递能力, 这种差异随地基埋深的增加逐渐减弱。珊瑚砂地基液化后建筑物倾斜度、最终沉降和立柱动应变相比石英砂地基均较小。不同相对密实度的珊瑚砂与石英砂地基液化性能存在一定的差异。

关键词: 珊瑚砂; 振动台试验; 动力响应; 超孔隙水压力; 加速度

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1408-10

作者简介: 丁选明(1980—), 男, 博士, 教授, 主要从事土力学与地基基础工程、土动力学与工程振动、环境岩土工程等方面的教学和科研工作。E-mail: dxmhhu@163.com。

Shaking table tests on dynamic response of coral sand foundation under buildings

DING Xuan-ming^{1, 2}, WU Qi^{1, 2}, LIU Han-long^{1, 2, 3}, CHEN Zhi-xiong^{1, 2}, CHEN Yu-min³, PENG Yu^{1, 2}

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. National Joint Engineering Research Center of Geohazards Prevention in the Reservoir Areas, Chongqing 400045, China; 3. College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China)

Abstract: With the rapid development of coral island construction, the seismic safety of coral sand foundation is particularly important. To reveal the seismic response characteristics of coral sand foundation and buildings, the shaking table tests on a three-story frame structure on liquefiable coral sand are carried out. The pore pressure, acceleration, displacement and strain are tested for different relative densities of model foundation. The test results are compared with those of the liquefiable quartz sand. The results show that the coral sand is more difficult to be liquefied than the quartz sand under the same relative density and similar particle-size distribution. The liquefaction degree of the two kinds of sand decreases with the increase of foundation depth, and increases with the distance from the buildings. Compared with the quartz sand, the liquefied coral sand model foundation still has some shear transfer capacity, while this difference gradually weakens with the increase of foundation depth. The inclination, final settlement and column strain of the model buildings on the coral sand foundation are smaller than those on the quartz sand foundation. The liquefaction properties of coral sand with different relative densities are different.

Key words: coral sand; shaking table test; dynamic response; excess pore water pressure; acceleration

0 引言

珊瑚砂是由海洋原生生物骨架沉积, 富含碳酸钙成分的一种特殊岩土介质, 广泛分布于中国南海海域。相比一般陆源砂, 珊瑚砂具有多空隙、颗粒形状不规则和易破碎等特殊物理性质, 这些性质导致珊瑚砂在压缩性、抗剪强度和渗透性等方面的表现异于一般陆源砂^[1-5]。为研究珊瑚砂在动力荷载作用下的力学响应, 刘汉龙等^[6-7]通过动三轴试验对饱和珊瑚砂和经微

生物加固后的珊瑚砂的动强度、动变形和动孔压等动力响应进行了分析; 徐学勇等^[8]研究了爆炸应力波在饱和珊瑚砂和石英砂中的传递规律, 认为饱和珊瑚砂相比石英砂对爆炸应力波有更强的吸收和衰减作用; 虞海珍等^[9]对波浪荷载作用下珊瑚砂的动力响应进行了分析; Sandoval 等^[10]对取自波多黎各的珊瑚砂与取

基金项目: 国家自然科学基金项目(51622803, 41831282, 51878103)

收稿日期: 2018-10-11

自渥太华的硅质砂进行了动三轴试验对比分析, 认为两者在动变形和液化性能方面存在差异。然而, 目前针对珊瑚砂在地震作用下动力响应的研究尚不多见。

振动台试验是研究地震作用下可液化场地及其上各种建(构)筑物动力响应的一种重要手段, 国内外诸多学者已对陆源砂场地上各种建筑物、桥梁桩基和地铁结构等在地震作用下的动力响应进行了研究, 发现地基深度、地基密实度、各种建(构)筑物的存在和地震动输入参数等对场地液化和各种建(构)筑物的动力响应有明显影响^[11-16]。然而, 上述研究都针对陆源砂, 目前对珊瑚砂的研究尚少。

中国自20世纪70年代中期开始在南海珊瑚砂场地上修筑建(构)筑物, 如各种营房、码头和仓库等设施。近年来, 随着中国海洋强国战略的提出, 大规模的吹填造岛活动有序紧张进行, 各种涉及国防和人民生命财产的建(构)筑物不断兴建, 在珊瑚砂场地上开展的工程活动规模越来越大, 类型也越来越多。然而, 南海海域处于太平洋板块、印度洋板块和欧亚板块交界处, 受复杂地质构造运动的影响, 该区域时有地震发生^[17-18]。随着工程建设的快速进行, 对珊瑚岛礁珊瑚砂场地抗震安全性的研究显得必要而紧迫。本文通过振动台模型试验, 对有建筑物存在的可液化珊瑚砂场地和石英砂场地进行了动力响应测试和分析, 探讨了不同相对密实度下场地的不同动力响应, 对比分析两种场地液化特性的差异性和相似性, 为中国南海珊瑚砂场地工程抗震设计提供一定的参考依据。

1 试验介绍

1.1 试验设备与相似比设计

试验采用重庆大学土木工程实验中心 ANCO 振动台和配套的叠梁式模型箱完成。振动台加载方式为液压式, 可同时进行水平与垂直双向振动。主要技术参数为: 台面尺寸 $1.2\text{ m} \times 1.2\text{ m}$, 最大载重 10000 N , 频率范围 $0\sim 50\text{ Hz}$, 最大位移 100 mm , 最大加速度 2.0 g 。配套的模型箱长 0.95 m , 宽 0.85 m , 高 0.6 m 。利用 DHDAS 动态信号采集系统的两台采集仪共 96 通道同时进行数据采集。

根据振动台承载能力和模型箱尺寸, 本次试验采用的几何相似比为 $1:40$, 由于模型尺寸较小, 混凝土很难浇筑, 采用有机玻璃材料制作模型。根据 Bockingham p 定理及前人^[19-21]的研究基础, 本文选取几何尺寸 L , 弹性模量 E 和等效质量密度 r 为基本物理量, 其余的物理量由这3个基本物理量推导得出, 具体如表1所示。

表1 振动台模型试验相似比

Table 1 Similitude ratios of shaking table tests

物理量	物理符号	相似关系	相似比
几何尺寸	L	L_r	$1:40$
等效质量密度	ρ	ρ_r	$6:1$
弹性模量	E	E_r	$3:20$
加速度	a	$a_r = E_r r_r^{-1} L_r^{-1}$	1
时间	t	$t_r = E_r^{-0.5} r_r^{0.5} L_r$	0.158
频率	ω	$\omega_r = t_r^{-1}$	6.325
应力	σ	$\sigma_r = E_r$	$3:20$
线位移	S	$S_r = L_r$	$1:40$

1.2 模型地基与模型结构的制备

本次试验沿振动方向将模型箱平均分为两半, 一半制备珊瑚砂模型地基, 一半制备石英砂模型地基, 中间用泡沫板隔开防止两种砂混合。试验所用珊瑚砂取自中国南海某岛礁, 其基本物理参数如下: 颗粒相对密度 G_s 为 2.80, 不均匀系数 C_u 为 2.67, 曲率系数 C_c 为 0.93, 特征粒径 d_{50} 为 0.48 mm , 最大干密度 $r_{d,max}$ 为 1.48 g/cm^3 , 最小干密度 $r_{d,min}$ 为 1.15 g/cm^3 。试验所用石英砂为福建标准砂, 其基本物理参数如下: 颗粒相对密度 G_s 为 2.63, 不均匀系数 C_u 为 4.50, 曲率系数 C_c 为 1.19, 特征粒径 d_{50} 为 0.60 mm , 最大干密度 $r_{d,max}$ 为 1.64 g/cm^3 , 最小干密度 $r_{d,min}$ 为 1.35 g/cm^3 。两种砂的颗粒级配曲线如图1所示, 可见两种砂颗粒级配大致相近, 所用珊瑚砂颗粒直径大于等于 0.25 mm 的颗粒含量大于总质量的 50%, 属于中粗珊瑚砂。试验采用砂雨法进行水位线下模型地基制备, 整个过程中保持水面始终高于砂面 10 cm 左右。马险峰等^[22]的研究表明, 影响砂雨法制备的模型地基相对密实度的主要因素为落距。为使珊瑚砂和石英砂场地的相对密实度大致相同, 制样时保持两种砂到水面的落距相同, 其余影响因素, 如出砂头移动速度、流量等均保持一致。模型地基制备过程中及时采用标定铝盒进行采样分析, 确保两种砂模型地基的均匀性和相对密实度大致相近。同时考虑砂雨法制样的局限性, 不可能制得过大或过小的模型地基相对密实度, 本次试验通过控制不同落距制备了两种不同相对密实度的模型地基。模型地基水位线上制备有 30 mm 厚干砂层模拟工程实际情况。模型地基制备完成后保持饱水状态静置 24 h , 可认为模型地基已充分固结和饱和。

本次试验模型建筑物原型为普通三层钢筋混凝土框架结构, 采用筏板基础。按相似比缩小后的模型建筑物框架结构边长 180 mm , 底层净层高 100 mm , 二三层净层高 90 mm , 层间用 5 mm 厚有机玻璃板分隔, 板下安装 $5\text{ mm} \times 5\text{ mm} \times 160\text{ mm}$ 的有机玻璃长方体条模拟梁构件, 模型梁构件外边缘与模型柱外边缘平齐, 模型柱的横截面尺寸为 $10\text{ mm} \times 10\text{ mm}$, 模型筏板边长 220 mm , 厚 15 mm 。各个模型构件之间通过有机玻璃专用胶进行溶化连接, 连接过程中保证构件

垂直度和模型整体性。为考虑模型结构与原型结构的惯性力匹配问题,采用不完全配重法,在模型建筑物上部三层模型楼板上每层粘贴长×宽×高尺寸为 150 mm×150 mm×20 mm 的钢板,每层质量为 3.5 kg,底层筏板上粘贴长×宽×高尺寸为 150 mm×150 mm×35.5 mm 的钢板,质量为 6.2 kg,模型总重量为 167 N,占完全配重的 81%。

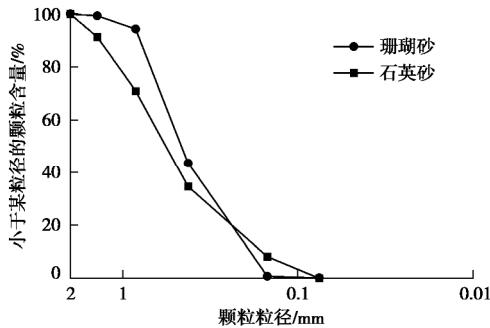


图 1 珊瑚砂与石英砂级配曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curves of calcareous and quartz sands

1.3 试验工况与传感器布置

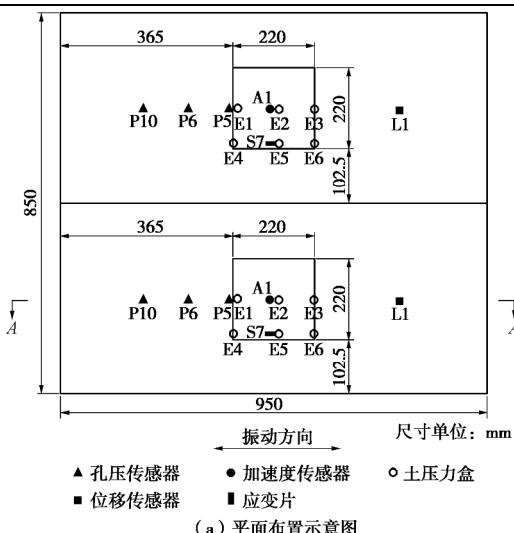
试验工况布置为不同相对密实度的珊瑚砂和石英砂两种砂场地的对比,工况布置见表 2,在每次输入正弦波前后均对模型地基输入幅值为 0.02g 的白噪声 20 s。两种砂场地传感器布置完全相同,均如图 2 所示。试验中输入正弦波的加速度时程曲线如图 3 (a),

(b) 所示。激光位移传感器通过支架安装在振动台台上面上随振动台一起振动,L1, L2 距离模型地基表面高度分别为 330, 130 mm。

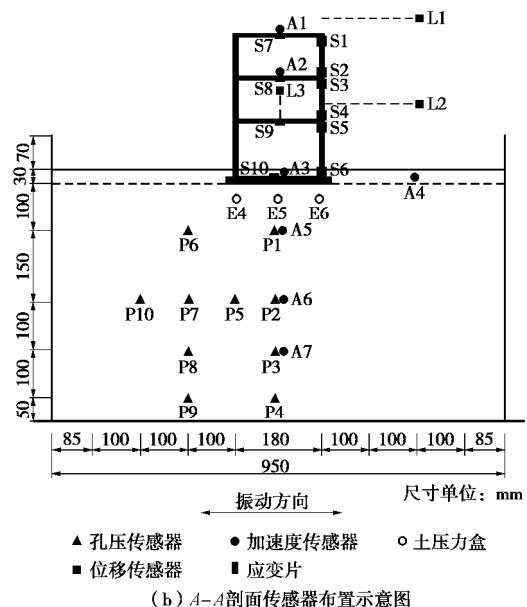
表 2 试验工况布置

Table 2 Decoration of tests

工况 编号	相对 密实度	加载 波形	加速度 幅值/g	振动 持时/s	振动 频率/Hz
1	0.42	正弦波	0.1	10	5
2	0.42	正弦波	0.2	10	5
3	0.67	正弦波	0.1	10	5
4	0.67	正弦波	0.2	10	5



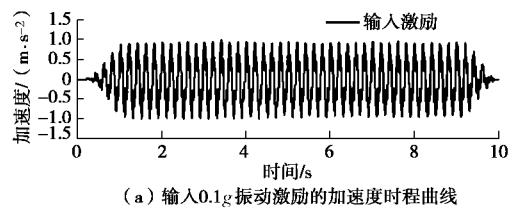
(a) 平面布置示意图



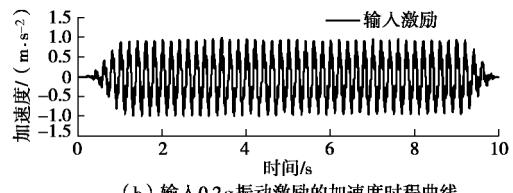
(b) A-A 剖面传感器布置示意图

图 2 模型布置示意图

Fig. 2 General view of model tests



(a) 输入 0.1g 振动激励的加速度时程曲线



(b) 输入 0.2g 振动激励的加速度时程曲线

图 3 输入加速度时程曲线

Fig. 3 Time-history curves of input acceleration

2 试验宏观现象

试验开始前模型地基表面情况如图 4 (a) 所示,工况 1 中,随振动激励输入,上部模型建筑物随场地运动轻微摇晃,珊瑚砂和石英砂场地表面无水排出,试验结束后现象如图 4 (b) 所示。对工况 2,随振动激励输入,珊瑚砂和石英砂场地模型箱四周出现冒水现象,地表逐渐出现积水,上部建筑物发生剧烈摇晃。约在振动输入 2 s 时刻建筑物摇晃程度达到最大,随后摇晃程度逐渐减小。随振动的输入,建筑物先发生下沉,后逐渐倾倒,建筑物两侧地基发生明显隆起,表面出现开裂,石英砂场地以上现象较珊瑚砂场地都更为剧烈,试验结束后现象如图 4 (c) 所示。

工况 3 试验开始前模型地基表面情况与图 4 (a)

相同, 试验现象与工况 1 相似, 无明显差别。工况 4 试验现象与工况 2 相似, 但场地响应剧烈程度较小, 随振动激励的输入, 两种砂场地建筑物均发生下沉, 珊瑚砂场地建筑物无明显倾倒, 石英砂场地建筑物出现明显倾倒, 珊瑚砂场地较石英砂场地地表隆起较小, 试验后现象如图 4 (d) 所示。



图 4 振动台试验过程中场地宏观现象
Fig. 4 Images of model foundation after shock

3 试验结果分析

3.1 超孔压比结果分析

工况 1 中两种砂模型地基内各处超孔压比均远小于 1, 模型地基未发生液化, P1 位置处的超孔压比时程曲线如图 5 (a) 所示, 其余位置超孔压发展模式与此相同, 不再列出。同一位置处珊瑚砂场地超孔压比小于石英砂场地, 约为石英砂场地的 40%~100%。

对工况 2, 珊瑚砂场地和石英砂场地的超孔压比时程曲线见图 5 (b)~(i), P5 位置处两种砂场地和 P3 位置处珊瑚砂场地孔压计信号丢失。可以看出, 整个模型地基内两种砂最大超孔压比均达到或超过 0.8, 可认为模型地基达到液化状态^[23], 试验中最大超孔压比达到 1.4。由于本试验相似关系中考虑惯性力匹配问题, 模型建筑物上有附加配重, 振动过程中建筑物在重力作用下由于晃动对模型地基产生瞬时附加动应力, 使模型地基内孔压瞬时升高, 超孔压比超过 1.0, 达到 1.4。珊瑚砂场地超孔压比均小于对应位置的石英砂场地。建筑物正下方和距建筑物中心线水平距离 190 mm 处两种砂场地对应位置的超孔压比峰值对比如图 6 所示, 可知珊瑚砂场地超孔压比峰值约为石英砂场地的 87.5%~99.3%, 说明同等条件下珊瑚砂场地相比石英砂场地液化程度较小, 珊瑚砂场地更难液化。这可能是由于珊瑚砂相比石英砂本身存在较多孔隙, 存在于珊瑚砂孔隙中, 特别是内孔隙中的水在振动过程中无法充分释放流出, 导致珊瑚砂场地超孔隙水压力上升相对较小, 液化程度较低。另外, 珊瑚砂与石英砂颗粒形状有较大区别, 珊瑚砂颗粒形状更不规则、颗粒棱角度高, 这种颗粒形状特性使珊瑚砂颗粒间咬合作用增强, 颗粒间接触面更大, 可以有效抵抗液化^[24]。

比较模型地基不同深度处的超孔压比发展时程曲线, 如图 5, 两种砂砂层深处 (P4, P8, P9 位置处) 超孔压比在振动开始后迅速增长, 在 2.5 s 左右即达到峰值, 之后超孔压比开始逐渐减小, 振动结束后超孔压比减小速率增大; 而砂层浅层 (P1, P2, P6, P7 位置处) 超孔压比在经历约 2.5 s 左右的迅速增长后, 随时间还在缓慢增长或保持稳定, 直到振动结束, 超孔压比才开始减小。出现上述现象的原因在于模型地基深层达到液化后产生的超孔隙水在结构已破坏的砂层中得以向上转移, 对浅层的超孔隙水进行补充, 使得浅层的超孔隙水补充速度大于或等于消散速度, 超孔压比持续增长或保持稳定, 这种现象与砂层渗透性密切相关。随埋深的减小, 两种砂砂层液化程度逐渐增大, 埋深较浅的砂层更容易液化, 持续的时间也更

长, 符合地基液化的一般规律。

比较距建筑物中心线不同水平距离处超孔压比发展曲线, 以 P1、P6 为例, 如图 5。建筑物下 P1 位置处的超孔压比几乎在整个振动过程中持续增长, 而距离建筑物一定距离的 P6 处的超孔压比则在振动过程中保持稳定, 这是由于建筑物下的超孔压发展在振动过程中受到抑制, 而远离建筑物的同一水平位置处的超孔压能够较自由地发展, 从而在地基同一水平高度形成水力梯度作用, 导致远离建筑物处产生的孔隙水向建筑物下水平转移。比较下一深度 P2 和 P7 位置处, 上述现象开始减弱, 随深度增加, 这种现象逐渐消失, 即建筑物对场地孔压发展的影响发生减弱。距离建筑物越远, 两种砂超孔压比发展越充分, 峰值越大, 液化时间也更长, 与地基液化的一般规律相符。

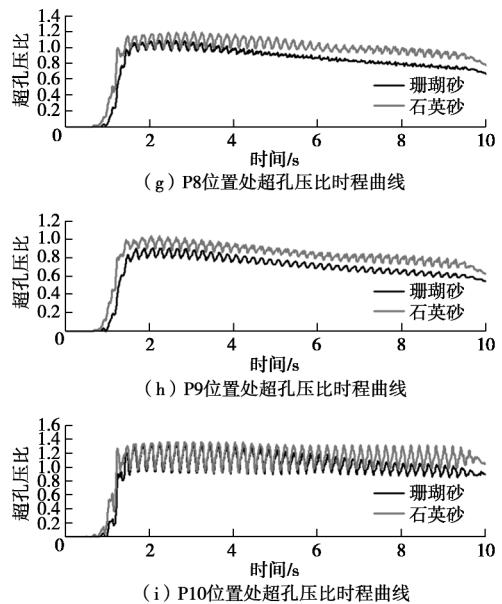
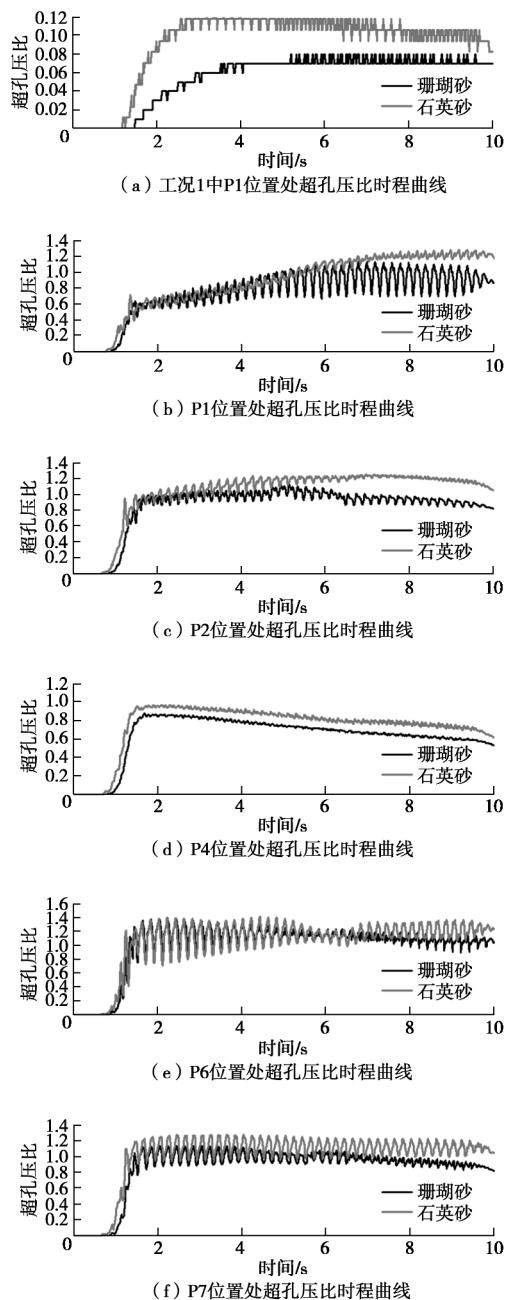


图 5 超孔压比时程曲线

Fig. 5 Time-history curves of excess pore pressure ratio

工况 3 中两种砂场地超孔压发展模式与工况 1 相似, 场地同样未发生液化, 珊瑚砂场地超孔压比小于石英砂场地, 约为石英砂场地的 62%~78%。对工况 4, 两种砂场地超孔压发展模式与工况 2 相似, 超孔压比峰值如图 6 所示。珊瑚砂场地模型地基超孔压比约为石英砂场地的 84%~94%, 对比工况 2, 相同位置处两种砂场地超孔压比均发生减小, 珊瑚砂场地超孔压比减小约 32.5%~43.5%, 石英砂场地减小约 33.3%~42.1%。工况 4 中两种砂场地超孔压比随埋深和距建筑物中心线距离的变化规律与工况 2 一致。

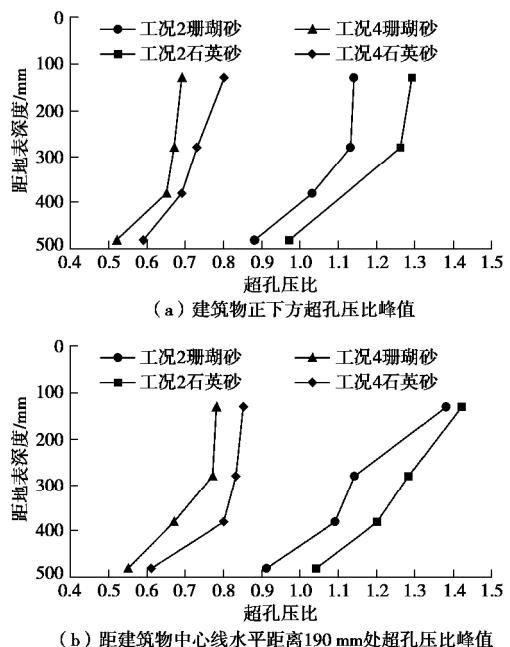


图 6 不同埋深处超孔压比峰值对比

Fig. 6 Comparison of excess pore pressure ratio peaks at different depths

3.2 加速度结果分析

工况1中珊瑚砂和石英砂场地加速度均先经历1.4s左右迅速增长, 其后加速度峰值在保持稳定的基础上均略有增长直到振动结束, A5位置处两种砂的加速度时程曲线如图7(a)所示, 其余位置的加速度发展模式与此相类似。

对工况2, 珊瑚砂场地和石英砂场地加速度响应时程曲线如图7(b)~(f)所示, A1和A3处加速度信号丢失。两种砂场地加速度响应发展模式基本相同, 时程曲线均大致可分为两个阶段: 阶段1(0~1.4s), 模型地基和建筑物加速度迅速增大, 在1.4s左右达到峰值, 表明模型地基还未达到液化, 具有一定的剪切传递能力; 阶段2(1.4~10s), 模型地基和建筑物加速度幅值开始衰减, 越靠近地表衰减幅度越大, 表明此时模型地基发生液化, 剪切传递能力减弱。两种砂场地液化后的加速度响应随埋深的增加越来越强, 符合地震时地基液化的一般规律。在埋深较浅的位置由于砂土液化建筑物沉降, 加速度计发生微小倾斜使加速度时程曲线出现了略微的关于时间轴非对称现象, 在加速度峰值分析中已考虑这种影响, 随埋深增加这种影响逐渐消失。

取建筑物竖向中心线上A2、A5、A6和A7处2s时刻前的加速度峰值放大系数进行分析, 如图8。对应位置处珊瑚砂场地加速度峰值放大系数均小于石英砂场地, 分析加速度时程曲线可知, 2s时刻前的加速度峰值发生在场地临近液化前, 即1.4s时刻左右, 可认为临界液化时珊瑚砂场地相比石英砂场地模型地基结构性破坏较小, 整体刚度较大, 导致珊瑚砂场地模型地基加速度峰值放大系数小于石英砂场地, 珊瑚砂场上建筑物震荡剧烈程度小于石英砂场地。在加速度达到峰值后, 即1.4s时刻以后, 同一水平高度珊瑚砂场地模型地基衰减后的加速度幅值大于石英砂场地衰减后的加速度幅值, 约为石英砂场地的1.0~2.5倍, 可以说明液化后的珊瑚砂场地模型地基相比石英砂场地仍然具有一定的剪切传递能力。

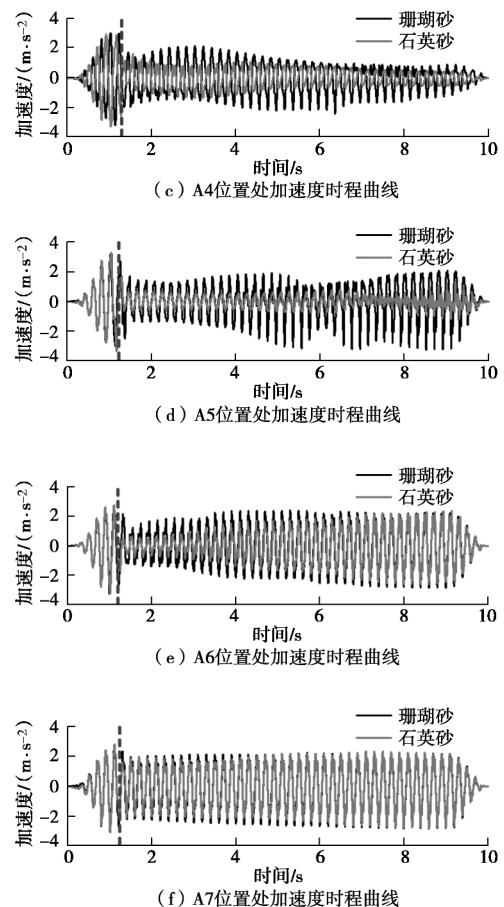
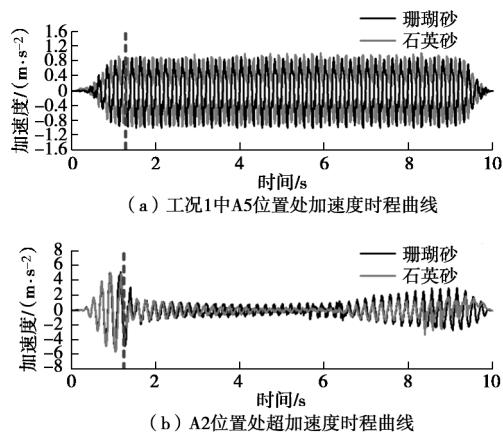


图7 加速度时程曲线

Fig. 7 Time-history curves of acceleration

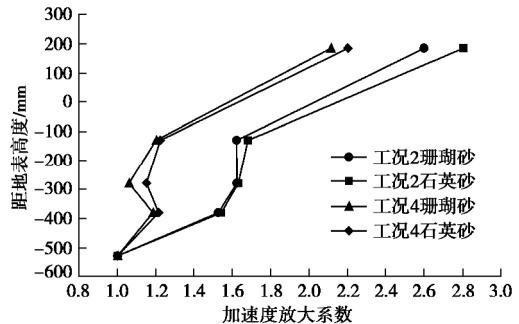


图8 不同高度处加速度峰值对比

Fig. 8 Comparison of acceleration peaks at different heights

对地表A4处白噪声信号进行频谱分析, 如图9所示, 可知输入正弦波激励前, 珊瑚砂场地的两个峰值幅值点对应的频率为5.95, 6.60 Hz。石英砂场地的两个峰值幅值点对应的频率为5.95, 6.60 Hz。两种砂场地主频率相近, 说明两种砂场地初始状态较为接近; 输入0.2g正弦波激励后, 珊瑚砂场地的两个峰值幅值点对应的频率为5.95, 4.30 Hz, 石英砂场地的两个峰值幅值点对应的频率为4.30, 5.85 Hz, 相比初始状态两种砂场地均出现了不同程度的主频率降低现象, 说明两种砂场地发生了不同程度的软化, 模型地基刚度降低。两种砂场地主频率降低程度均较小, 可能是由

于白噪声是在振动激励后 5 min 输入, 此时场地状态已有所恢复, 软化程度减小。

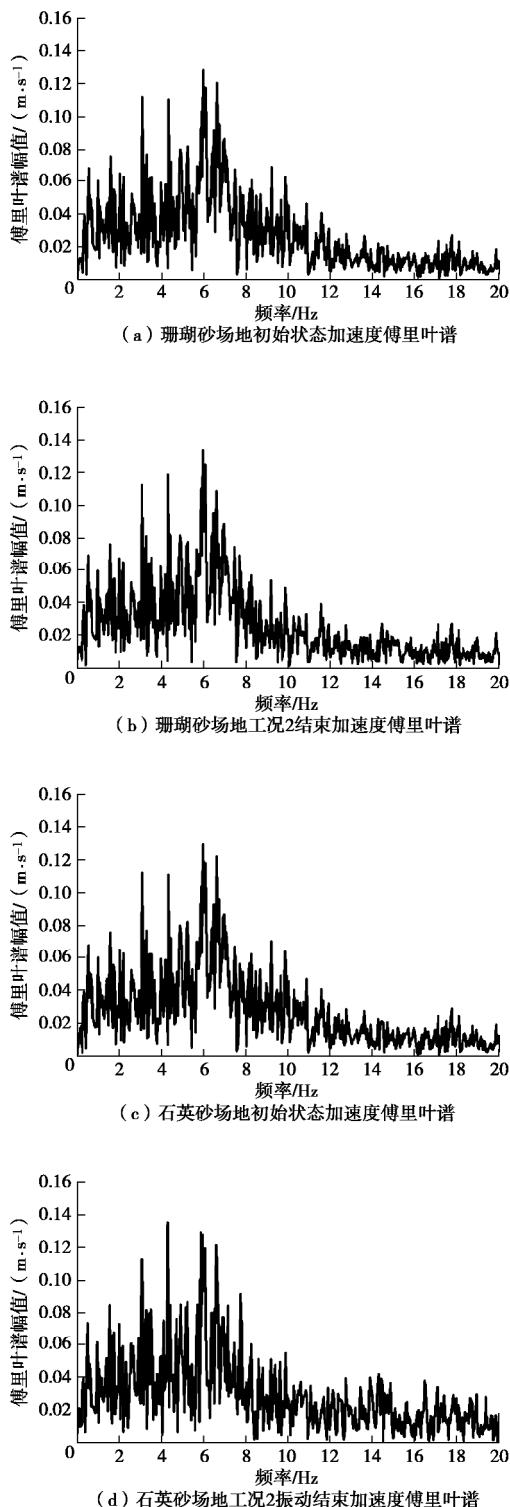


图 9 两种砂场地不同状态下加速度傅里叶谱

Fig. 9 Acceleration Fourier spectra of two kinds of sand

工况 3 中两种砂场地加速度随时间的发展模式与工况 1 相似, 相同位置处两种砂场地加速度峰值放大系数相差不大。对工况 4, 两种砂场地加速度随时间的发展模式与工况 2 相似, 加速度峰值放大系数如图

8 所示。相比工况 2, 两种砂场地 2 s 时刻前的加速度放大系数均减小, 表明高密实度的两种砂场地模型地基结构性更强, 刚度更大。在加速度达到峰值后, 同一水平高度珊瑚砂场地衰减后的加速度峰值大于石英砂场地衰减后的加速度幅值, 约为石英砂场地的 1.0~2.8 倍。同样对两种砂场地地表 A4 处白噪声信号进行频谱分析, 输入 0.2g 正弦波激励后的两种砂场地均出现高频衰减, 低频放大现象。

3.3 位移结果分析

工况 1 中两种砂场地水平位移和沉降变化幅度过小, 不作主要分析。对工况 2, 两种砂场地建筑物的水平位移时程曲线如图 10 所示, 两者的震荡幅度均先急剧增大, 达到峰值后开始减小, 此时两种砂场地均达到液化。由图可知, 石英砂场地传感器在振动后 2.3 s 时刻左右失效, 珊瑚砂场地传感器在振动后 3.6 s 时刻左右失效, 由于激光位移传感器的失效标准是一致的, 所以可推导振动过程中石英砂场地建筑物先发生严重倾斜, 这与试验中的观察到的宏观现象一致。珊瑚砂场地建筑物水平位移在 2 s 时刻后存在缓慢增长的过程, 然后失效, 石英砂场地曲线则在保持稳定一段时间后突然失效, 可见相比珊瑚砂场地, 石英砂场地建筑物倾斜有一定的突然性, 与试验中观察的宏观现象一致。这种现象与石英砂场地超孔压的急剧发展相关, 液化后的珊瑚砂场地模型地基仍能保持一定的结构性, 而石英砂场地模型地基结构性破坏较大, 模型地基承载力急剧下降, 这与两种砂场地液化后的加速度试验结果相对应, 也与 Sandoval 等^[10]在动三轴试验中观察到的硅质砂相比珊瑚砂轴向应变具有突然性保持一致。振动结束后, 对两种砂场地建筑物沿振动方向的倾斜度进行测量, 结果如表 3 所示, 珊瑚砂场地建筑物倾斜较小。

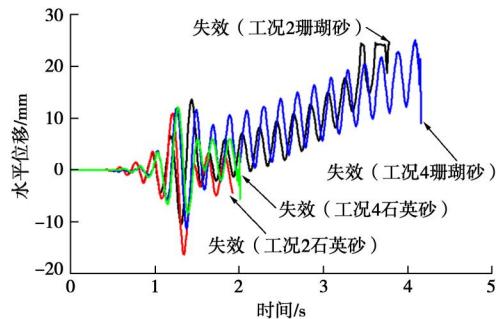


图 10 L1 高度处建筑物水平位移时程曲线

Fig. 10 Time-history curves of horizontal displacement of model building at L1 height

两种砂场地建筑物沉降时程曲线如图 11 所示, 可知珊瑚砂场地建筑物沉降小于石英砂场地建筑物, 2 s 时刻珊瑚砂场地建筑物沉降 13.3 mm, 石英砂场地建

表 3 场地位移响应

Table 3 Displacement responses of site

工况	珊瑚砂场地			石英砂场地		
	倾斜角度/(°)	建筑物沉降/mm	地表沉降/mm	倾斜角度/(°)	建筑物沉降/mm	地表沉降/mm
工况 2	8	100.0	5.0	10	155.0	21.0
工况 4	2	51.8	2.3	6	98.9	9.2

筑物沉降 24.3 mm, 珊瑚砂场地是石英砂场地的 55%。振动结束后两种砂场地建筑物最终沉降和地表沉降测量结果如表 3, 珊瑚砂场地建筑物最终沉降较小, 约为石英砂场地的 65%。珊瑚砂场地地表沉降也较小, 约为石英砂场地的 24%。

工况 3 中, 两种砂场地水平位移和沉降变化幅度同样过小。对工况 4, 两种砂场地上建筑物的水平位移和沉降时程曲线分别如图 10, 11 所示。振动结束后, 两种砂场地位移测量结果如表 3 所示, 可知珊瑚砂场地建筑物倾斜较小。珊瑚砂场地建筑物沉降是石英砂场地的 52%, 地表沉降是石英砂场地的 25%。

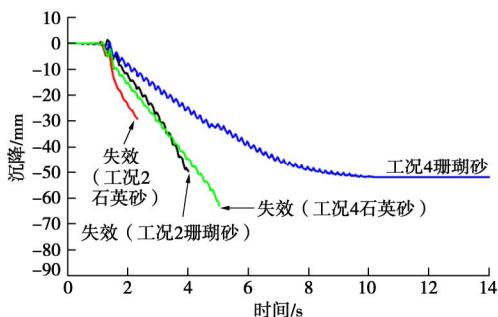


图 11 建筑物沉降时程曲线

Fig. 11 Time-history curves of settlement of model buildings

3.4 动应变结果分析

取建筑物立柱沿振动方向前后面动应变差值作为研究对象, 试验结果显示, 建筑物立柱沿振动方向动应变差值的正负峰值基本相同, 以下取动应变差值的正峰值进行分析。工况 1 中建筑物不同高度处, 珊瑚砂场地模型建筑物立柱动应变峰值都小于石英砂场地。对工况 2, 建筑物各测点的动应变峰值如图 12 所示, 在建筑物不同高度处, 珊瑚砂场地建筑物立柱动应变峰值都小于石英砂场地。对柱顶动应变峰值, 从顶层到底层珊瑚砂场地依次为石英砂场地的 96%, 95% 和 61%; 对柱底动应变峰值, 从顶层到底层珊瑚砂场地动应变峰值均为石英砂场地的 93%。两种砂场地除底层柱底动应变峰值最大外, 建筑物第二层柱的柱顶和柱底动应变峰值都分别大于对应节点处的柱底和柱顶动应变峰值, 即中间层立柱动应变较大, 符合地震时建筑物动应变响应的一般规律。

工况 3 中的动应变反应规律与工况 1 一致。对工况 4, 建筑物各测点的动应变峰值如图 12 所示, 与工

况 2 相比, 两种砂场地建筑物动应变峰值均有减小的趋势, 珊瑚砂场地减小约 7.1%~31.7%, 石英砂场地减小约 1.8%~21.0%。

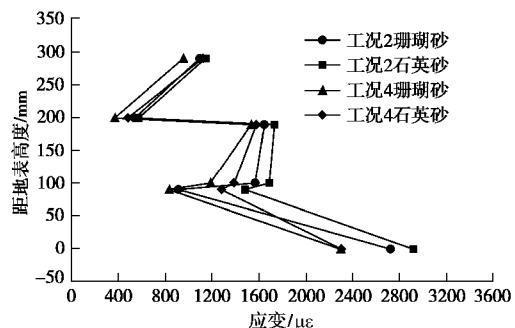


图 12 不同高度处建筑物立柱动应变峰值对比

Fig. 12 Comparison of strain peaks at different heights

4 结 论

本文利用振动台模型试验, 开展了南海珊瑚砂和福建石英砂的对比试验, 研究了两种砂可液化场地模型地基的孔压、加速度、地表震陷和模型结构的加速度、动应变、水平和竖向位移等动力响应, 得出以下 4 点结论。

(1) 相同相对密实度和相近颗粒级配下, 输入 0.2g 正弦波激励时的可液化珊瑚砂场地超孔压比约为石英砂场地的 80%~100%, 说明珊瑚砂相比石英砂更难以液化。珊瑚砂场地和石英砂场地超孔压比均随埋深增大而减小, 随与建筑物距离增大而增大。

(2) 相同位置处珊瑚砂场地模型地基液化后的加速度幅值大于石英砂场地液化后的加速度幅值, 约为石英砂场地的 1~2.8 倍, 液化后的珊瑚砂场地模型地基相比石英砂场地仍然具有一定的剪切传递能力, 这种差异随地基埋深的增加逐渐减弱。

(3) 0.2g 正弦波激励时的珊瑚砂场地建筑物水平震荡幅度和最终倾斜度相比石英砂场地均较小; 珊瑚砂场地模型地基最终沉降小于石英砂场地, 约为石英砂场地的 52%~65%; 珊瑚砂场地建筑物最终沉降相比石英砂场地同样较小, 约为石英砂场地的 24%~25%。

(4) 珊瑚砂场地建筑物立柱动应变相比石英砂场地均较小, 两种砂场地建筑物立柱动应变均在柱底处最大, 二层立柱柱顶柱底动应变次之。

参考文献:

- [1] 刘崇权. 钙质土力学理论及其工程应用[D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 1999. (LIU Chong-quan. The theory of calcareous soils mechanics and its application in engineering[D]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 1999. (in Chinese))
- [2] 朱长岐, 陈海洋, 孟庆山, 等. 钙质砂颗粒内孔隙的结构特征分析[J]. 岩土力学, 2014, 33(7): 1831 - 1836. (ZHU Chang-qi, CHEN Hai-yang, MENG Qing-shan, et al. Microscopic characterization of intra-pore structures of calcareous sands[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 33(7): 1831 - 1836. (in Chinese))
- [3] 黄宏翔, 陈育民, 王建平, 等. 钙质砂抗剪强度特性的环剪试验[J]. 岩土力学, 2018, 39(6): 2082 - 2088. (HUANG Hong-xiang, CHEN Yu-min, WANG Jian-ping, et al. Ring shear tests on shear strength of calcareous sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(6): 2082 - 2088. (in Chinese))
- [4] 刘崇权, 汪 稔. 钙质砂物理力学性质初探[J]. 岩土力学, 1998, 19(1): 32 - 37. (LIU Chong-quan, WANG Ren. Preliminary study on physical and mechanical properties of calcareous sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 1998, 19(1): 32 - 39. (in Chinese))
- [5] 任玉宾, 王 胤, 杨 庆. 颗粒级配与形状对钙质砂渗透性的影响[J]. 岩土力学, 2018, 39(2): 491 - 497. (REN Yu-bin, WANG Yin, YANG Qing. Effects of particle size distribution and shape on permeability of calcareous sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(2): 491 - 497. (in Chinese))
- [6] 刘汉龙, 胡 鼎, 肖 杨, 等. 钙质砂动力液化特性的试验研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2015, 35(6): 707 - 711. (LIU Han-long, HU Ding, XIAO Yang, et al. Test study on dynamic liquefaction characteristics of calcareous sand[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2015, 35(6): 707 - 711. (in Chinese))
- [7] 刘汉龙, 肖 鹏, 肖 杨, 等. MICP 胶结钙质砂动力特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(1): 38 - 45. (LIU Han-long, XIAO Peng, XIAO Yang, et al. Dynamic behaviors of MICP-treated calcareous sand in cyclic tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(1): 38 - 45. (in Chinese))
- [8] 徐学勇, 汪 稔, 王新志, 等. 饱和钙质砂爆炸响应动力特性试验研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(10): 402 - 414. (XU Xue-yong, WANG Ren, WANG Xin-zhi et al. Experimental study of dynamic behavior of saturated calcareous sand due to explosion[J]. Rock and Soil Mechanics , 2012, 33(10): 402 - 414. (in Chinese))
- [9] 虞海珍, 汪 稔. 钙质砂动强度试验研究[J]. 岩土力学, 1999, 20(4): 6 - 11. (YU Hai-zhen, WANG Ren. Experimental study on dynamic strength of calcareous sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 1999, 20(4): 6 - 11. (in Chinese))
- [10] SANDOVAL, PANDO E A, MIGUEL A. Experimental assessment of the liquefaction resistance of calcareous biogenous sands[J]. Earth Sciences Research Journal, 2012, 16(16): 55 - 63.
- [11] TSUKAMOTO Y, ISHIHARA K, SAWADA S, et al. Settlement of rigid circular foundations during seismic shaking in shaking table tests[J]. International Journal of Geomechanics, 2012, 12(4): 462 - 470.
- [12] DASHTI S, BRAY J D, PESTANA J M, et al. Centrifuge testing to evaluate and mitigate liquefaction-induced building settlement mechanisms[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, 136(7): 918 - 929.
- [13] 陈文化, 门福录, 景立平, 等. 有建筑物存在的饱和砂土地基液化振动台模拟实验研究[J]. 地震工程与工程振动, 1998, 18(4): 54 - 60. (CHEN Wen-hua, MEN Fu-lu, JING Li-ping, et al. Shaking table test study of liquefaction of building subsoils[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1998, 18(4) : 54 - 60. (in Chinese))
- [14] 唐 亮, 凌贤长, 徐鹏举, 等. 可液化场地桥梁群桩基础地震响应振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(5): 672 - 680. (TANG Liang, LING Xian-zhang, XU Peng-ju, et al. Shaking table test on seismic response of pile groups of bridges in liquefiable ground[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(5): 672 - 680. (in Chinese))
- [15] 阙泽利, 李哲瑞, 张贝贝, 等. 明角直天王殿松木斗拱振动台试验研究[J]. 土木建筑与环境工程, 2015, 37(3): 26 - 34. (QUE Ze-li, LI Zhe-rui, ZHANG Bei-bei, et al. Experimental analysis on shaking table tests of Dougong in Tianwang Hall, Luzhi,Ming dynasty[J]. Journal of Civil Architectural and Environmental Engineering, 2015, 37(3): 26 - 34. (in Chinese))
- [16] 陈 苏, 陈国兴, 戚承志, 等. 可液化场地上三拱立柱式地铁地下车站结构地震反应特性振动台试验研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(7): 1899 - 1914. (CHEN Su, CHEN Guo-xing, QI Cheng-zhi, et al. A shaking table-based experimental study of seismic response of three-arch type's underground subway station in liquefiable ground[J]. Rock

- and Soil Mechanics, 2015, **36**(7): 1899 - 1914. (in Chinese))
- [17] 胡进军, 李天男, 谢礼立, 等. 脉冲型地震动作用下典型珊瑚岛礁的场地放大研究[J]. 世界地震工程, 2017, **33**(4): 1 - 10. (HU Jin-jun, LI Tian-nan, XIE Li-li, et al. Seismic response analysis of coral reef under pulse-like ground motions[J]. World Earthquake Engineering, 2017, **33**(4): 1 - 10. (in Chinese))
- [18] 胡进军, 徐长琦, 谢礼立, 等. 南海岛礁场地地震稳定性研究中的关键问题探讨[J]. 地震工程学报, 2018, **40**(2): 279 - 287. (HU Jin-jun, XU Chang-qi, XIE Li-li, et al. Key issues in seismic stability analysis of reef sites in South China Sea[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2018, **40**(2): 279 - 287. (in Chinese))
- [19] SHI T, CHENG S. Dynamic similitude law design of shaking table model test for high-rise steel structures[C]// 5th International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering. Taipei, 2013: 5 - 9.
- [20] SUSUMU I. Similitude for shaking table test on soil-structure-fluid model 1g gravitational field[R]. Yokosuka: The Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, 1988.
- [21] 邵一凡, 赖正聪, 潘文, 等. 考虑三维地震动作用下振动台试验隔震层简化[J]. 土木建筑与环境工程, 2017, **39**(2): 65 - 74. (SHAO Yi-fan, LAI Zheng-cong, PAN Wen, et al. Simplified method of isolation layer in shaking table test considered three-dimensional seismic effect[J]. Journal of Civil Architectural and Environmental Engineering, 2017, **39**(2): 65 - 74. (in Chinese))
- [22] 马险峰, 孔令刚, 方薇, 等. 砂雨法试样制备平行试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(10): 1791 - 1801. (MA Xian-Feng, KONG Ling-gang, FANG Wei, et al. Parallel tests on preparation of samples with sand pourer[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(10): 1791 - 1801.
- [23] 陈跃庆. 结构 - 地基动力相互作用体系振动台试验研究 [D]. 上海: 同济大学, 2001. (CHEN Yue-qing. Shaking table test on dynamic interaction system of structure and foundation [D]. Shanghai: Tongji University, 2001. (in Chinese))
- [24] AGAIBY S, SALEM M, MAMLOUK H E. Liquefaction susceptibility of loose calcareous sand of northern coast in Egypt La susceptibilité à la liquéfaction du sable calcaire lâche de la côte nord en Égypte[C]// International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Paris, 2013: 1463 - 1466.

第一届全国水工建筑物健康诊断技术高端论坛(1号通知)

2019年11月12—14日, 重庆

随着我国水资源开发与利用的蓬勃发展, 水工建筑物的安全运行与健康诊断技术问题日益突出。为了加强水工建筑物健康诊断技术学术交流, 促进水工建筑物健康诊断技术发展, 由重庆交通大学、中国岩石力学与工程学会岩石动力学专业委员会、中国水利学会岩土力学专业委员会共同主办的“第一届全国水工建筑物健康诊断技术高端论坛”将于2019年11月12—14日在重庆召开。本次论坛将邀请国内著名专家、学者做高水平学术报告。在此, 热忱欢迎来自全国高校科研院所和工程建设领域的专家、学者、师生和技术人员踊跃参加。

论坛主题: 水工建筑物健康诊断关键理论与技术创新。专题包括: ①水工建筑物病害机理研究及安全监测技术; ②水工建筑物健康诊断技术及长期性能评价; ③水工建筑物病害治理理论及病害修复技术; ④其他与水工建筑物健康诊断相关的议题。

论坛时间: 2019年11月12—14日

论坛地点: 重庆华商国际会议中心

主办单位: ①重庆交通大学; ②中国岩石力学与工程学会岩石动力学专业委员会; ③中国水利学会岩土力学专业委员会。

承办单位: ①重庆交通大学河海学院; ②水工建筑物健康诊断技术重庆市高校工程研究中心; ③水利水运工程教育部重点实验室; ④长江航运工程与智能航道技术省部共建协同创新中心; ⑤国家内河航道整治工程技术研究中心。

日程安排: ①2019年11月12日, 全天, 报到; ②2019年11月13日, 全天, 学术报告与研讨; ③2019年11月14日, 上午, 工程考察。

注册费用: 正式代表:1600元; 学生代表:600元。

住宿标准: 单间(338元/晚); 标间(338元/晚)。

联系人: 王俊杰, 联系电话:023-62896924; 13883116938, 传真: 023-62652841, E-mail: [topforumcqjtu\(@163.com\)](mailto:topforumcqjtu(@163.com))

DOI: 10.11779/CJGE201908005

刚柔混合型大型真三轴仪研制与验证

邵生俊^{1,2}, 王永鑫¹

(1. 西安理工大学岩土工程研究所, 陕西 西安 710048; 2. 陕西省黄土力学与工程重点实验室, 陕西 西安 710048)

摘要: 真三轴仪是研究三维主应力作用下土的变形强度变化规律的关键设备, 同时也是岩土力学理论研究的试验仪。在西安理工大学已经开发的竖向刚性、水平面内正交两向柔性真三轴加载机构的基础上, 将自主研发的试样尺寸分别为 70 mm×70 mm×70 mm 和 70 mm×70 mm×140 mm 小型真三轴仪进一步开发为上、下两端伺服控制同步加载的 300 mm×300 mm×600 mm 大型真三轴仪。该真三轴仪包括压力室主机架, 竖向主应力加载伺服控制液压油源, 水平面内主应力加载伺服控制液压体变控制器, 试样孔隙水压力伺服控制液压控制器, 以及伺服控制和信号采集控制系统。压力室加载机构具有沿竖向轴水平面内转动、径向滚动和液压驱动伸缩运动的隔板, 有效地隔离了相邻柔性液压囊; 具有上下端对称变形的液压缸加载刚性顶板和底座和侧面对称作用分布压力特征。真三轴仪研制中分别采用特殊构造的乳胶膜和装样模以及轴-板滚动结构和 PID 闭合控制优化算法, 解决了试样尺寸增大带来的试样制备和安装、试验操作、边界影响等问题, 水平面内正交两向柔性加载腔互相干扰的问题, 以及自动控制系统的稳定性问题。最后利用大型真三轴仪对重塑黄土进行了等 b 试验验证, 其应力 - 应变特性、抗剪强度特性得到了一致的结果。

关键词: 大型真三轴仪; 柔性加载腔; 围压隔离平衡装置; PID 闭合控制算法; 重塑黄土

中图分类号: TU413 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1418-09

作者简介: 邵生俊(1964—), 男, 甘肃武威人, 教授, 博士生导师, 从事黄土力学、黄土动力学等的研究工作。E-mail: sjshao@xaut.edu.cn

Development and verification of large-scale true triaxial apparatus with rigid-flexible-flexible loading boundary mechanism

SHAO Sheng-Jun^{1,2}, WANG Yong-xin¹

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China; 2. Shaanxi Provincial Key Laboratory of Loess Mechanics and Engineering, Xi'an 710048, China)

Abstract: The true triaxial apparatus is the key equipment to study the variation laws of the deformation strength of soils under the action of three-dimensional principal stress. It is also a test instrument for theoretical study of geotechnical mechanics. On the basis of vertical rigid and horizontal orthogonal two-direction flexible triaxis loading equipment developed by Xi'an University of Technology, the self-developed small true triaxis instruments with sample sizes of 70 mm×70 mm×70 mm and 70 mm×70 mm×140 mm are further developed into a large one with 300 mm×300 mm×600 mm with both upper and lower servo-controlled synchronous loading. The true triaxis instrument includes the main frame of the pressure chamber, vertical main stress loading servo-control hydraulic oil source, main stress loading servo-control hydraulic variable controller in the horizontal plane, sample pore water pressure servo-control hydraulic controller, and the servo-control and signal acquisition and control system. The loading equipment of the pressure chamber has a baffle with horizontal rotation along the vertical axis, radial rolling and expansion movement under hydraulic driving, which effectively separates the adjacent flexible hydraulic bag. In the development of the true triaxis instrument, special structure latex film and sample mold, axial plate rolling structure and PID-closed control optimization algorithm are used to solve the problem of sample preparation and installation, test operation, boundary influence and so on. The problems of the interference of the orthogonal two-direction flexible loading cavity in horizontal plane as well as the stability of the dynamic control system are solved. Finally, the large-scale true triaxis apparatus is used to verify the tests on remolded loess under the same value of b . The stress-strain characteristics and shear strength of the remolded loess are consistent.

Key words: large-scale true triaxial apparatus; flexible loading cavity; isolating balance device; PID-closed control algorithm; remolded loess

基金项目: 国家自然科学基金项目(41272320, 11572245)

收稿日期: 2018-06-11

0 引言

土材料变形特性和力学特性的试验研究是建立本构模型的基础, 同时也是指导岩土工程设计和施工的理论依据。传统常规三轴试验应用最广, 但其应力路径比较单一, 且未能考虑中主应力的影响^[1-2]。为了模拟3个主应力方向荷载的独立控制, 1936年瑞典的Kjellman等^[3]研发了适用于砂土的真三轴试验仪, 但直到1960年真三轴仪器的研发和利用才发展起来^[4-10], 成为土工试验变形和强度特性研究的一个重点。按照真三轴仪的边界条件分类, 归纳起来主要有3种: 应变控制的全刚性边界、应力控制的全柔性边界、复合控制的刚性和柔性边界, 3种边界条件各有自己的优势和不足^[11]。按照试样外形和尺寸上进行分类, 经过了小型、中型、大型的研发发展^[12-14]。此外, 也可按照试验功能、研究对象和特殊的工程要求进行分类。

国内外大型真三轴仪的研发利用和研究成果相对较少。施维成等采用120 mm×60 mm×120 mm的中型真三轴仪研究了 p , q , θ_0 单独变化对粗粒土变形特性的影响^[12]; Anhdan等采用高精度局部测量技术对土工材料各向异性、时间效应、循环加载卸载等特性进行了研究^[14]; 周跃峰结合微摩阻加载技术开展了砂砾石料的抗剪强度研究^[15]; Alshibli等进行了不同中主应力影响下的砂土试验并揭示了剪切带的形成规律及破坏模式^[16]; Choi等在241 mm立方体试样上进行了排水、不排水剪切试验, 分析了砂砾石的变形强度特性^[17]。

在西安理工大学自主研发的小型真三轴仪的基础上, 发展了大型真三轴仪。随着试样尺寸的增大, 试样的制备和安装、试验技巧、端部摩擦以及边界影响等问题凸显了出来。本文首先针对这些存在的问题进行了优化改造与总结。在程序控制方面介绍了PID控制参数^[18-19]对试验结果的重要性并给出了参考值。其次, 在调试完善的基础上利用大、小真三轴对重塑黄

土进行了同一应力路径下的固结排水试验, 并对试验结果进行了讨论。

1 大型真三轴仪 XAUT-300 仪器介绍

岩土工程需要解决的问题越来越复杂, 考虑的综合因素也越来越多, 常规尺寸下的固结仪、直剪仪、三轴仪、平面应变仪以及较小尺寸真三轴仪已经远远不能满足工程的需要。因此, 在西安理工大学自主研发的小型真三轴仪方样(70 mm×70 mm×70 mm)、长方体样(70 mm×70 mm×140 mm)的研究基础上, 发展了大型真三轴仪(300 mm×300 mm×600 mm), 加载控制方式都采用轴向刚性、侧向柔性的混合边界条件。大型真三轴仪研发用于高围压、大粒径的土工材料试验研究, 研究对象可以是黏土、粗粒料、混凝土, 还可以用来模拟一些简单结构单元在土体中的受力状态。如图1, 2所示: 该仪器包括主机部分, 液压加载机构, 同步数据采集与处理的控制系统。解决了由于试样尺寸增大带来的试样的制备和安装、端部摩擦以及边界影响等问题。3个主应力方向6个加载面可独立施加荷载, 实现了真正意义上的真三维应力条件, 可以进行各种复杂应力路径的试验。

1.1 刚-柔-复合型边界条件

图2中, 轴向加压系统采用双向加载的方式, 轴向变形为上、下油缸走的行程, 最大可施加6 MPa的荷载。设置接触时, 首先将下油缸与试样接触, 轴向下荷载($s_{1, \text{down}}$)接触压力应该等于试样及试样帽、加载板等的自重, 轴向上荷载($s_{1, \text{up}}$)接触预压力可设置为10 kPa左右。与以往单向加载方式相比, 解决了试样由于荷载分布不匀造成的试样几何中心和重心不重合的问题。

在图3中, 轴向由刚性承载板传递荷载, 侧向采用一室四腔的柔性液压囊提供水压, 柔性边界可以和试样接触面完美贴合, 测得的变形准确且压力容易控制。如图4, 柔性液压囊与试样等高(600 mm), 靠

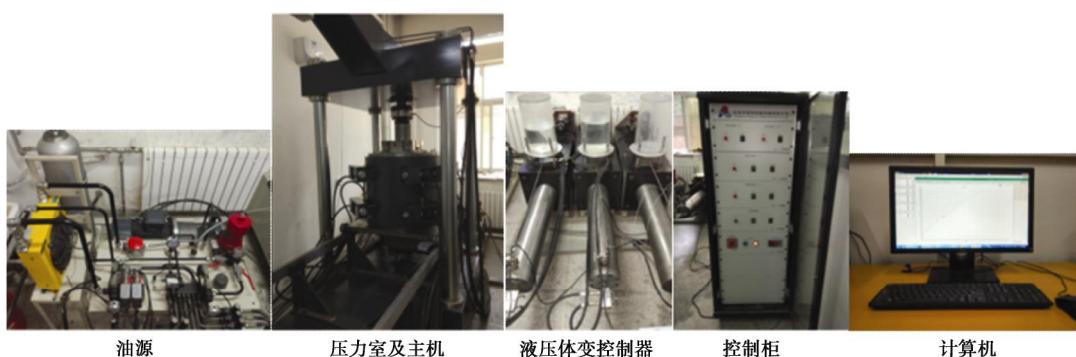


图1 大型真三轴仪组成

Fig. 1 Large-scale true triaxial apparatus

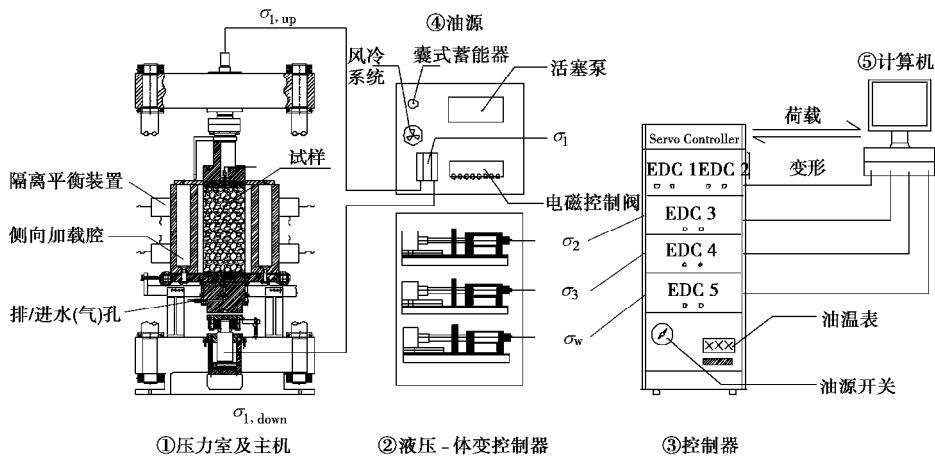


图2 大型真三轴仪结构示意图

Fig. 2 Schematic diagram of structure of large-scale true triaxial apparatus

近试样一侧与试样等宽(300 mm), 宽度为62.5 mm, 可以满足试样足够大的膨胀变形。由液压囊侧壁导出连接管与侧向加载系统联通, 通过楔形不锈钢块固定在压力室内侧。围压隔离平衡装置的隔离板不仅可以对试样起到固定作用, 还能保证两侧的加载腔不会互相干扰, 并保证棱边受力平衡。

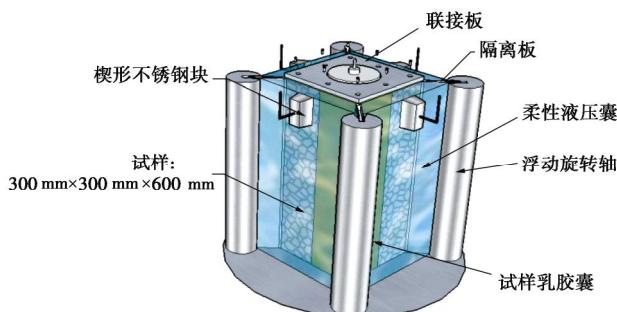


图3 压力室内部结构图

Fig. 3 Structure diagram of pressure chamber

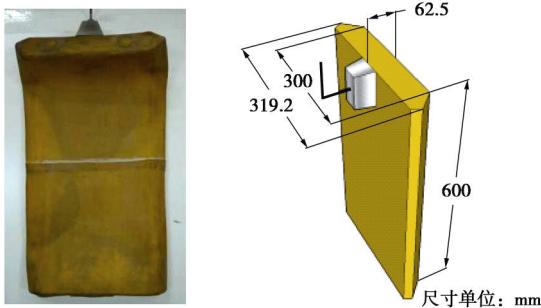


图4 柔性液压囊

Fig. 4 Flexible hydraulic rubber bag

(1) 接触摩擦和减阻措施

试样外装样的囊和液压囊为同种材料的乳胶囊, 在试验过程中会产生一定的滑动摩擦, 影响大主应力方向力的传递。通常在接触面涂抹滑石粉可以起到很好的减阻作用, 但由于乳胶囊之间摩擦系数较大, 减阻效果不是很好, 通过在接触面增加一块不同材料且表面光滑的减阻垫, 结合滑石粉的辅助作用, 可以有

效地减小试样和柔性边界的摩擦。

(2) 侧向变形量标定

柔性液压囊安放在侧向加载腔中, 由于空间受限, 而且为了能够承受较大的围压, 乳胶囊壁厚较大, 因此在安放过程中局部容易有褶皱, 不能根据胶囊的容积判定注水是否完成, 实际注水量大打折扣。

侧向加载系统通过伺服电机向4个柔性囊中注水提供荷载, 侧向变形由注入水的体积确定。首先在向囊内注水前要先对其抽气形成一定的负压 p , 因为如果囊内有残留的气泡会对荷载的准确性和稳定性产生较大误差; 然后开始向囊内注水并实时记录侧向荷载和注水量, 是否注满的标准可以通过压力传感器反馈的压力值确定, 但考虑到囊产生褶皱后需要一定的压力才能使其完全舒展开, 因此并不能认为传感器压力为零即为注满判断标准, 为了找到这个压力阀值需要一直注水, 但其注水量并不能计入固结变形, 因此需要通过加卸载对其做出标定。

由图5可知, $O-A-B$ 加载过程中注水量-压力在A点出现明显转折点, 因此可以将A点对应的荷载作为压力阀值, 固结变形的起点平移到A点, 认为侧向压力在达到压力阀值前产生的变形很小, 即, OA 段在x轴上对应的变形量不计入固结变形, AB 段在x轴上对应的弹塑性变形即为在B处荷载下的弹性应变和塑性应变之和。分级固结阶段在每一级荷载下固结曲线可分为加载段和平稳段, 加载段弹性和塑性变形发展几乎是同时发生的, 没有明显的屈服点; 平稳段为塑性变形。加载阶段和分级固结阶段并没有在卸载点(即B点)重合, 这是因为在分级固结阶段土体在每一级荷载下体变已基本达到稳定, 由于强化作用, 土单元进入新的应力状态。

1.2 围压隔离平衡装置

刚+柔+复合型的加载方式存在的一个问题就

是如何能够很好地控制侧向 4 个柔性液压囊加载腔的相互独立, 使其在加载过程中不会互相干扰。围压隔离平衡装置很好地解决了这个问题, 并且隔离板可以随着试样的变形和变位伸缩自如、自由转动。

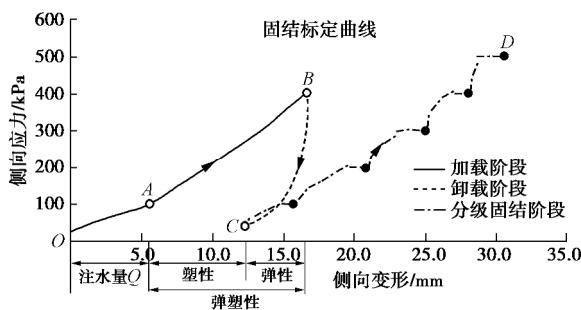
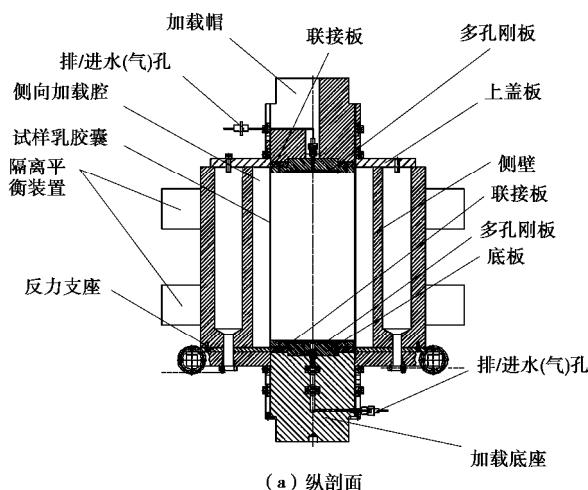


图 5 加卸载试验对侧向变形量的标定

Fig. 5 Calibration of lateral deformation by loading and unloading experiments

小型真三轴仪试样尺寸较小, 通过在 4 个棱角处设置弹簧式隔板来隔离侧向压力腔, 对试样起到了很好的固定作用和隔离压力腔的效果。利用该装置这一特点和优势, 在大型真三轴仪上同样设计了围压隔离平衡装置, 将机械式弹簧用液压油缸来代替提供对隔离板的约束, 如图 6 (a) 所示。该装置通过平衡支架固定在压力室侧壁上, 围压隔离平衡装置内设置有油缸、竖向旋转轴及水平面内隔离板板组成, 如图 6 (b) 所示。特殊的结构设计可以控制隔离板前后伸缩以及小角度旋转, 如图 6 (b) 所示。

如图 6, 7 所示, 4 组 8 个小油缸由油源提供动力, 8 个小油缸的进油管和回油管由阀块导出形成一个闭合的回路。在油缸进油管设置液压阀开关控制流量大小, 从而控制隔离板径向运动位移, 保证 4 个隔离板同时接触试样棱边并均匀受力, 阀块出口连接溢流阀将油缸压力维持在预先设定的固结压力, 保证试样在整个试验过程中棱边受力平衡, 不会发生应力集中现象导致试样棱角首先发生破坏, 继而导致试验失败。



(a) 纵剖面

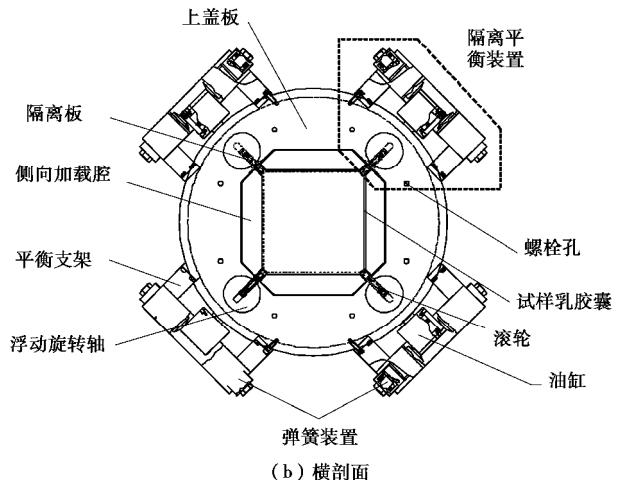
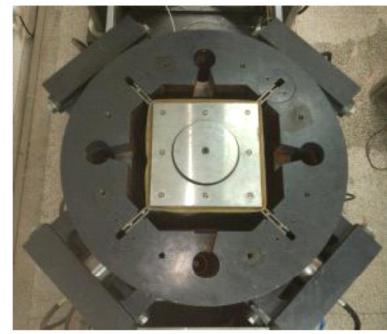
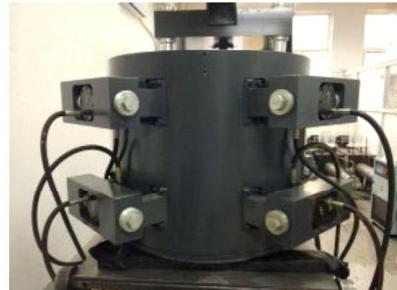


图 6 压力室围压隔离平衡装置示意图

Fig. 6 Schematic diagram of confining pressure-isolating balance devices



(a) 俯视图



(b) 侧视图

图 7 压力室侧压腔及围压隔离平衡装置

Fig. 7 Physical map of confining pressure-isolating balance devices

围压隔离平衡装置是试验成功与否的关键, 一方面起到固定试样的作用, 试样不会偏心受压; 另一方面, 隔离压力腔, 保证水平面内正交双向的液压囊独立施加液压, 不会互相产生干扰。

1.3 PID 闭环控制系统

同步数据采集与处理的控制系统使用 PID 算法, 基于调整输出信号 (比例项 P、积分项 I 和微分项 D) 以达到目标命令值:

$$o(x) = K_p \left(e(t) + \frac{1}{T_i} \int_0^t e(t) dt + T_D \frac{de(t)}{dt} \right) \quad (1)$$

式中 K_p 为比例系数, T_I 为积分时间常量, T_D 为微分时间常量, 分别对应参数项 P, I, D 均为量纲为 1 的参数。

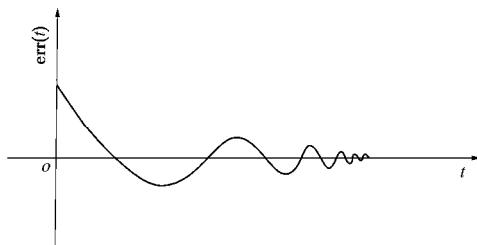


图 8 偏差曲线示意图

Fig. 8 Schematic diagram of deviation curve

位置 PID 参数和荷载 PID 参数选取遵循的控制算法一致, 即都存在一个实际值 A 到目标值 B 的过渡问题。如图 8 所示, 偏差项 $err(t)=B-A$, PID 调整的目的就是最小化这种差异。反馈的速度和反馈过程中的超调量由 3 个控制参数决定: 比例控制系数 K_p 对系统的响应速度会有影响, K_p 值较大, 达到目标值的速度快, 但在接近设定值时系统会产生比较大的震荡; 理想状态下偏差项为零, 但在震荡作用下会产生正、负超调量, 积分控制部分的作用主要是用来消除系统的稳态误差, 使其积分面积为零; 而微分的作用是改善系统的动态特性, 在响应过程中抑制偏差向任何方向的变化, 对偏差变化进行提前预报。

对于获得期望的应力和应变关系曲线, PID 参数的调控很重要。参数的选取除了与传感器响应时间、处理器速度等有关, 还依赖于材料本身的性质和应力历史。为了找到在该控制程序中 PID 系数的参考值, 利用 Zigler Nichols 调谐法增加比例项 P 直到设定的变量(应力或应变)围绕目标值连续循环。然后使用该震荡的周期来确定 I 和 D 系数的适当值。利用该方法, 得到了一定含水率和干密度的重塑黄土的 3 个主应力方向应力和应变的 PID 参数, 如表 1。

表 1 PID 参考值

Table 1 Reference values of PID parameters

控制参数	P	I	D	
应变	$e_{1, up}$	30~40	0~2	0~1
	$e_{1, down}$	50~70	1~3	0~1
	e_2	385~410	0~2	0~1
	e_3	230~275	0~2	0~2
应力	$s_{1, up}$	90~120	0~2	0~1
	$s_{1, down}$	60~80	1~3	0~1
	s_2	5~20	5~15	0~2
	s_3	10~30	15~25	0~2

2 试验过程

本次试验所用土样取自陕西省西安市南郊公园南路某工地现场, 其土性指标见表 2。

表 2 土性指标

Table 2 Parameters of soils

颗粒相对密度 G_s	天然含水率 w/%	干密度 (g/cm^3)	液限 $w_L/%$	塑限 $w_P/%$	初始孔隙比 e_0
2.7	13.2~15.8	1.25	31.7	20.6	1.20

2.1 试样制备及安装

试样可以直接在操作台制备, 避免了试样移动过程中的扰动, 也有利于试样的安装。

制样时, 重塑黄土土样控制含水率在 $12\% \pm 0.5\%$ 范围内, 干密度为 $1.30 g/cm^3$ 。按照 ASTM 标准分 6 层夯实在一个预先套有乳胶囊(厚度为 $3.5 mm$)的成样模中(图 9(a)), 为了保证试样的平整度, 成样模和乳胶囊抽真空贴合。

试样制备完毕后(图 9(b)), 将试样移到压力室内并通过隔离平衡装置中的隔离板将其固定(图 9(c))。依次安置 4 个柔性液压囊, 并做好减阻措施。然后, 通过起吊装置及架设在导轨上两辆小车的配合, 完成压力室的封闭。将侧向加载系统与柔性液压囊连通(图 9(d))。最后, 连接外部控制系统(图 9(e))。

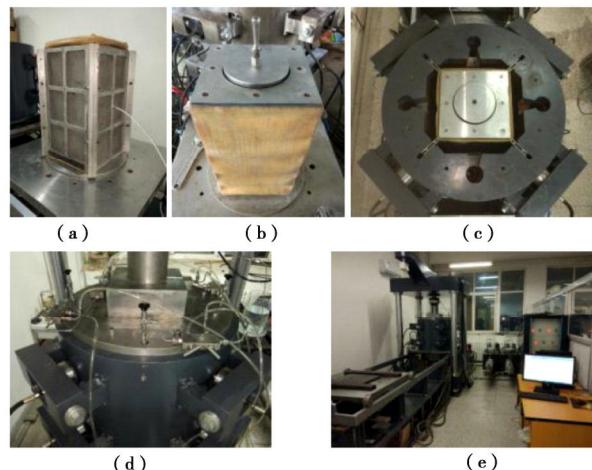


图 9 试样制备及安装

Fig. 9 Preparation and installation of samples

2.2 试验过程

(1) 试验前准备

在进行试验之前, 需要先将侧向液压囊内气体排尽, 利用侧向液压加载装置先将液压囊抽真空, 如图 10, 关闭液压囊上的止水阀门, 然后注水, 将 2 个闭合通道内的气体排出, 最后打开止水阀, 开始注水, 并记录注水量。

(2) 固结

固结前, 打开试样底部的排水阀, 先固定试样竖向的加载刚性板, 然后通过柔性液压囊施加水平向的接触预压力。设置固结围压为 $500 kPa$, 分级加载量 $100 kPa$, 每级荷载下固结稳定时间为 $3 h$, 固结稳定

标准为每小时固结变形量小于 0.01 mm。

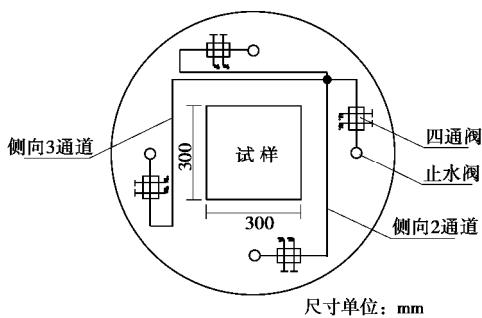


图 10 侧向注水回路示意图

Fig. 10 Schematic diagram of lateral water injection route

(3) 剪切

对于等 b 值加载试验, 在初始固结应力 (s_{1c} , s_{2c} , s_{3c}) 的基础上, 随着 s_1 的增大, s_3 保持不变, s_2 亦在变化。

$$b = \frac{s_2 - s_3}{s_1 - s_3} , \quad (2)$$

即 $s_2 = b(s_1 - s_3) + s_3 , \quad (3)$

式中, b 和 s_3 为输入值, s_1 为量测值。

当竖向应变达到 15% 时, 结束试验。

3 试验验证

试验开始前完成了对位移传感器、压力传感器的标定, 在这里不再赘述。首先, 在改造的真三轴仪上采用应力控制和应变控制两种剪切加载方式对程序进行了调试。然后分别在试样尺寸为 70 mm × 70 mm × 140 mm 和 300 mm × 300 mm × 600 mm 的真三轴仪上, 对重塑黄土进行一系列控制相同含水率和干密度下不同中主应力参数的等 b 试验, 剪切过程在固结排水条件下进行, 剪切方式为应变控制, 应变速率为 0.05 mm/min。其应力路径如图 11 所示。

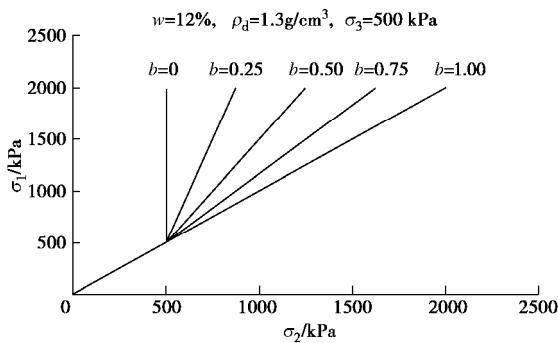


图 11 应力路径

Fig. 11 Stress paths

3.1 应力控制和应变控制

对重塑黄土分别进行了应力控制和应变控制条件

下的剪切试验 ($b=0$, $s_3=50$ kPa), 如图 12, 13, 来验证控制程序的稳定性及功能的完善。在应力控制条件下, 分级加载量为 10 kPa, 分级加载稳定标准为 0.01 mm/min; 在应变控制条件下, 加载速度为 0.2 mm/min。

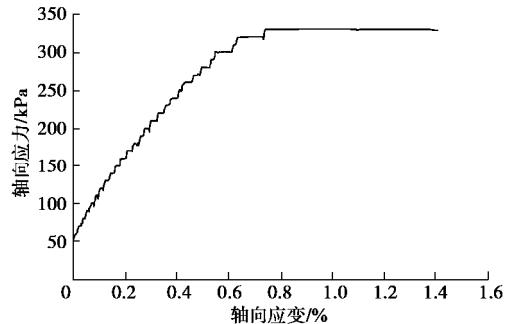


图 12 重塑黄土应力控制下的变形曲线($b=0$)

Fig. 12 Stress-strain characteristics of remolded loess under stress control ($b=0$)

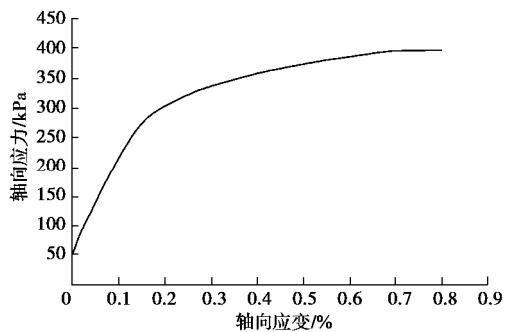


图 13 重塑黄土应变控制下的变形曲线($b=0$)

Fig. 13 Stress-strain characteristics of remolded loess under strain control ($b=0$)

在两种剪切控制模式下, 重塑黄土的应力应变特性均表现出明显的弹塑性变形特性, 为弱硬化型。应力控制条件下得到的重塑黄土剪切强度偏低, 这与塑性功耗随荷载作用时间有很大关联。在低围压下, 应变控制模式下曲线近似为光滑的双曲线, 应力控制模式下在每级荷载下会产生塑性变形, 变形曲线为阶梯状, 随着荷载的增加, 每级荷载下所需的变形稳定时间也会增长, 直至在某级荷载下应变持续增长, 认为土体发生破坏。

3.2 试验结果

(1) 大、小真三轴不同 b 值下试验结果对比

对改进的真三轴仪进行了重塑黄土的力学特性及变形强度特性的验证分析, 与小三轴试验结果对比, $q - e_s - e_v$ 变化规律性一致。个别试验结果差异主要由人为操作或仪器本身造成, 此外, 由于小三轴试验仪侧向液压囊可承受的水压有限, 围压较大时, 尤其是在 b 值较大时, 施加的中主应力过大, 容易造成液压囊漏水, 导致试验提前失败。由图 14~18 可以看出, 虽然试样高宽比一样 ($H/B=14/7=60/30=2$),

但小三轴试样由于尺寸较小，剪切过程受边界约束较强，在高围压的应力路径下，试验结果会产生误差，剪切后期随着中主应力的增大误差会更大。

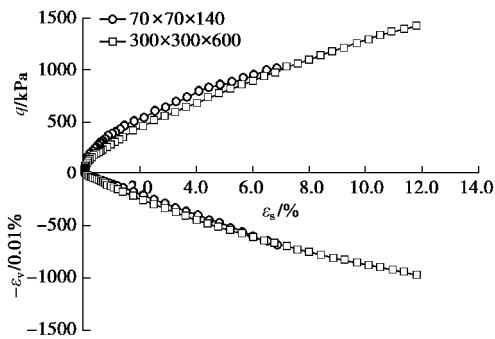


图 14 $q - \varepsilon_s - \varepsilon_v$ 关系曲线($b=0$)

Fig. 14 Contrast of stress-strain curves at $b=0$

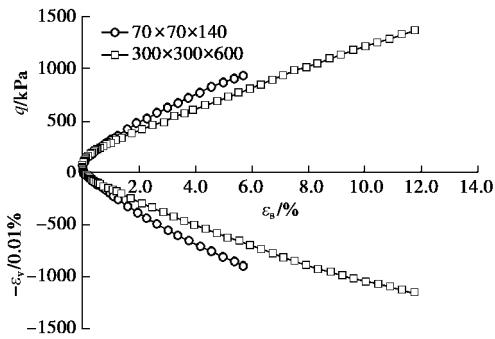


图 15 $q - \varepsilon_s - \varepsilon_v$ 关系曲线($b=0.25$)

Fig. 15 Contrast of stress-strain curves at $b=0.25$

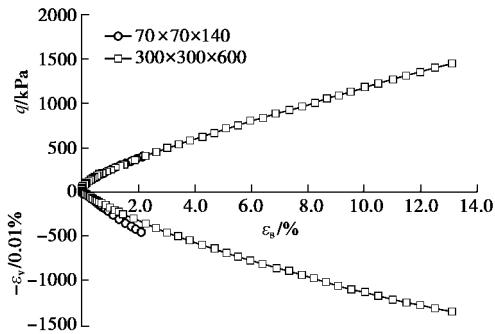


图 16 $q - \varepsilon_s - \varepsilon_v$ 关系曲线($b=0.5$)

Fig. 16 Contrast of stress-strain curves at $b=0.5$

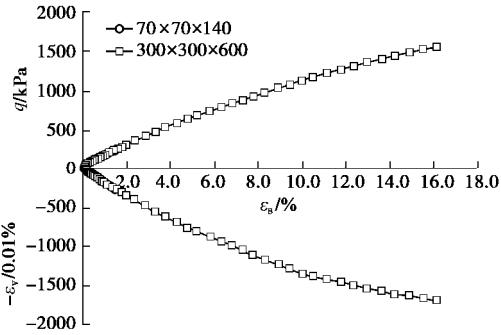


图 17 $q - \varepsilon_s - \varepsilon_v$ 关系曲线($b=0.75$)

Fig. 17 Contrast of stress-strain curves at $b=0.75$

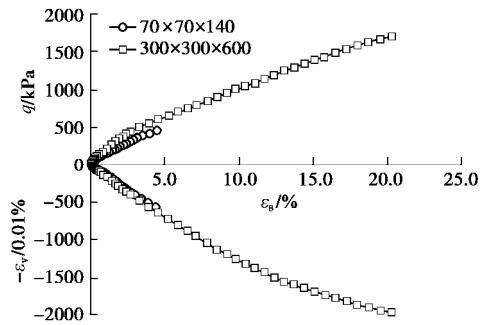


图 18 $q - \varepsilon_s - \varepsilon_v$ 关系曲线($b=1$)

Fig. 18 Contrast of stress-strain curves at $b=1$

(2) 大三轴不同 b 值下试验结果对比

图 19 为广义剪应力 q 同轴向应变 ϵ_1 在不同应力路径下的关系曲线。图 19 中，随着荷载的增大，屈服点在不断提高，应力应变特性表现为强硬化性，取最大主应变为 15% 时对应的强度为不同中主应力影响下的抗剪强度。在 $\epsilon_1 - q$ 关系曲线中，随着 b 值的增大，土的抗剪强度提高。

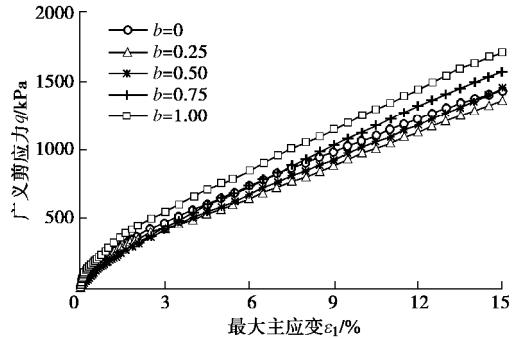


图 19 不同 b 值下 $q - \epsilon_1$ 关系曲线

Fig. 19 Relationship between deviatoric stress and major principal strain under different values of b

图 20, 21 为偏应力比 q/p 同剪应变的关系近似双曲线关系， $q/p - \epsilon_s$ 变化规律比较明显，随着剪应变增大，偏应力比变化趋于平缓。随着中主应力参数的增加，偏应力比达到稳定的值降低，表明土单元在该应力状态下所能发挥的最大强度减弱。剪切过程中平均球应力除了对体变有影响，对剪应变也会有一定的影响。同样，在 $\epsilon_v - \epsilon_s$ 关系曲线中， ϵ_v 一直为正值，以压缩为主，随着剪应变的增大体应变增大。随着中主应力参数的提高，体应变增量显著增加。

图 22, 23 为中主应变和最小主应变 (ϵ_2 , ϵ_3) 与最大主应变 (ϵ_1) 在 Lode 角变化范围 $-30^\circ \sim 30^\circ$ 内的曲线，图中实心的数据点对应试样发生剪切破坏时的点。中主应变和小主应变与大主应变的关系曲线都是非线性的。在等 b 等 S_3 应力路径下，小主应变均表现为膨胀，随着 b 值的增大，膨胀速率增大。中主应变的变化依赖于中主应力的影响，当 $b=0$ ，即 $S_2=S_3$ 时，由于在水平面上土体各向同性，所以中主应变的变化

同小主应变相同; 当 $b \geq 0.25$ 时, 中主应变表现为压缩, 且随着 b 值增大, 压缩速率增大。

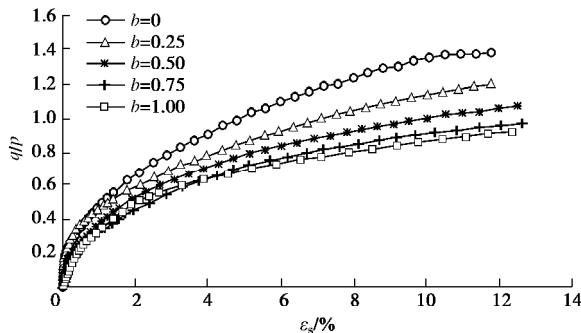


图 20 不同 b 值下 $q/p - \varepsilon_s$ 关系曲线

Fig. 20 Relationship between deviatoric stress ratio and shear strain under different values of b

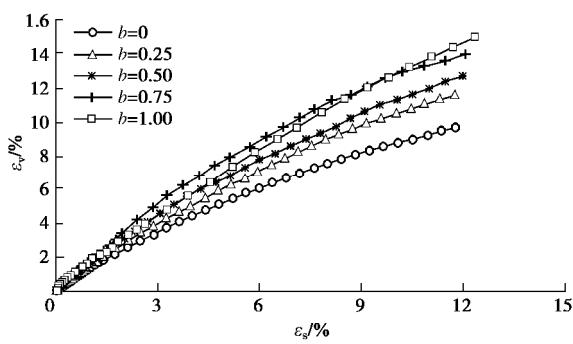


图 21 不同 b 值下 $\varepsilon_v - \varepsilon_s$ 关系曲线

Fig. 21 Relationship between volumetric strain and shear strain under different values of b

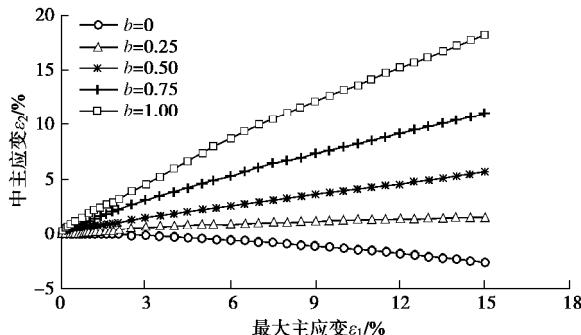


图 22 不同 b 值下 $\varepsilon_2 - \varepsilon_1$ 关系曲线

Fig. 22 Relationship between principal strains under different values of b

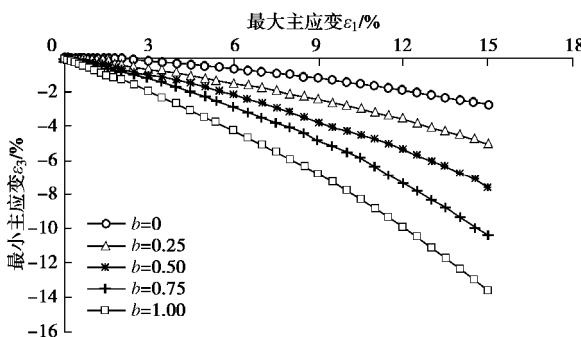


图 23 不同 b 值下 $\varepsilon_3 - \varepsilon_1$ 关系曲线

Fig. 23 Relationship between principal strains under different values of b

4 结 论

(1) 试样尺寸增大一方面扩大了土粒径的变化范围, 可适用于粗粒土试验, 另一方面, 改进了试样边界条件的影响。然而, 大尺寸试样制备、安装和加载试验又增大了难度, 且对仪器实现功能是一个巨大的挑战。

(2) 围压隔离平衡装置由 8 个液压油缸提供驱动力, 使其沿径向随试样变形自由伸缩, 弹性约束限位使其在水平面内小角度转动。压力室沿正交向设置隔离板, 形成了一室四腔机构, 每个腔放置液压囊柔性加载。隔离板上、下端和左、右面安装滚动轴承, 可保证竖直、均匀沿径向位移运动, 克服摩擦阻力。

(3) 试样竖向闭环伺服液压活塞刚性加载, 正交侧向闭环伺服液囊加载。试样孔隙水压力或排水闭环伺服液压控制。

(4) 采用 PID 闭环控制算法优化了自动控制系统的稳定性问题。对于获得期望的应力和应变关系曲线, PID 参数的调控很重要。参数的选取除了与传感器响应时间、处理器速度等有关, 还依赖于材料本身的性质和应力历史。

(5) 大、小重塑黄土试样同一应力路径下的固结排水真三轴试验结果分析表明, 变形特性和强度特性得到了近似一致的变化规律; 大型真三轴仪三个主应力可独立闭环控制施加荷载, 实现了三维应力空间不同应力路径的真三轴剪切试验, 初步验证了研制的大型真三轴试验仪。

参考文献:

- [1] 殷宗泽, 朱俊高. 真三轴仪的改进[C]// 第一届全国岩土本构理论研讨会论文集. 北京, 2008. (YIN Zong-ze, ZHU Jun-gao. Improvement of true triaxial apparatus[C]// Proceedings of 1st National Conference on Geotechnical Constitutive Theory. Beijing, 2008. (in Chinese))
- [2] 俞茂宏, 詹月稳, 范文, 等. 20 世纪岩石强度理论的发展——纪念 Mohr-Coulomb 强度理论 100 周年[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(5): 545–550. (YU Mao-hong, ZAN Yue-wen, FAN Wen, et al. Advances in strength theory of rock in 20 century: 100 years in memory of the Mohr-Coulomb strength theory[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2000, 19(5): 545–550. (in Chinese))
- [3] KJELLMAN W. Report on an apparatus for consummate investigation of the mechanical properties[C]// Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and

- Foundation Engineering. Cambridge, 1936.
- [4] HAMBLEY E C. A new true triaxial apparatus[J]. *Géotechnique*, 1969, **19**(2): 307 – 309.
- [5] GREEN G E. Strength and deformation of sand measured in an independent stress control cell[C]// Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium. London, 1971.
- [6] 邵生俊, 罗爱忠, 邓国华, 等. 一种新型真三轴仪的研制与开发[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(8): 1172 – 1179. (SHAO Sheng-jun, LUO Ai-zhong, DENG Guo-hua, et al. Development of a new true tri-axial apparatus[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(8): 1172 – 1179. (in Chinese))
- [7] 邵生俊, 许萍, 邵帅, 等. 一室四腔刚–柔加载机构真三轴仪的改进与强度试验——西安理工大学真三轴仪[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(9): 1575 – 1582. (SHAO Sheng-jun, XU Ping, SHAO Shuai, et al. Improvement and strength testing of true tri-axial apparatus with one chamber and four cells and rigid-flexible-flexible loading boundary mechanism: true triaxial apparatus developed in Xi'an University of Technology[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(9): 1575 – 1582. (in Chinese))
- [8] SHAO S, WANG Q, LUO A, et al. True triaxial apparatus with rigid-flexible-flexible boundary and remolded loess testing[J]. *Journal of Testing and Evaluation*, 2017, **45**(3): 1 – 10.
- [9] PRASHANT A, PENUMADU D. Effect of intermediate principal stress on overconsolidated kaolin clay[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2004, **130**(3): 284 – 292.
- [10] 叶冠林, 盛佳韧, 武朝军, 等. 自动控制真三轴仪的研制及验证[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(3): 380 – 385. (YE Guan-lin, SHENG Jia-ren, WU Chao-jun, et al. Design and verification of automatic true triaxial apparatus[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(3): 380 – 385. (in Chinese))
- [11] 殷建华, 周万欢, KUMRUZZAMAN M D, 等. 新型混合边界真三轴仪加载装置及岩土材料试验结果[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(4): 493 – 499. (YIN Jian-hua, ZHOU Wan-huan, KUMRUZZAMAN M D, et al. New mixed boundary true triaxial loading device for testing study on 3-D stress-strain-strength behaviour of geomaterials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(4): 493 – 499. (in Chinese))
- [12] 施维成, 朱俊高, 代国忠, 等. 球应力和偏应力对粗粒土变形影响的真三轴试验研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(5): 776 – 783. (SHI Wei-cheng, ZHU Jun-gao, DAI Guo-zhong, et al. True triaxial tests on influence of spherical and deviatoric stresses on deformation of coarse-grained soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(5): 776 – 783. (in Chinese))
- [13] SHI W C, ZHU J G, CHIU C F, et al. Strength and deformation behaviour of coarse-grained soil by true triaxial tests[J]. *Journal of Central South University of Technology*, 2010, **17**(5): 1095 – 1102.
- [14] ANHDAN L Q, KOSEKI J, HAYANO K, et al. True triaxial apparatuses with two rigid boundaries[C]// *Geo-Frontiers Congress*. Austin, 2005: 1 – 10.
- [15] 周跃峰, 潘家军, 程展林, 等. 基于大型真三轴试验的砂砾石料强度 – 剪胀特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(11): 2818 – 2825. (ZHOU Yue-feng, PAN Jia-jun, CHENG Zhan-lin, et al. Strength and dilation of sandy gravel material based on large-scale true triaxial tests[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(11): 2818 – 2825. (in Chinese))
- [16] ALSHIBLI K, WILLIAMS H. A true triaxial apparatus for soil testing with mixed boundary conditions[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 2005, **28**(6): 534 – 543.
- [17] CHOI C, ARDUINO P, HARNEY M D. Development of a true triaxial apparatus for sands and gravels[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 2008, **31**(1): 32 – 44.
- [18] PENUMADU D, PRASHANT A. Automated flexible boundary true triaxial system for cohesive soils[J]. *Geotechnical Special Publication*, 2005(130).
- [19] MANDEVILLE D, PENUMADU D. True triaxial testing system for clay with proportional-integral-differential control[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 2004, **27**(2): 1 – 12.

DOI: 10.11779/CJGE201908006

饱和软黏土中开孔防沉板基础上拔特性研究

刘 润, 孔金鹏, 刘孟孟, 汪嘉钰

(天津大学水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072)

摘要: 在软黏土地基中, 开孔能有效降低防沉板基础上拔阻力, 减小防沉板基础回收难度。对 6 种具有不同开孔形式的防沉板模型进行了饱和软黏土中的上拔试验, 测定了上拔过程中防沉板与土体接触面间的吸附力, 揭示了上拔阻力的构成与发展规律, 阐明了开孔率和有效宽度对上拔阻力和接触面间吸附力的影响规律。采用有限元方法模拟了防沉板基础的上拔过程, 建立了上拔力作用下饱和软黏土地基的破坏模式, 构建了采用极限分析法计算防沉板上拔阻力的机动场, 推导了上拔阻力的上限解, 得到了可以同时考虑防沉板开孔率和有效宽度的上拔阻力系数 N_c 的计算公式。对比验证结果表明: 与 Skempton 公式不同, 求解的上拔阻力随开孔率的增加呈非线性降低规律。

关键词: 防沉板基础; 开孔率; 有效宽度; 饱和软黏土; 上拔阻力; 吸附力

中图分类号: TU413 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1427-08

作者简介: 刘 润(1974-), 女, 博士, 教授, 主要从事海洋岩土工程方面的教学和科研工作。E-mail: liurun@tju.edu.cn。

Uplift behaviors of perforated mudmats in soft saturated clay

LIU Run, KONG Jin-peng, LIU Meng-meng, WANG Jia-yu

(State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: Perforation can cause lower uplift resistance in soft clay, giving rise to less difficulty of the retrieval of “mudmat” shallow foundations. Six different perforated forms are designed to perform in the model tests on the uplift behaviors in soft saturated clay. The suction that develops at the mudmat-soil interface is conducted during the whole uplift procedure. The composition and development laws of uplift resistance are revealed. The characteristics of how the perforation ratio and effective width reduce uplift resistance and suction at the mudmat-soil interface are obtained. Numerical simulation is used to figure out the uplift behaviors of perforated mudmats in soft saturated clay on the basis of model tests, revealing different soil failure modes in soft saturated clay. The limit analysis method is used to calculate the uplift resistance through the velocity fields from numerical simulation results. The upper bound solution of uplift resistance is derived, and uplift bearing factor N_c is obtained considering the influences of perforation ratio and effective width. The study shows that compared with that of the Skempton formula, the uplift resistance solved in this study has a nonlinear reduction law with the increase of perforation ratio.

Key words: mudmat; perforation; effective width; saturated soft clay; uplift resistance; suction

0 引言

防沉板是水下井口、管汇节点、管汇终端的支撑结构^[1-2]。近几年来, 在海洋工程中, 提高防沉板回收效率越来越得到工程界的关注。防沉板经常因为生产工艺要求、结构老化或达到使用年限等原因需要回收。在实际工程中, 回收防沉板采用起重船缆索起吊的方式, 但是软黏土地基的渗透系数很小, 上拔时板与土接触面间会产生很大的吸附力, 有时会达到自重的 2~3 倍^[3-4]。防沉板脱离海床过程中产生的上拔阻力, 不仅包括板自身的重量而且包括板土间的吸附力。

实际工程中为了降低防沉板的回收难度, 常采用开孔、偏心上拔或喷水等^[3]措施减小上拔阻力。其中对防沉板适当开孔不仅可以减轻板的重量而且可有效

降低板土间的吸附力。1995 年 Lieng 等首次探究减小防沉板上拔时板与土接触面间吸附力的措施, 发现开孔可有效减小上拔时板土间产生的吸附力, 但大量开孔会导致防沉板竖向承载力的降低^[5]。2005 年, White 研究了开孔尺寸和数量对防沉板基础上拔力的影响, 发现在不排水抗剪强度随深度变化的土中大量窄小地开孔比少量宽大地开孔更能减小上拔阻力, 并且提出有效宽度的概念, 揭示了上拔阻力减小主要是由开孔后形成的“格栅”宽度决定的, 而不是开孔率^[6]。2013

基金项目: 国家杰出青年科学基金项目 (51825904)

收稿日期: 2018-08-31

*通讯作者 (E-mail: liurun@tju.edu.cn)

年 Li 等^[4]开展了开孔防沉板的上拔离心机试验, 对比开孔率 19%, 有效宽度为 3.34 mm 和 6.07 mm 的防沉板(尺寸 50 mm×100 mm×5 mm) 上拔阻力大小, 发现有效宽度 3.34 mm 的板, 上拔阻力最小^[4]。由此可见, 已有的研究成果揭示了开孔影响防沉板上拔阻力的规律, 但尚无计算防沉板上拔阻力的统一方法。

本文综合采用模型试验、数值模拟与理论分析方法, 研究了开孔对防沉板上拔阻力的影响规律并采用极限分析法推导了开孔防沉板上拔阻力的上限解。

1 有效宽度与开孔率

有效宽度与开孔率是影响开孔防沉板上拔力的重要因素。有效宽度是用来描述相邻开孔之间排水路径的大小^[4]。对于开孔形式为方孔的防沉板(如图 1 所示), 有效宽度 \bar{l} 为

$$\bar{l} = \frac{l_1 + l_2}{2}, \quad (1)$$

式中, l_1 为相邻两孔之间最短的排水路径(图 1 中实线), l_2 为相邻两孔之间最长的排水路径(图 1 中虚线), 有效宽度为相邻两孔间排水路径的平均值。

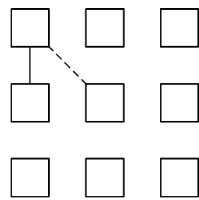


图 1 有效宽度

Fig. 1 Effective width

开孔率 d 为孔洞面积与防沉板面积之比:

$$d = \frac{S_{\text{孔}}}{S_{\text{总}}} \times 100\% , \quad (2)$$

式中, $S_{\text{孔}}$ 为孔洞面积 (m^2), $S_{\text{总}}$ 为防沉板基础总面积 (m^2)。

2 开孔防沉板上拔试验

2.1 防沉板模型

防沉板试验模型为方形(尺寸 100 mm×100 mm×10 mm), 开孔形状为方形, 开孔率分别为 7.8%, 16%, 23%, 共有 6 种不同开孔方式(见图 2)。

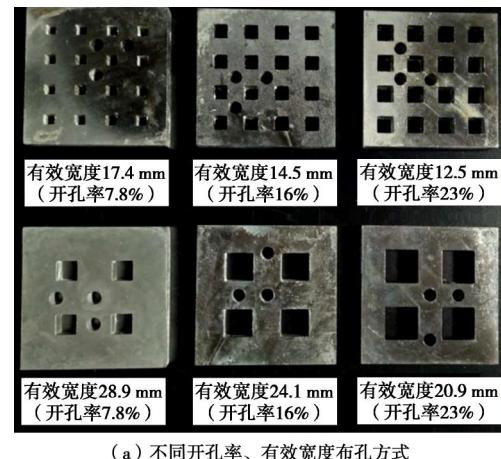
图 2(b) 中, 防沉板中心圆孔为加载杆安装位置, 另外两个圆孔为孔压计安装位置。

2.2 试验装置与土体条件

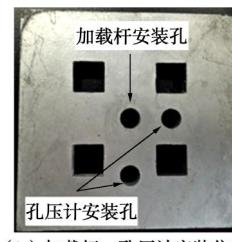
模型试验在天津大学岩土工程实验室展开, 试验装置如图 3 所示。

模型槽尺寸为 0.55 m×0.55 m×0.80 m, 加荷架位

于模型槽中心上方, 由伺服电机提供力并控制上拔速度, 实现匀速上拔。试验过程中总阻力与位移变化情况分别通过压力传感器(JLBS-M2-10KG)、拉线位移传感器(BWT-5)进行测量, 模型防沉板与土接触面间产生的吸附力由孔压计(CYG41000KY)进行测量, 所有测试数据通过 DH3820F 数据采集仪采集。



(a) 不同开孔率、有效宽度布孔方式



(b) 加载杆、孔压计安装位置

图 2 防沉板布孔方式

Fig. 2 Different perforation forms of mudmat

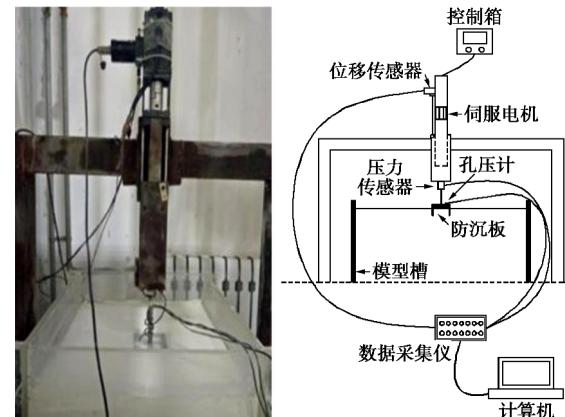


图 3 试验装置

Fig. 3 Test apparatus

试验用土为饱和高岭土, 土体制备方式为试验前注水搅拌高岭土至两倍液限充分均匀状态, 然后采用反压固结方法(土槽上下铺设 8 cm 高的砂垫层, 砂层与高岭土之间铺设土工布, 在顶部砂层上均布堆载), 待固结至预定强度后, 移除土槽表面 10 cm 内土体。试验用土物理性质指标见表 1。

表1 土体物理性质指标

Table 1 Physical property indices of kaolin clay

土质	塑限 w_p /%	液限 w_L /%	颗粒相对密度 G_s	含水率 w /%	饱和重度 g_{sat} ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)
高岭土	27.3	48.4	2.6	59.2	17.6

试验前, 抹平土面, 将孔压计安装在模型防沉板底板, 并将防沉板与加载装置相连。试验时, 加载杆匀速下压, 速率为 0.5 mm/s , 下压至 $1\sim2 \text{ cm}$ 时停止加载, 待超孔隙水压力衰减至 95% 以上时, 再匀速上拔, 上拔速率为 5 mm/s 。试验后, 用十字板剪切仪测定土体的不排水强度 s_u , 不排水强度为 $1.5\sim1.9 \text{ kPa}$ 。

2.3 试验结果

防沉板基础进入土体前, 数据采集仪平衡掉防沉板的重力, 所以下压和上拔过程中压力传感器输出的力 f_{net} 不包括防沉板重力。

试验中监测了开孔防沉板匀速上拔时单位面积上的上拔阻力 q_{net} 和板底吸附力 s 的变化过程如图 4 所示。

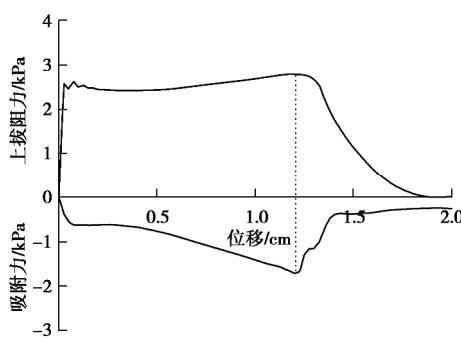


图4 上拔阻力和板底吸附力的变化过程

Fig. 4 Change process of uplift resistance and suction at mudmat-soil face

从图 4 可以看出, 防沉板上拔过程可以分成 3 个阶段: 瞬时上拔阶段、吸附力发展阶段和吸附力衰减阶段。在瞬时上拔阶段由于土与板之间黏附力的作用, 上拔阻力突然增大, 吸附力的变化滞后; 在吸附力发展阶段, 板土间的吸附力不断增大达到峰值, 上拔阻力也达到峰值; 在吸附力衰减阶段, 板土逐渐脱离, 吸附力开始衰减, 上拔阻力也不断减小。图 4 中防沉板的上拔阻力和吸附力随上拔位移发展变化的规律十分相近。

图 5 给出了不同开孔率不同有效宽度的防沉板上拔试验结果。

吸附力占总上拔阻力的比值定义为 b , 则由图 5 可知, 防沉板的开孔率为 7.8% 时, b 约为 75%; 开孔率为 16% 时, b 约为 70%; 开孔率为 23%, b 约为 65%。由此可知, 当开孔率相同时, 有效宽度较小的

防沉板上拔阻力较小, 对应的 b 值也较小。

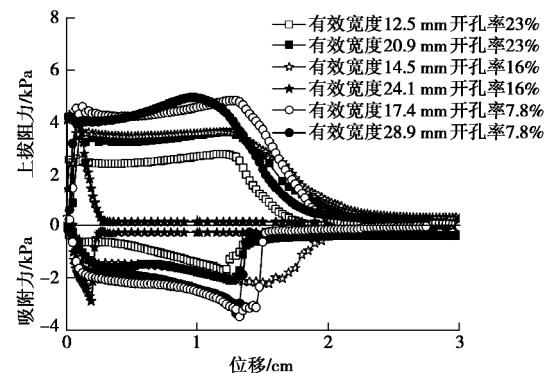


图5 上拔试验结果

Fig. 5 Test results of uplift behavior of surface mudmats

考虑到模型试验的比尺效应问题, 与文献[4]的 $150g$ 离心机模型试验进行对比。文献[4]中开展了上拔速率为 3 mm/s 的圆形开孔, 开孔率 19%, 有效宽度分别为 3.34 mm 和 6.07 mm 的矩形防沉板(尺寸为 $100 \text{ mm} \times 50 \text{ mm} \times 5 \text{ mm}$)上拔试验。防沉板有效宽度为 3.34 mm 时, 上拔阻力为 0.82 MN , 吸附力占总上拔阻力的比值 b 为 85.3%; 防沉板有效宽度为 6.07 mm 时, 上拔阻力为 1.70 MN , 吸附力占总上拔阻力的比值 b 为 89.9%。离心机试验结果也验证了当开孔率相同时, 有效宽度较小的防沉板上拔阻力较小, 对应的 b 值也较小的规律。

室内模型试验无法在短时间内制备出正常固结的土体。因此, 利用数值方法对正常固结软黏土中防沉板开孔率、有效宽度和上拔阻力之间的关系进一步进行分析。

3 防沉板上拔模拟

3.1 有限元计算模型

采用有限元软件 ABAQUS 对防沉板上拔过程进行有限元模拟分析。土体为正常固结的饱和软黏土, 土的不排水强度随深度线性增加(见图 6)。

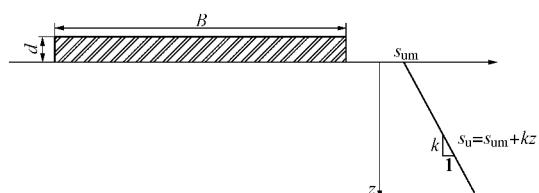


图6 符号说明

Fig. 6 Symbols and notations

图中 B 为基础宽度(m), d 为板的厚度(m)。软黏土中不排水强度 s_u 随深度 z 线性增长, 即

$$s_u = s_{um} + kz, \quad (3)$$

式中, s_{um} 为土体表面不排水抗剪强度(kPa), k 为不

排水强度的线性增长梯度 (kPa/m)。

为了在模拟防沉板上拔过程中考虑板土间吸附力的影响^[7], 分析中采用了修正的剑桥模型 (MCC), 参数见表 2 (取自试验土体参数)。

表 2 土体修正剑桥模型参数

Table 2 Parameters of MCC model

参数	数值
$p' - q$ 空间临界状态线斜率 M	0.92
$e - \ln p'$ 空间等向正常固结曲线斜率 I	0.205
$e - \ln p'$ 空间压缩回弹曲线斜率 k	0.044
$p' = 1 \text{ kPa}$ 时临界状态线在 e 轴上截距 e_{cs}	2.2
泊松比 n	0.3
渗透率 $k / (\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	1×10^{-9}

分别按照模型试验尺寸和工程中防沉板的常见尺寸在有限元计算中进行建模 (见图 7)。

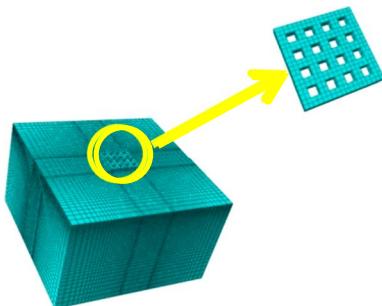


图 7 有限元模型

Fig. 7 FEM model

在数值模型中, 防沉板采用六面体八节点 (C3D8R) 单元, 土体采用 C3D8P 孔压单元。在防沉板底部中心位置设置参考点, 将其与防沉板外表面进行耦合, 并在参考点上施加恒定速度 ($v = 5 \text{ mm/s}$)。为了合理地消除边界效应, 土体计算模型水平向取 5 倍的防沉板宽度, 深度取 3 倍的防沉板宽度。此外, 为了保证初始应力场的稳定, 在土体顶面施加大于 1 kPa 的均布荷载; 土体边界为不排水边界; 土体表面为排水面, 孔压为 0 kPa ; 板开孔处的土体表面, 孔压也为 0 kPa 。土体与板之间的切向接触界面为粗糙接触, 法向接触界面为硬接触, 且设置接触不分离。

3.2 开孔防沉板上拔特性

为了验证有限元方法的正确性, 对小比尺试验模型进行了数值模拟, 并与试验结果进行对比。根据小比尺试验模型尺寸和土体的不排水抗剪切强度 s_u , 可以模拟有效宽度 20.9 mm 的防沉板单位面积上的上拔阻力 q_{net} 随位移 w 变化关系曲线 (见图 8)。

图 8 中, 有限元计算的上拔阻力的极限值比试验值大 10% 左右, 由于设置了接触不分离所以无法模拟板脱离于土的状态。从上拔阻力出现峰值之前的变化趋势来看, 在很小的位移内, 上拔阻力迅速增大, 而

后随着位移的增加, 上拔阻力逐渐趋于稳定, 有限元计算结果与试验结果的规律性较为一致, 验证了有限元方法的正确性。

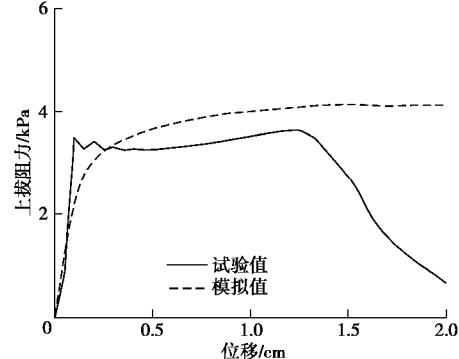


图 8 有效宽度 20.9 mm 试验与有限元计算结果对比

Fig. 8 Comparison between test and FEM results at effective width of 20.9 mm

在原尺寸防沉板的模拟中考虑了土体强度沿深度的线性增长规律:

$$s_u = kz + 0.271p \quad , \quad (4)$$

式中, s_u 为不排水抗剪强度, k 为不排水强度的线性增长梯度, 其中 $k = 2.33 \text{ kPa/m}$, z 为土体深度, p 为土表均布荷载。

通过数值模拟得到了 $p=1 \text{ kPa}$ 时, 防沉板净上拔力 F_{net} 与位移 w 之间的关系曲线, 如图 9 所示。

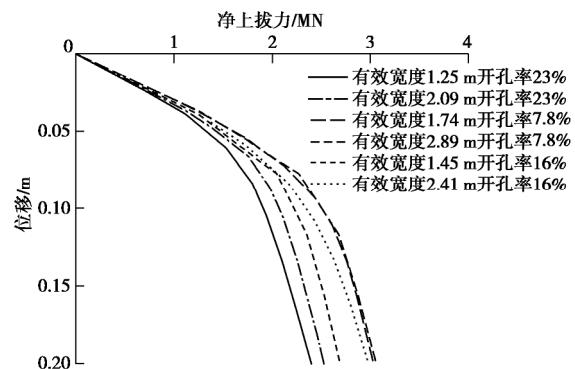


图 9 净上拔力与位移关系曲线

Fig. 9 Net uplift force-displacement curves

图 9 中, 开孔率为 7.8% 时, 有效宽度 1.74 m 防沉板比有效宽度 2.89 m 防沉板的上拔阻力小 1.2%; 开孔率为 16% 时, 有效宽度 1.45 m 防沉板比有效宽度 2.41 m 防沉板的上拔阻力小 7.5%; 开孔率为 23% 时, 有效宽度 1.25 m 防沉板比有效宽度 2.09 m 防沉板的上拔阻力小 9.7%。数值模拟结果说明: 有效宽度越小, 开孔率越大, 减阻效果会越明显。

3.3 土体破坏机构

为了体现饱和软黏土不排水抗剪强度随深度增加的特性, 计算中引入土体强度变化率 h 的概念^[8-10]:

$$h = kB / s_{um} \quad , \quad (5)$$

式中, k 为不排水强度的线性增长梯度, B 为基础宽度, $s_{u\text{m}}$ 为土体表面不排水抗剪强度。

分别取 h 为 ∞ , 5, 2 和 0, 可得到防沉板上拔时土体的破坏机构, 如图 10 所示。

图 10 表明, 当 $h=5$ 时, 土体破坏机构更接近 Hill 机构; 当 $h=2$ 时, 土体破坏机构是由 Prandtl 机构向 Hill 机构的过度; 当 $h=0$ 时, 土体破坏机构更接近 Prandtl 机构, 有限元计算的土体破坏机构与文献[11]的研究结果相近。

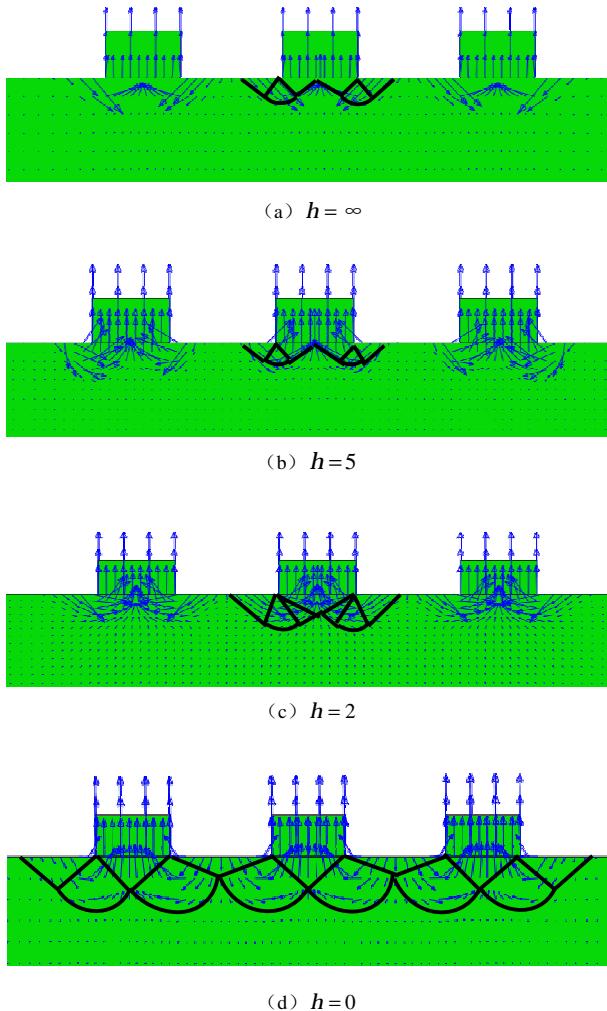


图 10 防沉板上拔速度场

Fig. 10 Velocity fields of surface mudmats

4 开孔防沉板上拔上限解

4.1 经典上拔力计算公式

经典的浅基础极限承载情况下上拔力计算公式有 Skempton 公式(式(6))和长崎佐治公式(式(7))^[12]:

$$F_{\text{up}} = 5As_u \left(1 - a\right) \left(1 + 0.2 \frac{d}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) - w_s + w_b \quad (6)$$

式中 A 为基础总面积; s_u 为土体不排水抗剪强度; a 为开孔率; d 为基础埋深; B 为基础宽度; L 为基础

长度; w_s 为基础浸没在地基中所排开的土体重量(用土的湿重度计算); w_b 为基础在水下的自重。

$$F_{\text{up}} = (1 - a) \left(5.7 + \frac{D}{H}\right) s_u A - w_s + w_b \quad , \quad (7)$$

式中, a 为开孔率, D 为圆形基础直径, H 为基础底部软黏土层厚度, s_u 为土体不排水抗剪强度, A 为基础总面积, w_s 为基础浸没在地基中所排开的土体重量(用土的湿重度计算), w_b 为基础在水下的自重。

文献[12]中给出了根据修正的太沙基承载公式推导出的吸附力公式:

$$F_t = 5As_u \left(1.0 + 0.2 \frac{de^{\sqrt{a}}}{B}\right) \left(1.0 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \sin\left(\frac{\pi S_R}{2S_p}\right) \quad (8)$$

式中 A 为基础与地基的水平投影接触面积; s_u 为土体不排水抗剪强度; d 为基础埋深; B 为基础宽度; L 为基础长度; S_R 为基础浸在土中的接触面积; S_p 为基础浸在土中 5 个方向投影面积。

对比浅基础竖向承载力公式, 浅基础上拔力计算公式可以表示为^[3-4]

$$F_{\text{up}} = N_c s_{uo} A + G' \quad , \quad (9)$$

$$q_u = N_c s_{uo} \quad . \quad (10)$$

式中 F_{up} 为总上拔力; A 为板的总面积(不考虑开孔对面积的影响); G' 为板的浮重力; q_u 为单位面积上的上拔阻力; N_c 为上拔阻力系数; s_{uo} 为土体不排水抗剪强度。

本文采用极限分析法^[13-15]推导了防沉板的上拔阻力系数 N_c 随开孔率、有效宽度和土体强度变化率变化的计算公式。

4.2 上拔阻力系数 N_c

根据塑性极限分析上限定理, 外力所作的功率等于内部耗损功率^[13-14], 则虚功方程可表示为

$$\int_I f_i \&_i dI + \int_S G_i \&_i dA = \int_S S_{ij} \&_j dA \quad . \quad (11)$$

式中 f_i 为上拔阻力; G_i 为重力; $\&$ 为机构允许的塑性速率场; $\&_j$ 为机构允许的虚塑性应变率场; S_{ij} 为机构静力许可应力场。假设土体服从 Tresca 准则, 即

$$s_{\max} - s_{\min} = 2s_u \quad , \quad (12)$$

式中, s_{\max} 为大主应力, s_{\min} 为小主应力, s_u 为不排水抗剪强度。

为了更好地计算开孔防沉板上拔阻力的上限解, 假设开孔形状为方形, 开孔均匀分布, 成 $n \times n$ 的阵列。以 $n=2$ 时的开孔分布为例, 如图 11 所示, 图中基础外边长为 B , 开孔宽度为 a , 开孔后形成的格栅宽度为 b 。

由于防沉板基础关于轴线对称, 所以只需讨论格

栅 1/2 部分的上限解。

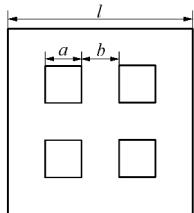


图 11 $n=2$ 时的开孔分布示意图

Fig. 11 Distribution of perforation when $n=2$

3.3 节发现土体强度变化率 h 会改变土体破坏机构, 所以假定出如图 12 所示的土体破坏机构。该机构可以通过改变角度 a , b 和 e 对上限解进行相应的优化^[15]。

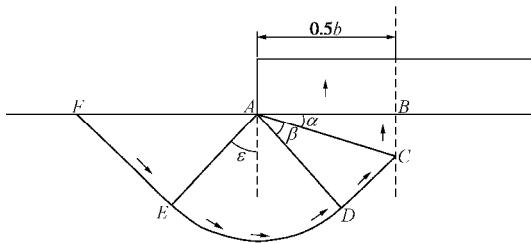


图 12 土体破坏机构 (基础上拔时)

Fig. 12 Upper bound plasticity mechanism (uplift)

如图 12 所示, 主动区 ABC 中, 速度间断线 AC 上的能量消耗率为

$$\begin{aligned} W_{AC} &= \int_0^{l_{AC}} (s_{um} + kl \sin a) v_1 dl \\ &= \frac{1}{8} \tan a k b^2 v_0 + 0.5 s_{um} v_0 b \quad . \end{aligned} \quad (13)$$

式中, $v_1 = v_0 \cos a$, v_0 为基础上拔速度, s_{um} 为地基表层不排水抗剪强度, k 为土体不均匀系数, $0.5b$ 是基础宽度, $l_{AC} = 0.5b / \cos a$ 。

三角形 ABC 所受重力的功率为

$$W_{G_1} = g s v_0 = -\frac{1}{8} \tan a g b^2 v_0 \quad . \quad (14)$$

过渡区 ACD 中, 速度间断线 CD 上能量消耗率为

$$\left. \begin{aligned} W_{CD} &= \int_0^{l_{CD}} [s_{um} + 0.5kb \tan a + kl \cos(a+b)] v_2 dl \\ &= \frac{1}{8} f_1 \cdot kb^2 v_0 + \frac{1}{2} f_2 \cdot s_{um} b v_0 \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

其中

$$\left\{ \begin{aligned} f_1 &= \frac{\sin^2 b \cos(a+b) + 2 \sin a \sin b}{\cos a \cos b} \\ f_2 &= \tan b \end{aligned} \right. , \quad (16)$$

式中, 速度矢量 $v_2 = v_1 \sec b = v_0 \cos a \sec b$, 间断线 CD 长度 $l_{CD} = 0.5b \sin b / \cos a$ 。

三角形 ACD 所受重力的功率为

$$W_{G_2} = -\frac{1}{8} g \frac{b \sin b}{\cos a} \cdot \frac{b \cos b}{\cos a} v_2' \quad , \quad (17)$$

式中, $v_2' = v_2 \cos(a+b)$ 。

扇形 ADE 中, 速度场为简单速度场, 速度大小恒定方向改变, 圆弧 DE 上能量耗损率为

$$\begin{aligned} W_{DE} &= \int_0^j [s_{um} + kr \sin(a+b) + kr \sin(q+a+b)] \cdot v_2 r dq \\ W_{DE} &= \frac{1}{4} f_3 \cdot kb^2 v_0 + \frac{1}{2} f_4 \cdot s_{um} b v_0 \end{aligned} \quad (18)$$

$$\text{其中, } f_3 = \frac{\cos b [\sin(a+b)j + \sin e + \cos(a+b)]}{\cos a} ,$$

$$\begin{aligned} f_4 &= j, \text{ 式中, } j = e + \frac{\pi}{2} - (a+b), r \text{ 为半径长度} \\ &(r = l_{DE} = 0.5b \cos b / \cos a) . \end{aligned}$$

扇形 ADE 内部的能量耗散率等于间断线 DE 的能量耗损率。

扇形 ADE 所受重力的功率为

$$W_{G_3} = \int_0^j \frac{1}{2} g r^2 V_2 \cos(q+a+b) dq = \frac{1}{8} f_5 \cdot g b^2 V_0 , \quad (19)$$

$$f_5 = -\frac{\cos b [\sin(a+b) - \cos e]}{\cos a} . \quad (20)$$

被动区 AEF 中, EF 间断线上能量耗损率为

$$\begin{aligned} W_{EF} &= \int_0^{l_{EF}} (s_{um} + kl \sin e) \cdot V_2 dl \\ &= \frac{1}{8} f_6 \cdot kb^2 V_0 + \frac{1}{2 \tan e} s_{um} b V_0 \end{aligned} \quad (21)$$

$$\text{式中, } l_{EF} = 0.5b \cos b / (\cos a \cdot \tan e) ,$$

$$f_6 = \frac{\cos b \cdot \sin e}{\cos a \cdot \tan^2 e} . \quad (22)$$

被动区 AEF 所受重力的功率为

$$\begin{aligned} W_{G_4} &= \frac{1}{8} g \left(\frac{b \cos b}{\cos a} \right)^2 V_0 \cos a \sec b \frac{\sin e}{\tan e} \\ &= \frac{1}{8} g b^2 V_0 \frac{\cos b}{\cos a} \cos e \end{aligned} . \quad (23)$$

重力做功之和为 W_G , 有

$$W_G = W_{G_1} + W_{G_2} + W_{G_3} + W_{G_4} \approx 0 . \quad (24)$$

根据公式 (4), 图 12 中内能消散率为

$$\begin{aligned} W &= \frac{1}{8} \cdot (\tan a + f_1 + 4f_3 + f_6) \cdot kb^2 V_0 + \\ &\quad \frac{1}{2} \left(1 + f_2 + 2f_4 + \frac{1}{\tan e} \right) \cdot s_{um} b V_0 \end{aligned} . \quad (25)$$

根据开孔率和有效宽度的定义, 开孔形式为 $n \times n$ 防沉板基础开孔宽度 a 与格栅宽度 b 之间的关系为

$$na + (n+1)b = B . \quad (26)$$

根据式 (1), 则有

$$\bar{l} = \frac{1+\sqrt{2}}{2} b . \quad (27)$$

根据式 (2), 则有

$$d = \frac{n^2 a^2}{B^2}, \quad (28)$$

可得

$$a = \frac{B}{n} \sqrt{d}, \quad b = \frac{B}{n+1} (1 - \sqrt{d})。 \quad (29)$$

一个开孔形式为 $n \times n$ 防沉板基础上拔时会有 $2(n+1)$ 个图 12 所示的土体破坏机构。由上限定理知, 外力的总功率等于内部能量耗散率, 上拔阻力所作的总功率为 $q_u BV_0$, 则有

$$q_u BV_0 = \frac{n+1}{4} \cdot (\tan a + f_1 + 4f_3 + f_6) \cdot kb^2 V_0 + \\ (n+1) \left(f_2 + 2f_4 + 1 + \frac{1}{\tan e} \right) \cdot s_{um} b V_0。 \quad (30)$$

因为 $q_u = N_c s_{um}$, 并将式 (27) ~ (29) 代入 (30), 上拔阻力系数 N_c 上限解为

$$N_c = \frac{(1 - \sqrt{d})^2}{4(n+1)} \cdot (\tan a + f_1 + 4f_3 + f_6) \cdot h + \\ \left(f_2 + 2f_4 + 1 + \frac{1}{\tan e} \right) \cdot (1 - \sqrt{d}) , \quad (31)$$

式中, d 为开孔率, n 代表开孔的行数, h 为土体不均匀。

4.3 上拔阻力系数 N_c 上限解的验证

式 (31) 是在二维模型基础上推导得到的上拔阻力系数上限解 N_{c2d} , 用于三维计算则需要将其转化为对应的三维承载力系数 N_{c3d} 。在接触面完全粗糙的假定下, 可采用 Gourvence 等^[16]提出的形状系数 $S_c = 1.15$, 则 $N_{c3d} = 1.15 N_{c2d}$ 。

为了论证式 (31) 在均质土条件下 ($h=0$) 的正确性, 将其与模型试验和经典公式进行对比, 具体结果如表 3 所示。

表 3 不同方法求解上拔阻力系数 N_c

Table 3 Different methods for calculating N_c

布孔方式	试验值	上限解	公式	
			(6)	(7)
有效宽度 17.4 mm	3.33	3.99	5.53	5.41
有效宽度 28.9 mm	3.52	4.13	5.53	5.41
有效宽度 14.5 mm	2.41	2.94	5.04	4.93
有效宽度 24.1 mm	2.60	3.07	5.04	4.93
有效宽度 12.5 mm	1.74	2.07	4.62	4.52
有效宽度 20.9 mm	2.01	2.12	4.62	4.52

注: 式 (6), (7) 分别为 Skempton 和长崎佐治的计算结果。

表 3 中, 经典公式的计算结果远大于试验值, 而且无法表征有效宽度对 N_c 的影响。以开孔率 23%, 有效宽度 12.5 mm 的方形防沉板上拔阻力系数 N_c 为例, Skempton 公式的计算结果为 4.62, 比试验值大 165.5%; 长崎佐治公式的计算结果为 4.52, 比试验值大 159.8%。而式 (31) 计算得到的 N_c 更加接近试验值。

文献[17]开展了 100g 条件下方形开孔防沉板离心

机上拔试验。试验模型对应的原型宽度尺寸 $B=10$ m, 开孔形式是均匀分布并成 2×2 的阵列。离心机试验中的土体不排水强度 s_u 随深度 z 线性增长, $s_u = 13 + 2.08z$, 土体强度变化率 h 为 1.6。为了论证公式 (31) 在土体不排水抗剪强度随深度变化条件下 ($h \neq 0$) 的正确性, 将其与文献[17]中的试验值进行比较, 具体对比结果如表 4 所示。

表 4 上限解与文献[17]试验数据的对比

Table 4 Comparison between upper bound solutions and experimental data of Reference [17]

布孔方式	文献[17] 试验值	上限解	公式	
			(6)	(7)
开孔率 10%	4.06	4.81	5.4	5.28
开孔率 30%	3.18	3.39	4.2	4.11
开孔率 50%	1.78	1.97	3.5	2.94

注: 式 (6), (7) 分别为 Skempton 和长崎佐治的计算结果。

从表 4 可以看出式 (31) 的计算结果与文献[17]的离心机试验值较为接近, 但是经典公式计算值与试验值之间的差距较在均质土中的对比结果有所降低。分析原因认为, 在不排水抗剪强度随深度变化的土中, N_c 随土体强度变化率 h 的增大而变大, 但经典公式没有考虑 h 对 N_c 的影响。综上所述, 在不排水抗剪强度随深度变化的土中式 (31) 计算得到的 N_c 更加合理。

本文给出的上拔阻力系数 N_c 的计算公式可以同时考虑防沉板开孔率和有效宽度对上拔阻力的影响, 与室内模型试验和离心机试验结果的对比表明, 该计算方法相较于前人的研究成果, 能更好地反映开孔防沉板的上拔承载特性。

5 结 论

本文在模型试验的基础上, 研究了不同开孔率和不同有效宽度防沉板的上拔规律, 并推导了防沉板上拔阻力的上限解, 主要结论如下:

(1) 室内模型试验结果表明, 防沉板上拔分为三个阶段: 瞬时上拔阶段、吸附力发展阶段和吸附力衰减阶段。当上拔阻力达到峰值时, 吸附力占上拔阻力的 60% 以上。

(2) 试验和有限元模拟结果证明了开孔率的增大和有效宽度的减小能有效降低防沉板的上拔阻力。

(3) 土体强度随深度变化能够对开孔防沉板基础上拔时土体的破坏机构产生影响。当土体强度变化率 $h=0$ 时, 土体破坏机构为 Prandtl 机构; $h \geq 5$ 时, 土体破坏机构为 Hill 机构; $0 < h < 5$ 时, 土体破坏机构处于 Prandtl 机构和 Hill 机构的过渡阶段。

(4) 基于上限定理, 考虑了土体强度变化率、开孔率和有效宽度的影响, 推导出了 $n \times n$ 阵列开孔方形防沉板基础的上拔阻力系数 N_c 的计算公式。

参考文献:

- [1] 刘 润, 刘孟孟, 杨树耕. 饱和软黏土中不同形状深水防沉板基础承载特性研究[J]. 海洋学报, 2016, **38**(3): 131 - 144. (LIU Run, LIU Meng-meng, Yang Shu-geng. Bearing capacity of different shape mudmat foundations for subsea production system on undrained clays[J]. Acta Ocean Science, 2016, **38**(3): 131 - 144. (in Chinese))
- [2] 刘 润, 刘孟孟. 饱和黏土中复合条形防沉板基础承载特性研究[J]. 水利学报, 2015, **46**(增刊 1): 74 - 78. (LIU Run, LIU Meng-meng. Bearing capacity of composite-strip mudmat foundations for subsea production system on undrained clays[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2015, **46**(S1): 74 - 78. (in Chinese))
- [3] CHEN R, GAUDIN C, CASSIDY M J. Investigation of the vertical uplift capacity of deep water mudmats in clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2012, **49**(7): 853 - 865.
- [4] LI X, GAUDIN C, TIAN Y, et al. Effect of perforations on uplift capacity of skirted foundations on clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2014, **51**(3): 322 - 331.
- [5] LIENG J T, BJORGREN H P. New flow-through mudmat design for Heidrun subsea structure[C]// Proceedings of the Offshore Technology Conference. Houston, 1995.
- [6] WHITE D J, MACONOCHE A J, CHEUK C Y, et al. An investigation into the bearing capacity of perforated mudmats[C]// Proceedings of Frontiers in Offshore Geotechnics. Perth, 2005: 459 - 465.
- [7] LI X, TIAN Y, GAUDIN C, et al. Comparative study of the compression and uplift of shallow foundations[J]. Computers & Geotechnics, 2015, **69**(5): 38 - 45.
- [8] HU Y, RANDOLPH M F, WATSON P G. Bearing response of skirted foundation on nonhomogeneous soil[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 1999, **125**(11): 924 - 935.
- [9] MARTIN C M, RANDOLPH M F. Applications of the lower and upper bound theorems of plasticity to collapse of circular foundations[C]// Proceedings of the 10th International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics. Tucson, 2001: 1417 - 1428.
- [10] MANA D S K, GOURVENEC S, MARTIN C M. Critical skirt spacing for shallow foundations under general loading[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2013, **139**(9): 1554 - 1566.
- [11] HU Y, RANDOLPH M F. Bearing capacity of cassion foundations on normally consolidated clay[J]. Soils & Foundations, 2002, **42**(5): 71 - 77.
- [12] 隋吉林. 潜坐结构物的吸附力研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2009: 15 - 16. (SUI Ji-lin. Study on adsorption power of submersible structure from sediment[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2009: 15 - 16. (in Chinese))
- [13] 郑 刚, 周海祚, 刁 钰, 等. 饱和黏性土中散体桩复合地基极限承载力系数研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(3): 385 - 399. (ZHENG Gang, ZHOU Hai-zuo, DIAO Yu, et al. Bearing capacity factor for granular column-reinforced composite ground in saturated soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(3): 385 - 399. (in Chinese))
- [14] 韩长玉, 夏小和, 王建华. 底面为曲面基础地基极限承载力上限解[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(2): 230 - 236. (HAN Chang-yu, XIA Xiao-he, WANG Jian-hua. Upper bound solutions of ultimate bearing capacity of curved footing[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(2): 230 - 236. (in Chinese))
- [15] YUN G, BRANSBY M F. The undrained vertical bearing capacity of skirted foundations[J]. Soils & Foundations, 2011, **47**(3): 493 - 505.
- [16] GOURVENEC S, RANDOLPH M, KINGSNORTH O. Undrained bearing capacity of square and rectangular footings[J]. International Journal of Geomechanics, 2006, **6**(3): 147 - 157.
- [17] 刘孟孟. 水下生产系统防沉板基础多维受荷承载特性研究[D]. 天津: 天津大学, 2018: 133 - 137. (LIU Meng-meng. Research on bearing capacity of mudmat foundation for underwater production system under multi-dimensional loading[D]. Tianjin: Tianjin University, 2018: 133 - 137. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201908007

单向冻结时开放条件下饱和砂岩冻胀试验 及 THM 耦合冻胀模型

吕志涛^{1, 2}, 夏才初^{*1, 2}, 李 强^{1, 2}, 王岳嵩^{1, 2}

(1. 同济大学土木工程学院地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘要: 为研究寒区岩石在梯度温度场中补水条件下的冻胀变形规律, 进行了单向冻结时开放条件下饱和砂岩冻胀试验。试验结果表明, 单向冻结时开放条件下饱和岩石冻胀过程中, 沿冻结方向的冻胀位移变化过程可分为冷缩阶段、原位冻胀阶段、分凝冻胀阶段 3 个阶段。分凝冻胀阶段冻结锋面趋于稳定, 冻胀变形持续增长, 与时间基本呈线性关系。此外, 分凝冻胀阶段补水量换算的迁移水分凝冻位移与冻结方向冻胀位移比较接近。随着平均温度梯度增大, 分凝冻胀变形速率增大, 且分凝冰位置与平均温度梯度线性相关。然后, 建立了考虑孔隙水原位冻胀与迁移水分凝冻胀的 THM 耦合冻胀模型。模型中, 孔隙水原位冻胀计算基于未冻水含量, 并引入约束系数表征岩石骨架对孔隙水冻胀约束程度; 迁移水分凝冻胀计算基于分凝势理论, 水分迁移速率与冻结缘处的温度梯度成正比。模型计算结果与试验结果对比表明, 建立的 THM 耦合冻胀模型能够比较准确地计算单向冻结时开放条件下饱和岩石冻胀位移, 并能够模拟出分凝冻胀时分凝冰层引起的位移突变及分凝冰位置, 可用于寒区冻胀敏感性岩石开放条件下冻胀变形计算。

关键词: 岩石; 冻胀试验; 开放条件; 分凝冻胀; THM 耦合冻胀模型

中图分类号: TU45 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1435-10

作者简介: 吕志涛(1990—), 男, 博士研究生, 主要从事寒区岩体力学及寒区工程方面的研究工作。E-mail: lvzhitao90@126.com

Frost heave experiments on saturated sandstone under unidirectional freezing conditions in an open system and coupled THM frost heave model

LÜ Zhi-tao^{1, 2}, XIA Cai-chu^{1, 2}, LI Qiang^{1, 2}, WANG Yue-song^{1, 2}

(1. Department of Geotechnical Engineering, College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory

of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: To study the frost heave of rocks in cold regions under temperature gradient with water supply, the frost heave experiments on saturated sandstone under unidirectional freezing conditions are conducted in an open system. The results show that the variation process of the frost heave parallel to freezing direction can be divided into three stages during the freezing process of rocks under unidirectional freezing conditions in an open system, namely, thermal contraction stage, in-situ frost heave stage, and segregation frost heave stage. During the segregation frost heave stage, the frost front tends to be stable, and the frost heave increases continuously in an approximately linear relationship with time. Moreover, the frost heave calculated by water migration amount is close to the measured frost heave parallel to freezing direction during the segregation frost heave stage. The segregation frost heave rate increases with the increase of the average temperature gradient, and the location of the segregation ice is in a linear relationship with the average temperature gradient. Furthermore, a coupled THM frost heave model considering the in-situ frost heave of pore water and the segregation frost heave of migrating water is proposed. In the model, the calculation of the in-situ frost heave is based on the unfrozen water content, and a constraint coefficient is introduced to consider the constraint extent of the rock skeleton to the frost heave of the pore ice. Besides, the calculation of the segregation frost heave is based on the segregation potential theory. Comparisons between the experimental and calculated results show that the proposed THM frost heave model is reliable to calculate the frost heave of rocks under unidirectional freezing conditions in an open system, and to simulate the displacement mutation due to segregation ice layer. Therefore, the proposed THM frost heave model is applicable to the frost heave calculation of

基金项目: 国家自然科学基金项目(41472248, 51778475)

收稿日期: 2018-07-02

*通讯作者(E-mail: tjxiacccb@126.com)

rock with frost susceptibility in cold regions.

Key words: rock; frost heave experiment; open system; segregation frost heave; coupled THM frost heave model

0 引言

寒区岩石冻胀会对隧道、公路等基础设施造成损害。以寒区隧道为例，含水围岩冻胀会对衬砌产生冻胀力作用，冻胀力作用下衬砌开裂是寒区隧道冻害的主要原因之一^[1]。因此，岩石冻胀变形规律及冻胀量计算是寒区工程冻害防治的重要基础。

根据水的补给条件，岩石的冻结可分为“封闭条件”与“开放条件”两种情况。封闭条件指冻结过程中岩石孔隙水不与外界发生交换而只在原位冻结的情况；开放条件指冻结过程有充分的水分补给，岩石在水热迁移作用下冻结的情况。

封闭条件下，岩石的冻胀取决于孔隙水的冻胀，陶履彬^[2]、康永水等^[3]进行的岩石冻胀试验均证明了这一结论。封闭条件下，对于孔隙率为 n 的饱和岩石，若假定孔隙水完全冻结且弹性模量为零，则可能产生 $9\%n$ 的冻胀体应变^[4]。然而，夏才初等^[5]对已有冻胀试验实测数据^[2-3, 6]进行统计，得出封闭条件下饱和岩石体积冻胀率约为 $2.17\%n$ 。岩石冻结过程中，孔隙水中未冻水含量随冻结温度变化^[4]，进而影响岩石冻胀率^[7]。Lü 等^[8]基于未冻水含量，建立了封闭条件下能够考虑冻结温度及岩石自身对冻胀约束作用影响的热力耦合冻胀模型。此外，上述试验均在各向均匀冻结条件下进行，得出的岩石冻胀各向均匀，而夏才初等^[9]进行了封闭条件下饱和岩石单向冻结试验证明，单向冻结时，沿冻结方向的冻胀应变大于垂直于冻结方向的冻胀应变。

开放条件下，迁移水和孔隙水的冻胀共同决定了岩石的冻胀，且通常迁移水的冻胀更显著，因此开放条件下岩石的冻胀一般比封闭条件下显著得多。Akagawa 等^[10]进行了饱和凝灰岩的冻胀试验，证明在开放条件下梯度温度场中，岩石冻胀过程中同样会出现分凝冻胀现象，存在引起水分向冻结锋面迁移的水力梯度，这与土体冻胀相似。Hallet 等^[11]、Murton 等^[12-13]也在饱和岩石开放条件下的冻胀试验中观察到了分凝冻胀现象。Matsuoka^[6]对饱和凝灰岩、安山岩、页岩等进行了开放条件下的冻胀试验，结果表明，冻结岩石的水热迁移现象受岩石比表面积、冻结速率、冻结持续时间及未冻水含量的影响。此外，试验证明岩石的抗拉强度影响分凝冰产生位置处的温度^[14-15]，抗拉强度越高，分凝冰产生位置的温度越低。

在理论计算方面，Neaupane 等^[16]、Kang 等^[17]先后建立了估算岩石冻结-融化过程中应力与变形特性的 THM 耦合模型，然而两者均没有实现对分凝冻胀

量的模拟计算。Duca 等^[18]从分凝冻胀导致岩石开裂的角度，基于非饱和孔隙介质的热力学理论建立 THM 耦合模型，模拟了冻结过程中分凝冻胀力超过岩石的抗拉强度导致岩石开裂的现象。然而，对于目前工程中亟待解决的开放条件下岩石冻胀变形量计算的问题，尚无比较可行的方法。而关于开放条件下土体冻胀变形计算的研究相对比较成熟，已提出了如毛细理论^[19]、刚冰模型^[20]、分凝势理论^[21]等理论模型。其中，分凝势理论得到广泛认可，并被认为同样适用于开放条件下岩石冻胀现象^[10]。

因此，为建立适用于开放条件下岩石冻胀变形计算的冻胀模型，本文首先进行单向冻结时开放条件下饱和砂岩冻胀试验，研究饱和岩石在梯度温度场中补水条件下的冻胀变形规律。然后，建立了考虑孔隙水原位冻胀与迁移水分凝冻胀的 THM 耦合冻胀模型，模型中孔隙水原位冻胀计算基于未冻水含量，迁移水分凝冻胀计算基于分凝势理论。最后利用试验结果对模型进行验证。

1 冻胀试验方案

单向冻结试验在自行设计的试验装置^[19]中进行，示意图如图 1 所示。恒温液分别循环流经冷端板、暖端板，按试验工况控制两端板温度恒定均匀。恒温液的温度由两台低温恒温液浴循环槽分别控制。试验过程中，试件侧面、冷端板和暖端板表面利用聚氨酯保温材料与外界隔热。

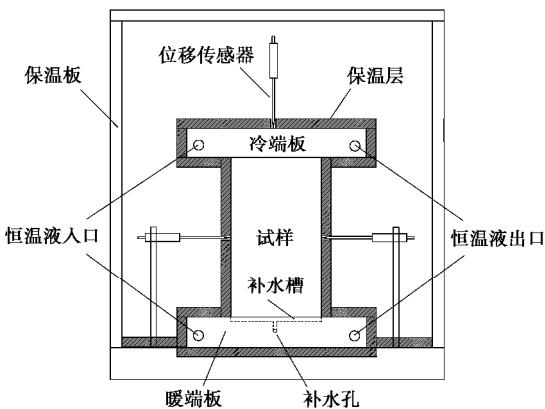


图 1 开放条件下单向冻结试验装置示意图

Fig. 1 Scheme of unidirectional freezing tests in an open system

为模拟岩石在有水分补给条件下的冻胀，开放条件下试验中，需要设计能够提供无压补水的装置。故根据 Mariotte 瓶原理设计了能够实现无压补水的装置如图 2(a)所示，其单次最大补水量为 30 mL。Mariotte 瓶身标有刻度，可根据液面变化直接读取补水量，读

数可精确到 0.2 mL。Mariotte 瓶出水口设置阀门可方便控制水分补给的开始与停止。暖端板设计时也预留了补水通道, 如图 2 (b) 所示。同时, 为防止补水过程中, 水分溢出, 暖端板上设计了深 10 mm 的集水槽。试验过程中, 将 Mariotte 瓶出水口与暖端板补水通道入口通过塑料管相连, Mariotte 瓶夹持在支架上, 通过调整 Mariotte 瓶的夹持高度可调节补水液面的高度。补水槽中铺一层滤纸以保证试验过程中试件底面均匀补水。补给水为常温蒸馏水, 将补水槽与暖端板结合, 可将补给水分的温度在补给过程中降低至与试样底端温度基本相同, 以减少补给水分温度对试验的影响。

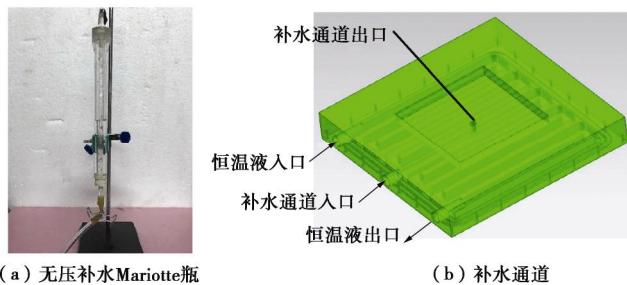


图 2 无压补水系统

Fig. 2 Water supply system with no pressure

试验所用砂岩的基本物理力学性质见表 1, 加工成 $8 \text{ cm} \times 8 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$ 长方体试件。试验设计冷端板 -5°C 、 -10°C 、 -15°C 三种温度工况, 暖端板的温度均为 $+1^\circ\text{C}$ 。

表 1 砂岩基本物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of sandstone

干密度 $(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	饱和密度 $(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	孔隙率 /%	抗拉强度/MPa	抗压强度/MPa	弹性模量/GPa	泊松比
2.08	2.27	18.4	1.00	8.52	2.30	0.24

沿冻结方向的冻胀位移由固定在冷端板上竖直的位移传感器测量, 垂直于冻结方向的冻胀位移由布置在同一水平线两个位移传感器测量, 如图 1 所示。将热敏电阻传感器埋入试件侧面中部测量温度变化情况, 埋深 2 cm。试验前对试件进行真空饱和, 试验过程中, 试件外侧包裹聚氯乙烯薄膜, 防止水分蒸发。

2 冻胀试验结果

2.1 冻胀变形规律

3 种温度工况下, 冻胀位移与试件中部温度变化过程如图 3 所示, 图 4 截取了 0~350 min 的温度变化以突出相变过程。

由图 3, 4 可见, 试件温度变化过程可分为 4 个阶段: 快速降温阶段、相变阶段、缓慢降温阶段、稳定阶段。试验开始, 岩石试件在温度梯度作用下, 从冷端开始冻结, 冻结锋面不断向下迁移。冻结锋面处,

孔隙水开始相变成冰, 释放潜热。随着冻结锋面继续向下迁移, 温度场逐渐达到平衡, 进入稳定阶段。由于 -5°C 工况下, 相变温度与稳定温度差值较小, 相变阶段与缓慢降温阶段的界限不明显, 而 -10°C 、 -15°C 工况下四阶段特征比较明显。此外, 冷端温度越低, 相变阶段的持续时间越短, 越早达到稳定阶段。

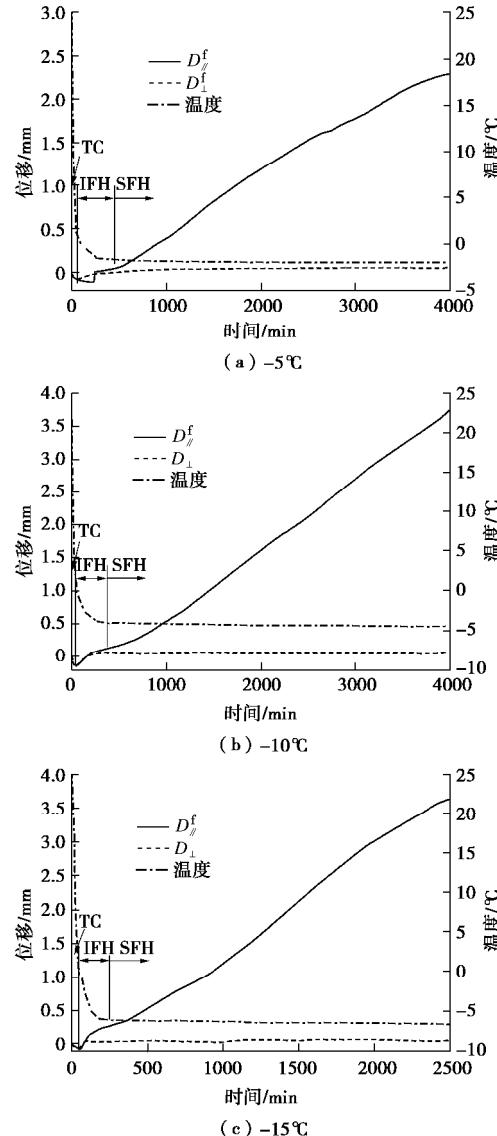


图 3 冻胀位移与温度随时间变化曲线

Fig. 3 Variation of frost heave displacement and temperature

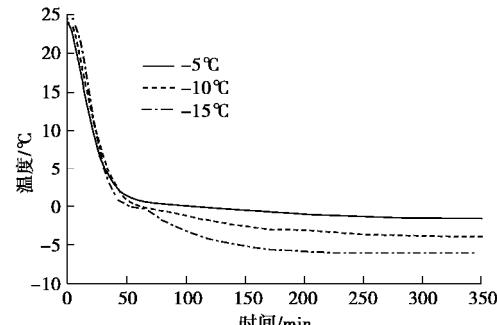


图 4 不同工况下温度变化曲线

Fig. 4 Variation of temperature under different conditions

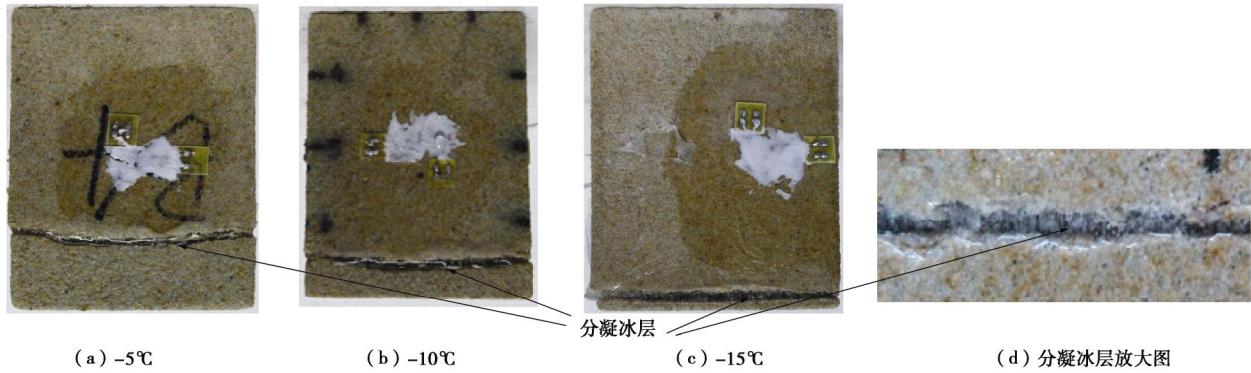


图 5 冻胀后试件中分凝冰层照片

Fig. 5 Photos of segregation ice layer in specimens after experiments

由图 3 可见, 试验初始阶段, 由于冷缩作用, 冻结方向位移 $D_{//}^f$ 与垂直冻结方向位移 D_{\perp}^f 均为负值。其后, 随着试件局部温度降至 0℃ 以下, 岩石中部分孔隙水开始冻结, D_{\perp}^f 逐渐增长为正值并最终达到稳定。然而, 与 D_{\perp}^f 显著不同, $D_{//}^f$ 的变化过程可分为 3 个阶段: 冷缩 (thermal contraction, TC) 阶段、原位冻胀 (in-situ frost heave, IFH) 阶段、分凝冻胀 (segregation frost heave, SFH) 阶段, 如图 3 所示。

冷缩阶段: 试验开始, 在梯度温度场作用下, 试件开始降温, 并表现为冷缩变形, $D_{//}^f$ 为负值。

原位冻胀阶段: 在梯度温度场作用下, 试件从冷端面开始冻结, 冻结锋面向下迁移, 当冻胀作用大于冷缩作用时, $D_{//}^f$ 开始增长, 并逐渐变为正值。此阶段变形速率先大后小, 并有趋于平稳的趋势。由于此阶段持续时间较短, 且冻结锋面持续向下迁移, 此阶段的冻胀变形由孔隙水原位冻结产生。

分凝冻胀阶段: 此阶段冻结锋面趋于稳定, $D_{//}^f$ 持续增长, 与时间基本呈线性关系。冻结锋面趋于稳定后, 在温度梯度作用下, 冻结锋面下暖端未冻结部分岩石中水分向上迁移, 迁移水在冻结锋面处不断分凝成冰。冻结锋面冰晶体的不断生长在岩石内部形成沿冻结方向的冻胀力, 当冻胀力大于岩石抗拉强度时, 沿冻结锋面逐渐形成垂直于冻结方向的裂隙。随后, 迁移水不断在裂隙处分凝成冰, 形成分凝冰层, 如图 5 所示, 冰层不断增长使得沿冻结方向位移不断增加。由图 3 可见, 迁移水分凝冻胀量比孔隙水原位冻胀量大得多。此外, 随着平均温度梯度增大, 分凝冻胀变形速率增大。

2.2 补水量与冻胀变形的关系

开放条件下试验过程中, 从暖端通过 Mariotte 瓶提供无压水分补给, 补水量随时间变化曲线如图 6 所示。3 种梯度温度工况下, 补水量变化曲线具有相同的变化特征, 均可分为两个阶段。试验初始阶段, 补

水量保持为零, 此阶段在冷端板低温作用下, 试件上部开始冻结, 冻结锋面迅速向下迁移。虽然有温度梯度存在, 由于渗透路径较长且冻结锋面持续迁移, 没有明显的水分补给。随着冻结锋面逐渐稳定, 水分开始补给, 补水量随时间基本呈线性增长。冷端板温度越低, 温度梯度越大, 冻结锋面稳定的时间越早, 补水量开始增长的时间越早, 补水量增长的速率越快。

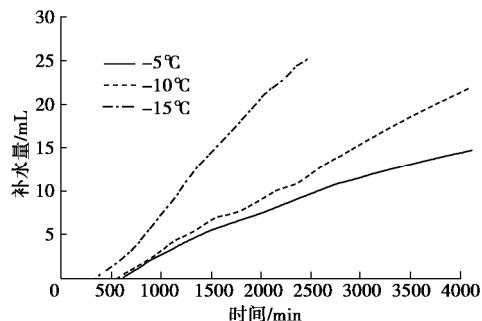


图 6 不同工况下补水量曲线

Fig. 6 Variation of water migration under different conditions

可将补水量按下式换算为迁移水分凝冻胀位移 Δh :

$$\Delta h = 1.09Q/A \quad , \quad (1)$$

式中, 1.09 为水冻结成冰的体积膨胀系数, Q 为水分迁移补给量, A 为试件截面积。

由补水量换算得到的迁移水分凝冻胀位移与试验测得的冻结方向位移对比如图 7 所示。在分凝冻胀阶段, 补水量换算的迁移水分凝冻胀位移与冻结方向冻胀位移曲线形态相近, 量值也比较接近。从而证明了分凝冻胀阶段的冻胀位移由迁移水分凝产生。理论上, 试验测得的沿冻结方向冻胀位移为孔隙水原位冻胀与迁移水分凝冻胀之和, 因此, 冻结方向冻胀位移应大于迁移水分凝冻胀位移。图 7 中曲线基本上符合这一规律, 局部不符合是由于开放条件下孔隙水原位冻胀产生的冻胀位移较小, 且试验测量存在一定误差所致。

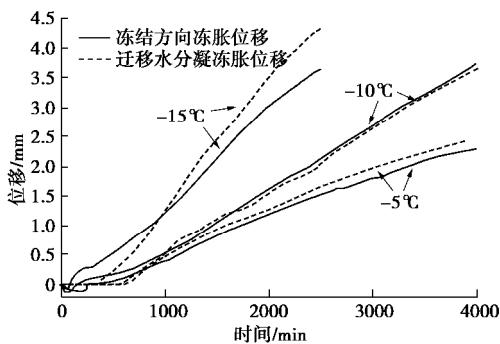


图 7 迁移水分凝冻胀与冻结方向冻胀位移对比

Fig. 7 Comparison between segregation frost heave and frost heave parallel to freezing direction

2.3 分凝冰形成位置

试验中, 实测冷端板-5℃, -10℃, -15℃ 3 种工况下, 分凝冰形成位置距试件底面的平均距离分别为 22.67, 12.58, 4.25 mm。分凝冰位置与平均温度梯度的关系如图 8 所示。3 种温度梯度条件下, 分凝冰位置与平均温度梯度线性相关, 拟合相关系数 $R^2=0.997$ 。Nakamura 等^[15]曾利用直径 55 mm、高 70 mm 的凝灰岩、砂岩试件进行单向冻结时开放条件下冻胀试验, 分凝冰位置与平均温度梯度对应关系见图 8。与本文试验结果相似, 对于相同岩石, 分凝冰位置与平均温度梯度线性相关, 尽管不同岩石在相同的平均温度梯度时分凝冰位置不同。

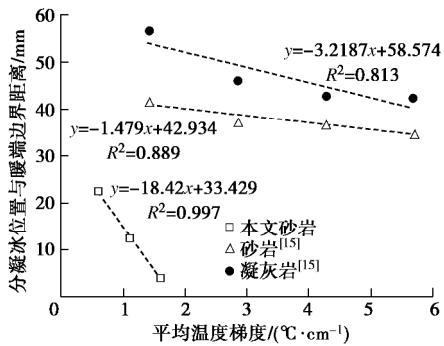


图 8 分凝冰位置与平均温度梯度的关系

Fig. 8 Location of segregation ice with temperature gradient

3 THM 耦合冻胀模型

为便于研究, THM 耦合冻胀模型的提出基于以下假定: ①岩石内部的热传导满足 Fourier 定律; ②岩石与冰均为均质、各向同性弹性材料; ③忽略岩石与冰的力学性质随温度的变化; ④水分迁移只发生在冻结锋面以下的未冻结岩石部分。

3.1 热传导控制方程

温度场计算是冻胀量计算的基础。Zhou 等^[22]的研究表明, 孔隙水对温度场的影响较大, 应予以考虑, 而迁移水对温度场的影响较小, 可忽略。

考虑饱和岩石内孔隙水水冰相变的热传导控制方程可以表示为^[8]

$$C_{\text{eq}} \frac{\partial T}{\partial t} - \nabla(I_{\text{ef}} \nabla T) = 0 \quad , \quad (2)$$

式中, T , t 分别为温度与时间, C_{eq} 为饱和岩石考虑水冰相变潜热的等效体积热容, I_{ef} 为水、冰、岩石颗粒混合物的有效导热系数。

C_{eq} 可表示为^[8]

$$C_{\text{eq}} = \begin{cases} C + L r_w \frac{\partial q_w}{\partial T} & (T \leqslant T_0) \\ C & (T > T_0) \end{cases} \quad , \quad (3)$$

式中, L 为单位质量的水相变时释放的潜热, 取 334 kJ/kg, r_w 为水的密度, q_w 为未冻水的体积含水率, T_0 为孔隙水的相变起点, 本文取为 0℃。 C 为水、冰、岩石颗粒混合物的体积热容, 可表示为^[23]

$$C = (1-n)C_s + q_w C_w + q_i C_i \quad , \quad (4)$$

式中, C_s , C_w , C_i 分别为岩石骨架、水、冰的体积热容, n 为岩石孔隙率, q_i 为体积含冰量, 取 $q_i = n - q_w$ 。

I_{ef} 采用对数法则可表示为^[23]

$$I_{\text{ef}} = I_s^{1-n} I_w^{q_w} I_i^{q_i} \quad , \quad (5)$$

式中, I_s , I_w , I_i 分别为岩石骨架、水、冰的导热系数。

q_w 可表示为

$$q_w = (1-n) r_s w / r_w \quad , \quad (6)$$

式中, r_s 为岩石颗粒密度, w 为未冻水含量^[24],

$$w = w^* + (w_0 - w^*) e^{a(T-T_0)} \quad , \quad (7)$$

式中, w^* 为低温残余未冻水含量, w_0 为温度为 T_0 时的未冻水含量, a 为描述未冻水冻结速率的材料参数。文中试验用砂岩与文献[8]所用砂岩为同一批试件, 参考文献[8], $w^*=0.0062$, $w_0=0.0884$, $a=0.5$ 。

3.2 孔隙水原位冻胀应变

孔隙水原位冻胀产生的冻胀体应变 e_v^{fi} 为^[8]

$$e_v^{\text{fi}} = \Delta V_{\text{pi}} / V_0 = 0.09z(n - q_w) \quad , \quad (8)$$

式中, ΔV_{pi} 为孔隙水冻胀导致的岩石体积增量, V_0 为岩石的初始体积, z 为表征岩石骨架对孔隙水冻胀约束程度的约束系数, 对文中试验用砂岩, 参考文献[8], 取 $z=0.5009$ 。

冻胀体应变的变化率 \dot{e}_v^{fi} 为

$$\dot{e}_v^{\text{fi}} = -0.09z \frac{\partial q_w}{\partial t} = -0.09z \frac{\partial q_w}{\partial T} \frac{\partial T}{\partial t} \left(T < T_0, \frac{\partial T}{\partial t} < 0 \right) \quad . \quad (9)$$

将式(6), (7) 代入式(9), 并将其对时间积分分得

$$\begin{aligned} \mathbf{e}_v^{\text{fi}} = -\int_0^t 0.09Z \frac{(1-n)R_s}{r_w} (w_0 - w^*) e^{a(T-T_0)} a \frac{\partial T}{\partial t} dt \\ \left(T < T_0, \frac{\partial T}{\partial t} < 0 \right) . \end{aligned} \quad (10)$$

利用量纲为“1”的参数 x 将孔隙水原位冻胀体应变 \mathbf{e}_v^{fi} 分配到 x, y, z 方向^[24]:

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{e}_{\text{fix}} &= 0.5(1-x)\mathbf{e}_v^{\text{fi}}, \\ \mathbf{e}_{\text{fy}} &= 0.5(1-x)\mathbf{e}_v^{\text{fi}}, \\ \mathbf{e}_{\text{fz}} &= x\mathbf{e}_v^{\text{fi}}, \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

式中, \mathbf{e}_{fix} , \mathbf{e}_{fy} , \mathbf{e}_{fz} 分别为沿 x, y, z 轴的孔隙水原位冻胀应变分量, 其中 z 轴方向为冻结方向。假定孔隙水冻胀沿各方向相等, 则 x 取 $1/3$ 。

3.3 迁移水分凝冻胀应变

对于冻胀敏感性岩石, 引入分凝势理论以计算迁移水分凝冻胀量。任意时刻, 水分迁移速率 v 可按下列式计算^[21, 25]:

$$v = S_p \cdot \text{grad}T , \quad (12)$$

式中, S_p 为分凝势, $\text{grad}T$ 为冻结缘处的温度梯度。

迁移水分凝冻胀产生的冻胀体应变 \mathbf{e}_v^{fs} 可表示为

$$\mathbf{e}_v^{\text{fs}} = \Delta V_{\text{ps}} / V_0 = 1.09 V_w / V_0 , \quad (13)$$

式中, ΔV_{ps} 为迁移水冻胀导致的岩石体积增量, V_w 为迁移水体积。

迁移水分凝冻胀体应变变化率 $\dot{\mathbf{e}}_v^{\text{fs}}$ 为

$$\begin{aligned} \dot{\mathbf{e}}_v^{\text{fs}} &= \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\mathbf{e}_v^{\text{fs}}(t + \Delta t) - \mathbf{e}_v^{\text{fs}}(t)}{\Delta t} \\ &= \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{1.09 \frac{V_w(t + \Delta t) - V_w(t)}{\Delta t}}{V_0} = \frac{1.09 v \cdot A}{V_0} \\ &= \frac{1.09 v \cdot A}{A \cdot l} = \frac{1.09 v}{l} \quad \left(T_s - \Delta T < T < T_s, \frac{\partial T}{\partial t} \leqslant 0 \right), \end{aligned} \quad (14)$$

式中, A 为冻结锋面的面积, l 为冻结缘沿冻结方向的长度, T_s 为分凝冰产生位置处的温度, ΔT 为冻结缘的温度区间跨度。

将式 (12) 代入式 (14), 并将其对时间积分可得

$$\mathbf{e}_v^{\text{fs}} = \int_{t_{\text{ini}}}^t \dot{\mathbf{e}}_v^{\text{fs}} dt = \int_{t_{\text{ini}}}^t \frac{1.09 \cdot S_p \cdot \text{grad}T}{l} dt , \quad (15)$$

式中, t_{ini} 为分凝冻胀起始时间。

分凝冰层的生长沿冻结方向, 因此可假定分凝冻胀体应变全部作用于冻结方向, 则可得

$$\mathbf{e}_{\text{fsx}} = \mathbf{e}_{\text{fsy}} = 0, \mathbf{e}_{\text{fsz}} = \mathbf{e}_v^{\text{fs}} , \quad (16)$$

式中, \mathbf{e}_{fsx} , \mathbf{e}_{fsy} , \mathbf{e}_{fsz} 分别为沿 x, y, z 轴的迁移水分凝冻胀应变分量。

3.4 力学平衡方程

在冻结过程中, 岩石的总应变 \mathbf{e}_t 包括岩石内部力学相互约束产生的应变分量 \mathbf{e}_e 、孔隙水原位冻胀应变

分量 \mathbf{e}_{fi} 、迁移水分凝冻胀应变 \mathbf{e}_{fs} 、热应变 \mathbf{e}_T , 可得

$$\mathbf{e}_t = \mathbf{e}_e + \mathbf{e}_{\text{fi}} + \mathbf{e}_{\text{fs}} + \mathbf{e}_T . \quad (17)$$

将式 (11), (16) 及虎克定律代入式 (17) 可得

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{e}_{tx} &= \frac{1}{E} [\mathbf{s}_x - n(\mathbf{s}_y + \mathbf{s}_z)] + 0.5(1-x)\mathbf{e}_v^{\text{fi}} + a(T - T_i) , \\ \mathbf{e}_{ty} &= \frac{1}{E} [\mathbf{s}_y - n(\mathbf{s}_x + \mathbf{s}_z)] + 0.5(1-x)\mathbf{e}_v^{\text{fi}} + a(T - T_i) , \\ \mathbf{e}_{tz} &= \frac{1}{E} [\mathbf{s}_z - n(\mathbf{s}_x + \mathbf{s}_y)] + xe_v^{\text{fi}} + \mathbf{e}_v^{\text{fs}} + a(T - T_i) , \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

式中, \mathbf{e}_{tx} , \mathbf{e}_{ty} , \mathbf{e}_{tz} 分别为沿 x, y, z 轴的总应变分量, E , n , a , T_i 分别为岩石的弹性模量、泊松比、热膨胀系数、初始温度。

由式 (18) 解出 \mathbf{s}_x , \mathbf{s}_y , \mathbf{s}_z 并代入弹性力学平衡微分方程, 可得冻胀过程的力学平衡方程:

$$\left. \begin{aligned} (I+G) \frac{\partial q}{\partial x} + G \nabla^2 u - [I+G(1-x)] \cdot \\ \frac{\partial e_v^{\text{fi}}}{\partial x} - I \frac{\partial e_v^{\text{fs}}}{\partial x} - a(3I+2G) \frac{\partial(T-T_i)}{\partial x} = 0 , \\ (I+G) \frac{\partial q}{\partial y} + G \nabla^2 v - [I+G(1-x)] \cdot \\ \frac{\partial e_v^{\text{fi}}}{\partial y} - I \frac{\partial e_v^{\text{fs}}}{\partial y} - a(3I+2G) \frac{\partial(T-T_i)}{\partial y} = 0 , \\ (I+G) \frac{\partial q}{\partial z} + G \nabla^2 w - (I+2Gx) \frac{\partial e_v^{\text{fi}}}{\partial z} - \\ (I+2G) \frac{\partial e_v^{\text{fs}}}{\partial z} - a(3I+2G) \frac{\partial(T-T_i)}{\partial z} = 0 , \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

式中, I 为拉梅常数, G 为剪切模量, u , v , w 分别为沿 x, y, z 轴的位移分量, $q = \mathbf{e}_{tx} + \mathbf{e}_{ty} + \mathbf{e}_{tz} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z}$ 。

4 基于 THM 耦合冻胀模型的冻胀过程数值模拟

利用 COMSOL Multiphysics 软件求解 THM 耦合模型的控制方程 (式 (2), (10), (15), (19)), 对单向冻结时开放条件下砂岩冻胀试验进行数值模拟。

4.1 数值建模与边界条件

由于模型的对称性, 取试件的 $1/4$ 进行建模, 几何尺寸如图 9 所示。侧面 A, B 的温度与位移边界条件均为对称边界条件。边界 D, E, F 的位移边界条件为自由位移边界, 底面 C 的位移边界为固定边界。试验中试件周围用隔热材料绝热, 因此侧面 D, F 假定为绝热边界。试验中, 恒温液在冷、暖端板空腔内循环流动, 恒温液与端板壁之间为对流换热。因此, 模型顶面 E 、底面 C 的温度边界条件为对流换热条件,

可表示为

$$-\mathbf{n} \cdot (-I_{\text{ef}} \nabla T) = h(T_{\text{ext}} - T) , \quad (20)$$

式中, \mathbf{n} 为边界外法线单位向量, h 为恒温液与端板壁之间的对流换热系数, T_{ext} 为冷、暖端板中恒温液的温度。初始温度为 $T_i=24^\circ\text{C}$, 岩石的热膨胀系数 $\alpha=18.0 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$, 其余参数取值见表 2。

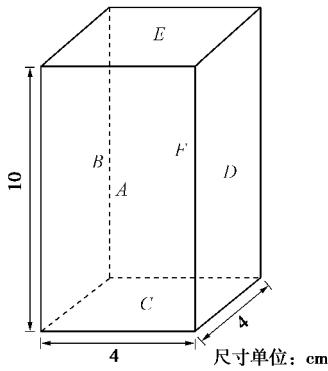


图 9 数值模型

Fig. 9 Numerical model

表 2 计算参数取值

Table 2 Values of parameters

介质	密度 /(kg·m ⁻³)	导热系数 /(W·m ⁻¹ ·°C ⁻¹)	体积热容 /(kJ·m ⁻³ ·°C ⁻¹)
岩石骨架	2551	1.00	1735
水	1000	0.58	4180
冰	917	2.22	1916

4.2 温度场计算

温度场计算中, 首先需要确定恒温液与冷、暖端板之间的对流换热系数。由于恒温液在冷端板内的循环速率大于在暖端板内的速率, 恒温液与冷端板间的对流换热系数 h_1 大于与暖端板间的对流换热系数 h_2 。利用冷端板-10℃工况的试验温度结果反演对流换热系数, 得出当 $h_1=250 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{°C})$, $h_2=100 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{°C})$ 时, 与测量点对应位置坐标为 $(0.02, 0, 0.05)$ 处温度计算结果与实测结果吻合较好, 如图 10 所示。然后, 利用冷端板-5℃、-15℃工况的试验温度结果对反演参数进行验证, 两种工况下测点温度计算结果与试验结果对比如图 11。-5℃工况试验温度与计算温度吻合较好, -15℃工况在缓慢下降段存在一定的误差, 整体上温度计算结果比较接近实测值。

以-15℃工况为例, 提取不同时刻模型对称轴线上温度变化曲线如图 12 所示。从 160 min 至 240 min, 冻结锋面 (0°C 对应高度所在的面) 快速向下迁移, 但从 260 min 至 280 min, 冻结锋面下移很小距离, 基本达到稳定。因此, 可取-15℃工况下分凝冻胀起始时间 $t_{\text{ini}}=260 \text{ min}$ 。同理可确定-5℃, -10℃工况下,

分凝冻胀起始时间分别为 600, 540 min。

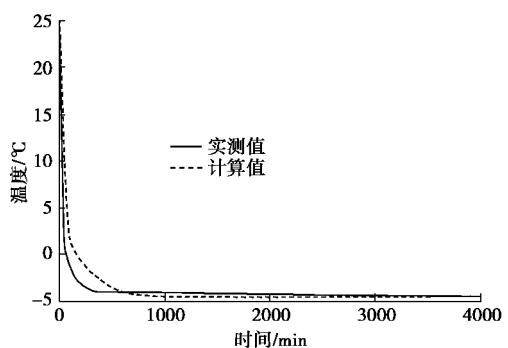


图 10 冷端板-10℃工况试验与计算温度对比

Fig. 10 Experimental and calculated temperatures under -10°C

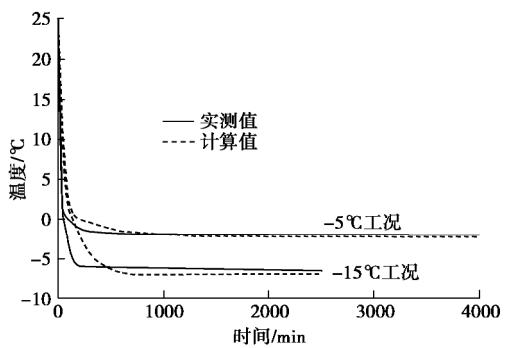


图 11 试验与计算温度对比

Fig. 11 Comparison between experimental and calculated temperatures

此外, 由图 12 可见, 冻结锋面迁移过程中, 温度沿试件高度的分布基本呈以冻结锋面为转折点的两段折线。随着冻结锋面逐渐稳定, 温度沿试件高度的分布逐渐过渡为线性分布。

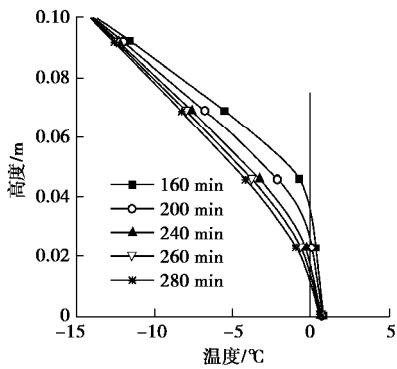


图 12 冻结锋面迁移

Fig. 12 Evolution of freezing front

4.3 冻胀变形计算

Nakamura 等^[15]证明分凝冰产生位置的温度取决于岩石的抗拉强度, Nakamura 的试验中凝灰岩的抗拉强度为 1.03 MPa, 分凝冰产生位置的温度为-0.92℃。本文砂岩的抗拉强度为 1.0 MPa, 因此, 计算中分凝

冰产生位置处的温度 T_s 取 -1.0°C ，冻结缘的温度区间跨度 ΔT 取 0.5°C ，即迁移水在 $-1.0^{\circ}\text{C} \sim -1.5^{\circ}\text{C}$ 范围内的岩石中形成冰晶体，并逐渐形成分凝冰层。

此外，冻胀变形计算中，仍需要确定分凝势 S_p 。利用冷端板 -1.0°C 工况的冻胀位移试验结果反演分凝势 S_p ，得出当 $S_p = 1.4046 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{C/s}$ 时，冻胀位移计算结果与试验结果吻合较好，如图 13 所示。

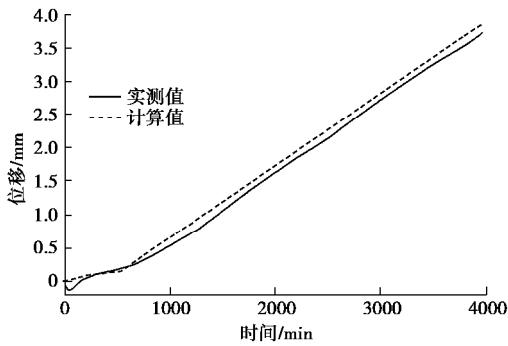


图 13 冷端板 -10.0°C 工况试验与计算位移对比

Fig. 13 Experimental and calculated displacements under -10.0°C

利用反演参数取值对冷端板 -5°C , -15°C 两种工况进行模拟，计算结果与试验结果对比如图 14 所示。图 14 中分凝冻胀变形段实测值与计算值吻合较好，说明 THM 耦合冻胀模型中利用分凝势理论构建的迁移水分凝冻胀应变可以较好地反映分凝冻胀的实际情况。此外，孔隙水原位冻胀段实测值与计算值有一定的误差，尤其是在冷端板 -15°C 工况下。夏才初等^[9]的研究表明，单向冻结条件下，孔隙水原位冻胀在冻结方向的冻胀量大于垂直于冻结方向的冻胀量，而 THM 耦合模型中计算孔隙水原位冻胀时假定为各向均匀冻胀，引起了一定的误差。

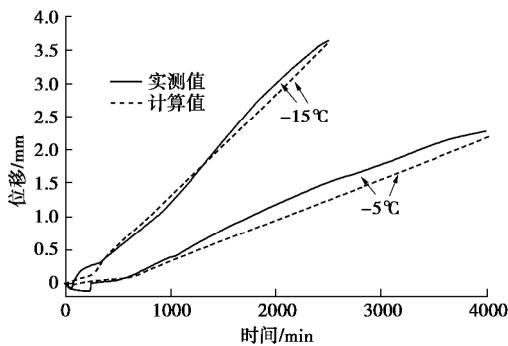


图 14 试验与计算位移对比

Fig. 14 Comparison between experimental and calculated displacements

THM 耦合冻胀模型计算得到的冷端板 -5°C , -10°C , -15°C 3 种工况下试验结束时温度场分布、位移场分布及其与试件照片的对比如图 15~17 所示。3 种工况下计算得冻胀位移沿试件高度的变化如图 18 所示。

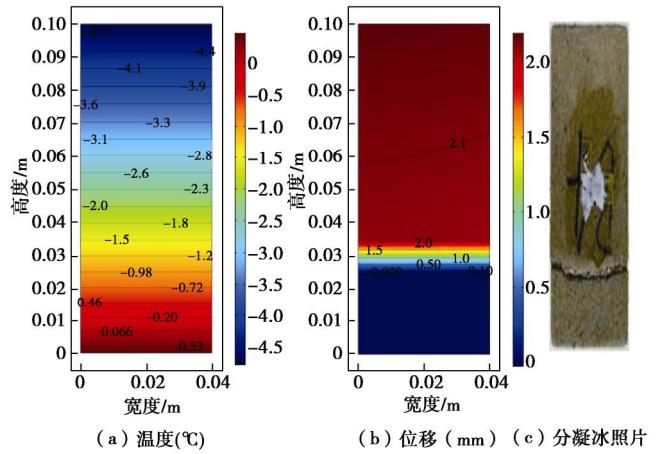


图 15 冷端板 -5°C 工况下温度场与位移场

Fig. 15 Temperatures and displacements under -5°C

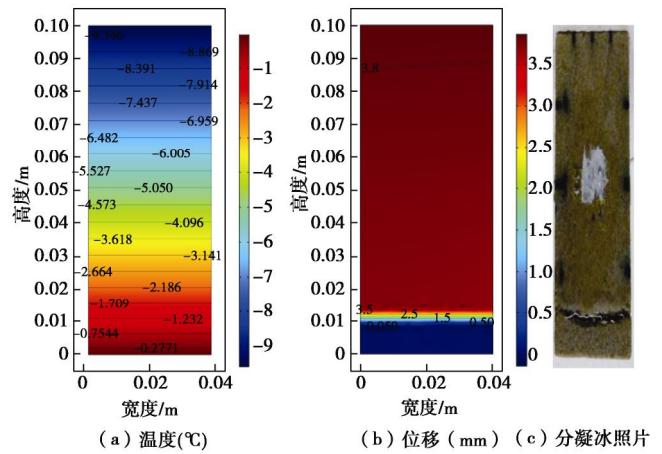


图 16 冷端板 -10°C 工况下温度场与位移场

Fig. 16 Temperatures and displacements under -10°C

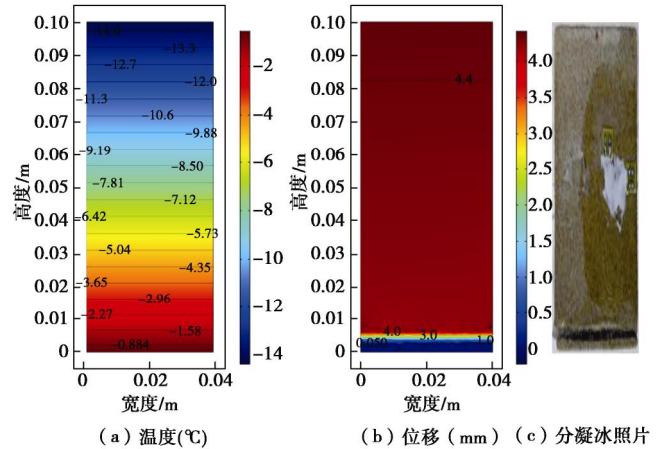


图 17 冷端板 -15°C 工况下温度场与位移场

Fig. 17 Temperatures and displacements under -15°C

由图 15~17 可见，3 种工况下，照片中分凝冰位置对应温度场中温度均约为 -1.0°C ，说明文中分凝冰处温度确定合理。此外，计算得位移突变位置与照片中分凝冰位置对应基本吻合，且计算位移主要发生在分凝冰形成位置，与试验实际情况比较符合。试验实测 3 种工况下，分凝冰形成位置高度分别为 22.67,

12.58, 4.25 mm, 图 18 中计算得 3 种工况下冻胀位移的突变位置分别为 24.10, 10.30, 4.54 mm, 均比较接近。

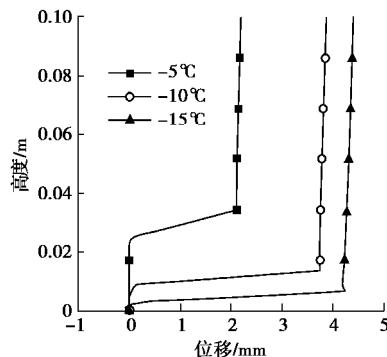


图 18 位移沿高度变化

Fig. 18 Variation of displacement with height

因此, 文中建立的 THM 耦合冻胀模型, 能够比较准确地计算单向冻结时开放条件下饱和岩石冻胀位移, 并能够模拟出分凝冻胀时分凝冰层引起的位移突变及分凝冰位置。

5 结 论

本文进行了单向冻结时开放条件下饱和砂岩冻胀试验, 研究了饱和岩石在梯度温度场中补水条件下的冻胀变形规律。然后, 建立了考虑孔隙水原位冻胀与迁移水分凝冻胀的 THM 耦合冻胀模型; 模型中, 孔隙水原位冻胀计算基于未冻水含量, 并引入约束系数 ζ 表征岩石骨架对孔隙水冻胀约束程度, 迁移水分凝冻胀计算基于分凝势理论, 水分迁移速率与冻结缘处的温度梯度成正比。得出如下结论:

(1) 单向冻结时开放条件下饱和岩石冻胀过程中, 沿冻结方向的冻胀位移变化过程可分为 3 个阶段: 冷缩阶段、原位冻胀阶段、分凝冻胀阶段。

(2) 分凝冻胀阶段冻结锋面趋于稳定, 冻胀变形持续增长, 与时间基本呈线性关系。分凝冻胀阶段, 补水量换算的迁移水分凝冻胀位移与冻结方向冻胀位移比较接近。随着平均温度梯度增大, 分凝冻胀变形速率增大, 且分凝冰位置与平均温度梯度线性相关。

(3) 对于冻胀敏感性岩石, 文中建立的 THM 耦合冻胀模型, 能够比较准确地计算单向冻结时开放条件下饱和岩石冻胀位移, 并能够模拟出分凝冻胀时分凝冰层引起的位移突变及分凝冰位置, 可用于寒区岩石开放条件下冻胀变形计算。

参考文献:

[1] 张俊儒, 仇文革. 昆仑山隧道冻胀力现场测试及其数据分析[J]. 岩土力学, 2006, 27(增刊 1): 564 – 568. (ZHANG

Jun-ru, QIU Wen-ge. In-situ test and data analysis of frost-heave force of Kunlun Mountain Tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(S1): 564 – 568. (in Chinese))

- [2] 陶履彬. 岩石冻胀性与其含水率关系的试验研究[C]//第一届华东岩土工程学术大会论文集. 无锡, 1990: 387 – 396. (TAO Lü-bing. Experimental study of the relationship between the frost heave ratio and the water content of the rock[C]// Proceedings of the First Session of the East China Geotechnical Conference. Wuxi, 1990: 387 – 396. (in Chinese))
- [3] 康永水, 刘泉声, 赵军, 等. 岩石冻胀变形特征及寒区隧道冻胀变形模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(12): 2518 – 2526. (KANG Yong-shui, LIU Quan-sheng, ZHAO Jun, et al. Research on frost deformation characteristics of rock and simulation of tunnel frost deformation in cold region[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(12): 2518 – 2526. (in Chinese))
- [4] MELLOR M. Phase composition of pore water in cold rocks[R]. Hanover: Cold Regions Research and Engineering Laboratory, 1970.
- [5] 夏才初, 黄继辉, 韩常领, 等. 寒区隧道岩体冻胀率的取值方法和冻胀敏感性分级[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(9): 1876 – 1885. (XIA Cai-chu, HUANG Ji-hui, HAN Chang-ling, et al. Evaluation of the frost-heave ratio and classification of the frost heave susceptibility for rock mass around cold region tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(9): 1876 – 1885. (in Chinese))
- [6] MATSUOKA N. Mechanisms of rock breakdown by frost action: an experimental approach[J]. Cold Regions Science and Technology, 1990, 17(3): 253 – 270.
- [7] 刘泉声, 黄诗冰, 康永水, 等. 低温饱和岩石未冻水含量与冻胀变形模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(10): 2000 – 2012. (LIU Quan-sheng, HUANG Shi-bing, KANG Yong-shui, et al. Study of unfrozen water content and frost heave model for saturated rock under low temperature[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(10): 2000 – 2012. (in Chinese))
- [8] LÜ Z, XIA C, LI Q. Experimental and numerical study on frost heave of saturated rock under uniform freezing conditions[J]. Journal of Geophysics and Engineering, 2018, 15(2): 593 – 612.
- [9] 夏才初, 李强, 吕志涛, 等. 各向均匀与单向冻结条件下饱和岩石冻胀变形特性对比试验研究[J]. 岩石力学与工程学报

- 学报, 2018, **37**(2): 274 – 281. (XIA Cai-chu, LI Qiang, LÜ Zhi-tao, et al. Comparative experimental study on frost deformation characteristics of saturated rock under uniform freezing and uni-directional freezing conditions[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(2): 274 – 281. (in Chinese))
- [10] AKAGAWA S, FUKUDA M. Frost heave mechanism in welded tuff[J]. Permafrost and Periglacial Processes, 1991, **2**(4): 301 – 309.
- [11] HALLET B, WALDER J, STUBBS C. Weathering by segregation ice growth in microcracks at sustained subzero temperatures: verification from an experimental study using acoustic emissions[J]. Permafrost and Periglacial Processes, 1991, **2**(4): 283 – 300.
- [12] MURTON J, COUTARD J, LAUTRIDOU J, et al. Physical modelling of bedrock brecciation by ice segregation in permafrost[J]. Permafrost and Periglacial Processes, 2001, **12**(3): 255 – 266.
- [13] MURTON J, PETERSON R, OZOUF J. Bedrock fracture by ice segregation in cold regions[J]. Science, 2006, **314**: 1127 – 1129.
- [14] AKAGAWA S, SATOH M, KANIE S, et al. Effect of tensile strength on ice lens initiation temperature[C]//Cold Regions Engineering 2006. Orono, 2006: 1 – 12.
- [15] NAKAMURA D, GOTO T, SUZUKI T, et al. Basic study on the frost heave pressure of rocks: dependence of the location of frost heave on the strength of the rock[C]//Cold Regions Engineering 2012: Sustainable Infrastructure Development in a Changing Cold Environment. Quebec City, 2012: 124 – 133.
- [16] NEAUPANE K, YAMABE T, YOSHINAKA R. Simulation of a fully coupled thermo-hydro-mechanical system in freezing and thawing rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1999, **36**(5): 563 – 580.
- [17] KANG Y, LIU Q, HUANG S. A fully coupled thermo-hydro-mechanical model for rock mass under freezing/thawing condition[J]. Cold Regions Science and Technology, 2013, **95**: 19 – 26.
- [18] DUCA S, ALONSO E, SCAVIA C. A permafrost test on intact gneiss rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2015, **77**: 142 – 151.
- [19] EVERETT D. The thermodynamics of frost damage to porous solids[J]. Transactions of the Faraday Society, 1961, **57**: 1541 – 1551.
- [20] O'NEILL K, MILLER R. Exploration of a rigid ice model of frost heave[J]. Water Resources Research, 1985, **21**(3): 281 – 296.
- [21] KONRAD J. Sixteenth Canadian Geotechnical Colloquium: Frost heave in soils: concepts and engineering[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1994, **31**(2): 223 – 245.
- [22] ZHOU J, WEI C, WEI H, et al. Experimental and theoretical characterization of frost heave and ice lenses[J]. Cold Regions Science and Technology, 2014, **104/105**: 76 – 87.
- [23] TAN X, CHEN W, TIAN H, et al. Water flow and heat transport including ice/water phase change in porous media: Numerical simulation and application[J]. Cold Regions Science and Technology, 2011, **68**(1/2): 74 – 84.
- [24] MICHALOWSKI R, ZHU M. Frost heave modelling using porosity rate function[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2006, **30**(8): 703 – 722.
- [25] KONRAD J. Prediction of freezing-induced movements for an underground construction project in Japan[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, **39**(6): 1231 – 1242.

DOI: 10.11779/CJGE201908008

新型预应力路基水平向附加应力扩散规律研究

冷伍明^{1, 2}, 艾希¹, 徐方^{*1, 2}, 张期树¹, 杨奇^{1, 2}, 聂如松^{1, 2}, 刘晓豪¹

(1. 中南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410075; 2. 中南大学高速铁路建造技术国家工程实验室, 湖南 长沙 410075)

摘要: 基于弹性理论, 推导了新型预应力路基内水平向附加应力计算公式, 并获得了预应力自坡面向路堤内的扩散规律; 同时运用ABAQUS有限元软件建立三维预应力路基模型, 分析了不同侧压板布设位置下路堤内的水平向附加应力分布情况。研究表明: ①理论公式的适用条件为侧压板上边界距路肩距离不小于2.0 m; ②板覆盖区(除板左下角点外)路基内水平向附加应力系数及其衰减速率随距路堤坡面水平距离的增加逐渐减小, 且水平向附加应力逐步由“腹鼓形”差异分布过渡呈“腹平状”较均匀分布; ③距侧压板距离大于0.1 m时, 附加应力系数随水平距离增加先增大后减小, 且扩散峰值点距坡面水平距离随外延距离的增加而增大; ④通过合理布置板间距, 可在路堤受荷核心区外部形成一道连续、稳定、有效的受压加固区, 进而改善路堤土体受力状态, 提高路堤整体服役性能。研究成果可为预应力路基的设计计算和推广应用提供理论基础和参考。

关键词: 预应力; 路基; 侧压力板; 水平向附加应力; 扩散规律; 板间距

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)08-1445-10

作者简介: 冷伍明(1964—), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事路基工程、地下工程、地基与基础方面的研究。E-mail: wmleng@csu.edu.cn。

Diffusion laws of horizontal additional stress in a new prestressed subgrade

LENG Wu-ming^{1, 2}, AI Xi¹, XU Fang^{1, 2}, ZHANG Qi-shu¹, YANG Qi^{1, 2}, NIE Ru-song^{1, 2}, LIU Xiao-hao¹

(1. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China; 2. National Engineering Laboratory for High Speed

Railway Construction, Changsha 410075, China)

Abstract: Based on the theory of elasticity, the theoretical formulas are derived to calculate the horizontal additional stress (σ_H) in a new type prestressed embankment, and the diffusion laws of the additional stress from the slope surface to the inside of the embankment are revealed. Meanwhile, a 3D finite element model for a prestressed embankment is established to analyze the distribution of the horizontal additional stress in the prestressed embankment with different placement positions of the lateral pressure plate. The results show that: (1) The application condition of the theoretical formulas requires that the net spacing between the lateral pressure plate and the embankment shoulder should be more than 2.0 m. (2) In the region covered by the lateral pressure plate, the horizontal additional stress coefficient as well as its attenuation rate gradually decreases with the increase of the horizontal distance from the slope surface, and the distribution of σ_H gradually transits from a “raised abdomen” pattern to a relatively uniform “flat abdomen” one. (3) When the distance away from the lateral pressure plate is greater than 0.1 m, the additional stress coefficient of σ_H increases first and then decreases with the increasing horizontal distance, and the horizontal distance between the peak point and the slope surface increases as the epitaxial distance increases; (4) A continuous, stable and effective pressure-reinforced zone is likely to be formed when the spacing of the lateral pressure plate is properly designed, therefore, the stress state of the embankment soil and the overall service performance of the embankment can be improved. The research findings can provide theoretical bases and references for the design and promotion application of the prestressed embankments.

Key words: prestress; subgrade; lateral pressure plate; horizontal additional stress; diffusion law; plate spacing

0 引言

随着现代社会经济的快速发展, 铁路运输事业面临的挑战越来越大, 货运重载、客运高速及随之而来的高密度行车已成为全球铁路建设发展的主要方

向。对重载铁路而言, 货运列车轴重及编组长度的增

基金项目: 国家自然科学基金项目(51678572, 51878666)

收稿日期: 2018-09-23

*通讯作者(E-mail: fangxu@csu.edu.cn)

加大幅提升了铁路路基所受的竖向静、动荷载及作用次数；对高速铁路而言，列车运行速度的提升则大幅增加了路基的受荷频率。因此货运重载和客运高速发展和推进不可避免地加剧了铁路路基内的静、动力响应。

虽然铁路路基填筑有严格的质量控制标准，但由于列车轴重、编组和运行速度的提升及复杂外部环境的共同作用，致使满足现行设计与施工标准的路基，在运营一段时间后产生病害甚至滑垮的情况仍很常见，如基床外挤、边坡外鼓、边坡溜坍、边坡滑垮等。根据笔者所在课题组对铁路路基病害及其处治方法的多年研究累积^[1-3]，冷伍明等^[4]提出了一种将“预应力”技术引入铁路路基的新型加固方法，其具体构造见图1。该加固装置由预应力钢筋及对拉着的两块侧压力板构成，通过张拉预应力钢筋，将钢筋预拉力经由侧压力板转化为作用于路堤坡表的面荷载并扩散至路堤内部。该加固方法可为路堤边坡提供侧向约束并有效提高路堤填土的水平向应力，从而有效改善填土路堤的承载能力、抗变形能力、防冲刷渗透能力、抗震性能及整体稳定性。该方法施工过程主要在路基两侧边坡展开，无需上道上线，故而无需中断行车，这对既有线路的正常运营具有重要意义。

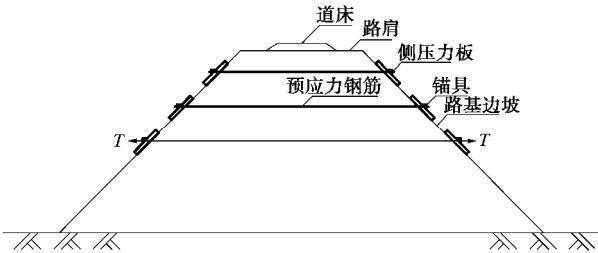


图 1 预应力路基构造示意图

Fig. 1 Schematic diagram of prestressed embankment

预应力加固技术已广泛运用于边坡工程、基坑工程及矿业工程等领域；同时，其加固作用机理也得到了深入研究^[5-7]。蒋楚生等^[8]运用弹性理论研究了预应力地梁锚索作用下边坡受力状态；赵晓彦等^[9]基于离心模型试验研究了预应力锚索框架作用下边坡土体内的应力传播规律。黄雪峰等^[10]通过现场测试研究了锚杆轴力和摩阻力随时间及空间分布规律；康红普等^[11]采用有限差分数值软件FLAC^{3D}分析了锚杆（索）预应力引起的应力场分布特征及影响因素；林健等^[12]基于大型模型试验研究了端部锚固锚杆预应力场的分布特征；尤春安等^[13]基于Kelvin问题的位移解推导了锚杆沿杆体所受的剪应力和轴力分布规律；Du等^[14]利用数值仿真研究了锚杆对巷道围岩应力重分布的影响；Wijk^[15]基于弹性理论研究了预应力锚杆周围应力场。

目前，关于预应力锚杆（索）应力场传播规律的研究成果颇丰，但多集中于预应力加固技术的锚固机

制研究。然而，预应力路堤作为一种新型路基加固方法，其构造形式和力学模型与现有预应力锚固技术均不相同。获得预应力路堤内水平向附加应力的传播和扩散规律是掌握该方法加固机理的关键，其对确定预应力的分布形式、施加大小及侧压板间距等关键设计参数起决定作用。本文基于弹性理论，构建力学模型，推导了预应力路堤内水平向附加应力的计算公式，并通过布点计算获得了其在预应力路堤内的传播和扩散规律，并进一步探索了侧压板的合理布置间距，研究成果可为预应力路基的设计提供理论基础和参考。

1 水平预应力扩散理论

1.1 力学模型

图2为预应力路基横断面示意图，路堤坡角为 θ 。侧压板将钢筋预拉力由集中力转化为面荷载，并可进一步简化为作用于路堤坡面的等效水平均布荷载 q 。建立图2所示坐标系，其中X轴和Y轴分别为路堤坡向和线路纵向，Z轴为坡面法向。侧压板底面长为 L ，宽为 B ，则等效水平均布荷载 q 为

$$q = \frac{T}{BL} \quad (1)$$

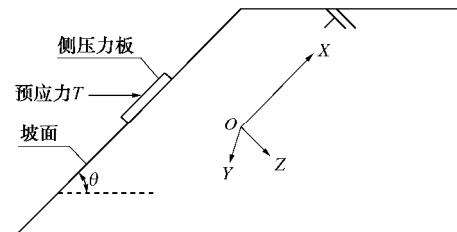


图 2 预应力路基结构横断面图

Fig. 2 Cross section of prestressed embankment

等效水平均布荷载可进一步分解为平行于坡面向上的均布荷载 q_T 和垂直于坡面向内的均布荷载 q_N （见图3）； q_T 和 q_N 表达式分别为

$$q_T = q \cos \theta \quad , \quad (2)$$

$$q_N = q \cos(90^\circ - \theta) \quad . \quad (3)$$

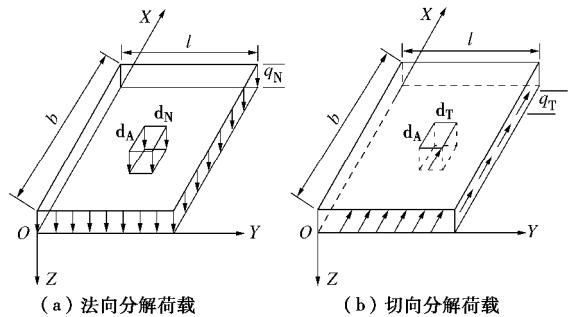


图 3 预应力分解

Fig. 3 Decomposition of prestress

1.2 理论推导

如图3所示，在侧压力板内任取一微元面积

$dA=dx dy$, 则作用于微元面上沿坡面切向和法向的荷载分别为 $dT=q_T dx dy$ 和 $dN=q_N dx dy$ 。当 dx 和 dy 足够小时, dT 和 dN 可视为集中力, 则等效水平平均布荷载角点下任意一点 P 的应力状态可由 Boussinesq 公式和 Cerruti 公式^[16]积分求得。

法向均布荷载 q_N 作用下 P 点的 z 方向、 x 方向和切向附加应力 s_{ZN} 、 s_{XN} 和 t_{XZN} 分别为

$$\begin{aligned} s_{ZN} &= \iint_S \frac{3q_N z^3}{2\pi R^5} dx dy = \frac{q_N}{2\pi} \cdot \\ &\left[\frac{BLz(B^2 + L^2 + 2z^2)}{(B^2 + z^2)(L^2 + z^2)\sqrt{B^2 + L^2 + z^2}} + \arctan\left(\frac{BL}{z\sqrt{B^2 + L^2 + z^2}}\right) \right], \end{aligned} \quad (4)$$

$$s_{XN} = \iint_S \frac{3q_N}{2\pi} \left[\frac{x^2 z}{R^5} + \frac{1-2m}{3} \left(\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)y^2}{R^3(R+z)^2} - \frac{z}{R^3} \right) \right].$$

$$\begin{aligned} dx dy &= \frac{q_N}{2\pi} (-1+2m) \arctan\left(\frac{BL}{z\sqrt{B^2 + L^2 + z^2}}\right) + \frac{q_N}{2\pi} \cdot \\ &\left[-\frac{BLz}{(B^2 + z^2)\sqrt{B^2 + L^2 + z^2}} + \arctan\left(\frac{BL}{z\sqrt{B^2 + L^2 + z^2}}\right) \right] - \\ &\frac{q_N (-1+2m)}{2\pi} \left[\arctan\left(\frac{L}{B}\right) - \arctan\left(\frac{Lz}{B\sqrt{B^2 + L^2 + z^2}}\right) \right], \end{aligned} \quad (5)$$

$$t_{XZN} = \iint_S \frac{3q_N x z^2}{2\pi R^5} dx dy = \frac{q_N z^2}{2\pi} \cdot \left[\frac{L}{z^2 \sqrt{L^2 + z^2}} - \frac{L}{(B^2 + z^2) \sqrt{B^2 + L^2 + z^2}} \right]. \quad (6)$$

切向均布荷载 q_T 作用下 P 点的 z 方向、 x 方向和切向附加应力 s_{ZT} 、 s_{XT} 和 t_{XZT} 分别为

$$s_{ZT} = \iint_S \frac{3q_T x z^2}{2\pi R^5} dx dy = \frac{q_T z^2}{2\pi} \cdot \left[\frac{l}{z^2 \sqrt{l^2 + z^2}} - \frac{l}{(b^2 + z^2) \sqrt{b^2 + l^2 + z^2}} \right], \quad (7)$$

$$\begin{aligned} s_{XT} &= \iint_S \frac{q_T x}{2\pi R^3} \left[\frac{1-2m}{(R+z)^2} \left(R^2 - y^2 - \frac{2Ry^2}{R+z} \right) - \frac{3x^2}{R^2} \right] dx dy \\ &= \frac{q_T (1-2m)}{2\pi l (b^2 + l^2)} [b^2 (-z + \sqrt{l^2 + z^2}) + l^2 (\sqrt{l^2 + z^2} - \sqrt{b^2 + l^2 + z^2})] + \frac{q_T}{2\pi} \left[\frac{b^2 l}{(b^2 + z^2) \sqrt{b^2 + l^2 + z^2}} + \right. \\ &\ln\left(1 - \frac{l}{\sqrt{l^2 + z^2}}\right) - \ln\left(1 + \frac{l}{\sqrt{l^2 + z^2}}\right) + \\ &\left. 2\ln(l + \sqrt{b^2 + l^2 + z^2}) - 2\ln(\sqrt{b^2 + z^2}) \right], \end{aligned} \quad (8)$$

$$t_{XZT} = \iint_S \frac{3q_T x^2 z}{2\pi R^5} dx dy = \frac{q_T}{2\pi}.$$

$$\left[-\frac{blz}{(b^2 + z^2)\sqrt{b^2 + l^2 + z^2}} + \arctan\left(\frac{bl}{z\sqrt{b^2 + l^2 + z^2}}\right) \right]. \quad (9)$$

式中 R 为计算点 P 到原点 O 的距离, $R=(x^2+y^2+z^2)^{1/2}$; m 为泊松比; b 和 l 分别为平行于切向力作用方向和垂直于切向力作用方向的边长。

根据弹性力学理论^[16]可知土体单元任一方向上的附加应力可由该计算坐标系下的 6 个应力分量 s_x , s_y , s_z , $t_{yz}=t_{zy}$, $t_{zx}=t_{xz}$ 和 $t_{xy}=t_{yx}$ 求得, 故水平向附加应力 s_h 为

$$s_h = l^2 s_x + m^2 s_y + n^2 s_z + 2mn t_{yz} + 2nl t_{zx} + 2lm t_{xy}, \quad (10)$$

式中, l , m 和 n 为方向余弦, $l=\cos(H, X)$, $m=\cos(H, Y)$, $n=\cos(H, Z)$ 。

本文研究预应力路堤内的水平向附加应力, 则 $m=\cos(H, Y)=0$, 故式 (10) 简化为

$$s_h = l^2 s_x + n^2 s_z + 2nl t_{zx}. \quad (11)$$

分别将法向与切向均布荷载作用下的各应力分量代入式 (11), 并叠加即可得预应力路堤内任意一点处的水平向附加应力计算公式:

$$s_h = qK, \quad (12)$$

式中, K 为水平向附加应力系数, 其值取决于 B , L , z 。

1.3 计算点路径转换

侧压力板作用下, 板底面 K 点下方任意一点处的各个应力分量可按分块法计算得到。如图 4 所示, 以点 K 作为角点将侧压力板分解成 $OJKI, JCQK, KQDN, IKNE$ 四块, 运用公式 (4) ~ (9) 分别计算各个分割区域角点 K 下的应力值并叠加, 即可得到板 $OCDE$ 作用下 K 点下任意深度 Z 处的各个应力分量。通过几何路径转换, 可获得横向水平线 H 上任一点处的水平向附加应力。路径转换如图 5 所示, 其中 h 为水平路径 H 上任意一点 P 距坡面 K 点的水平距离, M 点为 P 点在路堤坡面的投影, 那么 P 点处的附加应力仍可按“分块法”求得; 此时, 应将侧压力板分为 $OJMF, JCGM, MGDN$ 和 $FMNE$ 四块, 叠加求得 P 点处的各个应力分量后, 再根据式 (11), (12) 求得 P 点处的水平向附加应力 s_h 。基于以上路径转换原理, 并通过 Mathematica 编程计算, 可快速高效地获得预应力路堤内各点处的水平向附加应力。

以上简化计算将路堤土视为弹性体, 未考虑其塑性变形的影响; 但前人研究已论证了路堤土塑性变形对其内部附加应力场的影响是可忽略的, 且基于弹性理论计算路堤内的附加应力场具备足够的精度, 可满足工程应用的要求^[17-18]。本文将在 2.2 节结合理论公式的适用条件进一步对该问题进行论述和说明。

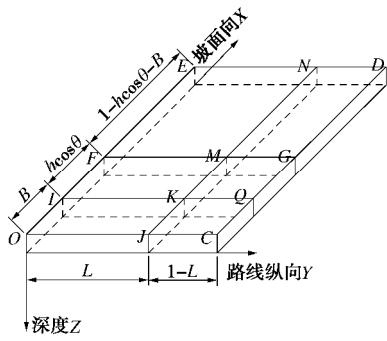


图 4 侧压板分块

Fig. 4 Partition of lateral pressure plate

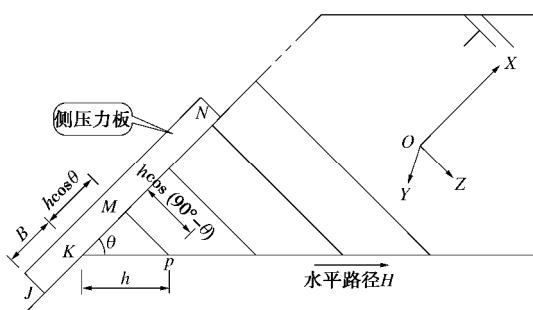


图 5 计算点路径转换

Fig. 5 Path conversion of calculation points

1.4 侧压板覆盖区域附加应力扩散规律

综合考虑路堤尺寸和预应力张拉问题, 初步拟定侧压板底面尺寸为 $B \times L = 1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$ 的正方形。在 X 和 Y 方向按等间距 $\Delta B = \Delta L = 0.1 \text{ m}$ 取点计算, 根据对称性, 计算区域可取板下 $1/2$ 区域, 图 6 中黑色圆点即为计算点。以路堤坡角 45° 为例计算各点不同水平距离处的水平向附加应力系数 K 。鉴于计算点数量较多, B_x 方向每隔 0.2 m 列出计算结果, 具体 K 值如表 1 所示。

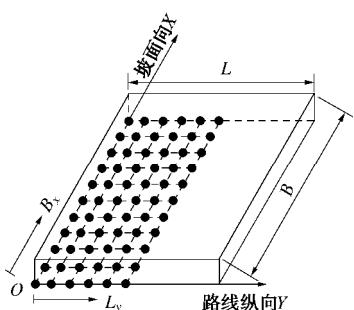


图 6 计算点位置

Fig. 6 Positions of calculation points

由表 1 可知, 板覆盖区域内 (板左下角点除外) 附加应力系数 K 随距坡面水平距离的增加逐渐衰减, 且衰减速率先快后慢。其中, 最大附加应力系数位于板中上部坡表 (1.392), 同水平距离处最小附加应力系数位于坡表左下角 (0.132), 两者相差约 10 倍, 可见板下浅层土体附加应力分布差异显著。另外, 由于切向荷载在板底上、下边界处产生的附加应力最大, 且在板下边界表现为拉应力, 使得切向荷载分量和法

向荷载分量叠加后板下边界处的附加应力系数较小, 表现为低应力区; 而法向和切向荷载分量在板底上边界处均产生压应力, 应力叠加后表现为高应力区。

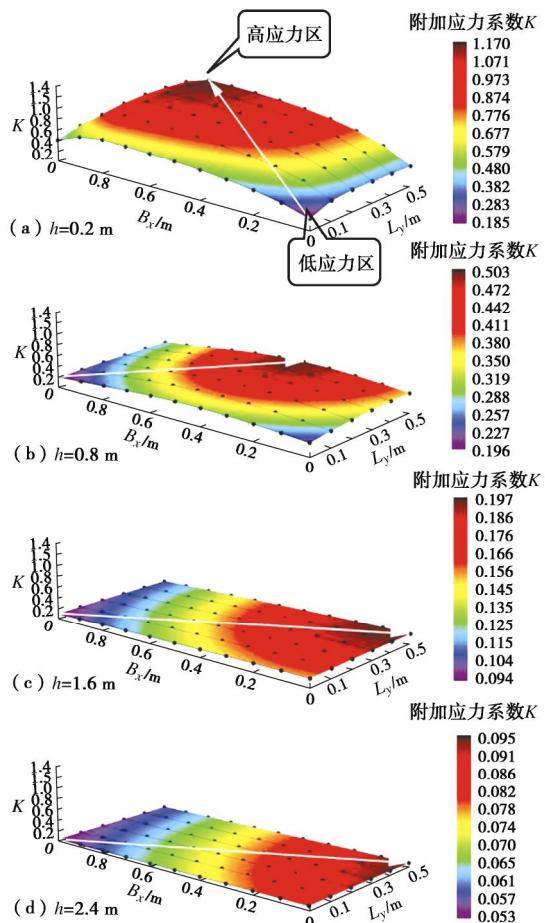
图 7 不同水平距离截面附加应力系数 K 分布云图Fig. 7 Distribution contour of K at different horizontal distances

图 7 为板底下 $h=0.2, 0.8, 1.6, 2.4 \text{ m}$ 四个代表性水平距离截面处附加应力系数三维分布云图, 图中所标白色箭头代表附加应力系数增长趋势线。当水平距离 h 较小时 ($h=0.2 \text{ m}$), 如图 7 (a) 所示, 板底下边界处呈现显著的低应力状态, 越过下边界后, 附加应力系数 K 逐步增加并在板中上部位置达最大, 而后在上边界处又稍有降低, 大致呈“腹鼓”形态分布。随水平距离 h 增加, 附加应力系数 K 总体水平不断降低, 而应力峰值始终位于板坡向中轴线 $L_y=0.5 \text{ m}$ 上, 但具体位置由该中轴线中上部逐渐向下迁移至板下部边界; 相反, 低应力区则由板下边界逐步转移到板上边界处。从数值上看, 4 个不同水平距离处的附加应力系数值域分别为 $[0.185, 1.170]$, $[0.196, 0.503]$, $[0.094, 0.197]$ 和 $[0.053, 0.095]$, 浅层土体不同位置附加应力存在数量级差别, 而深层土体的值域上下限差别不到 2 倍, 表明随水平距离的增加, 水平向附加应

表 1 侧压板下方水平向附加应力系数 K ($\theta=45^\circ$)Table 1 Horizontal additional stress coefficient K under lateral pressure plate ($\theta=45^\circ$)

L_y/m	B_x/m	水平距离 h/m												
		0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4
0.0	0.0	0.132	0.189	0.222	0.225	0.221	0.212	0.197	0.176	0.153	0.132	0.113	0.097	0.084
	0.2	0.460	0.413	0.352	0.313	0.284	0.252	0.217	0.183	0.153	0.128	0.108	0.092	0.079
	0.4	0.579	0.523	0.432	0.374	0.318	0.262	0.213	0.174	0.143	0.119	0.100	0.085	0.073
	0.6	0.659	0.588	0.483	0.390	0.305	0.240	0.191	0.155	0.128	0.107	0.090	0.077	0.066
	0.8	0.718	0.624	0.450	0.330	0.254	0.201	0.162	0.133	0.111	0.093	0.079	0.068	0.059
	1.0	0.504	0.412	0.310	0.244	0.197	0.161	0.133	0.111	0.094	0.080	0.069	0.060	0.053
0.1	0.0	0.307	0.338	0.317	0.291	0.269	0.249	0.224	0.196	0.167	0.142	0.120	0.102	0.087
	0.2	0.850	0.668	0.486	0.397	0.343	0.293	0.245	0.202	0.166	0.137	0.115	0.097	0.082
	0.4	1.009	0.810	0.583	0.468	0.379	0.301	0.238	0.190	0.154	0.127	0.105	0.089	0.076
	0.6	1.110	0.890	0.642	0.481	0.357	0.271	0.211	0.168	0.136	0.113	0.094	0.080	0.069
	0.8	1.189	0.933	0.583	0.396	0.291	0.223	0.176	0.142	0.117	0.098	0.083	0.071	0.061
	1.0	0.769	0.562	0.379	0.283	0.220	0.176	0.143	0.118	0.099	0.084	0.072	0.062	0.054
0.2	0.0	0.299	0.377	0.379	0.343	0.311	0.281	0.248	0.213	0.179	0.150	0.126	0.106	0.091
	0.2	0.906	0.765	0.577	0.466	0.393	0.329	0.269	0.218	0.177	0.145	0.120	0.100	0.085
	0.4	1.093	0.932	0.690	0.546	0.432	0.335	0.260	0.204	0.163	0.133	0.110	0.092	0.078
	0.6	1.211	1.025	0.757	0.556	0.403	0.299	0.228	0.179	0.144	0.117	0.098	0.082	0.070
	0.8	1.303	1.074	0.682	0.452	0.323	0.243	0.189	0.150	0.123	0.102	0.085	0.073	0.063
	1.0	0.869	0.656	0.436	0.317	0.241	0.189	0.151	0.124	0.103	0.087	0.074	0.064	0.056
0.3	0.0	0.288	0.382	0.409	0.378	0.341	0.306	0.266	0.226	0.188	0.157	0.131	0.110	0.093
	0.2	0.914	0.795	0.627	0.512	0.430	0.356	0.288	0.231	0.185	0.150	0.124	0.103	0.087
	0.4	1.117	0.979	0.751	0.599	0.471	0.361	0.276	0.215	0.170	0.137	0.113	0.094	0.080
	0.6	1.247	1.080	0.824	0.609	0.437	0.320	0.241	0.187	0.149	0.121	0.100	0.084	0.072
	0.8	1.346	1.134	0.744	0.493	0.348	0.258	0.198	0.157	0.127	0.104	0.087	0.074	0.064
	1.0	0.911	0.706	0.475	0.342	0.257	0.199	0.158	0.128	0.106	0.089	0.076	0.065	0.056
0.4	0.0	0.282	0.382	0.421	0.397	0.359	0.321	0.278	0.234	0.194	0.161	0.133	0.112	0.094
	0.2	0.915	0.805	0.651	0.538	0.452	0.373	0.300	0.238	0.191	0.154	0.126	0.105	0.088
	0.4	1.127	0.997	0.781	0.629	0.495	0.377	0.287	0.221	0.175	0.140	0.115	0.096	0.081
	0.6	1.263	1.104	0.857	0.639	0.458	0.333	0.249	0.192	0.152	0.123	0.102	0.085	0.073
	0.8	1.365	1.160	0.776	0.517	0.363	0.267	0.204	0.160	0.129	0.106	0.089	0.075	0.064
	1.0	0.930	0.730	0.498	0.358	0.266	0.205	0.162	0.131	0.108	0.090	0.076	0.066	0.057
0.5	0.0	0.281	0.381	0.425	0.402	0.365	0.326	0.282	0.237	0.196	0.162	0.134	0.112	0.095
	0.2	0.915	0.808	0.657	0.546	0.460	0.379	0.304	0.241	0.192	0.155	0.127	0.105	0.089
	0.4	1.129	1.002	0.790	0.639	0.503	0.383	0.290	0.224	0.176	0.141	0.116	0.096	0.081
	0.6	1.267	1.111	0.867	0.649	0.465	0.337	0.252	0.194	0.154	0.124	0.102	0.086	0.073
	0.8	1.371	1.168	0.786	0.525	0.369	0.270	0.206	0.162	0.130	0.107	0.089	0.075	0.065
	0.9	1.392	1.051	0.647	0.441	0.317	0.237	0.184	0.146	0.119	0.098	0.083	0.071	0.061
	1.0	0.935	0.737	0.505	0.363	0.270	0.207	0.163	0.132	0.108	0.091	0.077	0.066	0.057

力分布愈加均匀，并逐步由“腹鼓形”分布过渡至“腹平状”分布。

1.5 侧压板外延区域附加应力扩散规律

侧压板作用下，水平向附加应力在路堤内是连续扩散的，为研究板体外部路堤土内的附加应力分布特征，选取 $L_y=0.5$ m 处板上下两个外延区域 U 和 D （见图 8）及 $B_x=0.5$ m 处板左侧外延区域 L （见图 8）来分析侧压板外延区域内的附加应力扩散规律。

(1) 区域 U 内附加应力扩散规律

图 9 为区域 U 内不同外延距离处附加应力系数 K 随距坡面水平距离 h 之间的变化关系。该区域内最大 K 值为 0.529。当 $B_x \geq 1.2$ m 时，随 h 的增加， K 随 h 的增加先增大后减小，即 $K-h$ 曲线上均存在一应力峰值点，且该峰值点距坡面水平距离随 B_x 的增加而增大，说明附加应力随水平距离增加是逐步向外扩散的。

另外，随着外延距离 B_x 增加， $K-h$ 关系曲线在 $h \geq 2.0$ m 附近逐渐趋于水平；因此，若侧压板间距布置适当，预应力施加合理，则可在距路堤坡面 2.0 m 以内形成一片较为有效的加固区域。

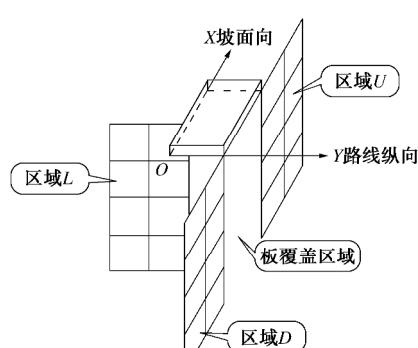


图 8 板体外延计算区域

Fig. 8 Calculation zones outside plate

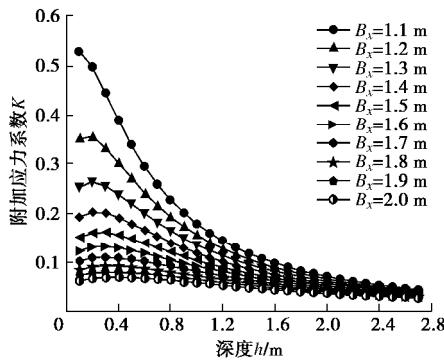
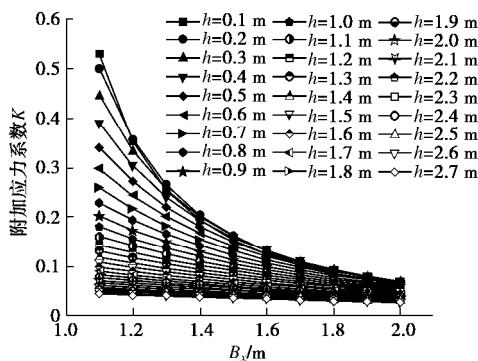
图 9 区域 U 内不同 B_x 处的 $K-h$ 关系曲线Fig. 9 $K-h$ curves at different values of B_x in region U

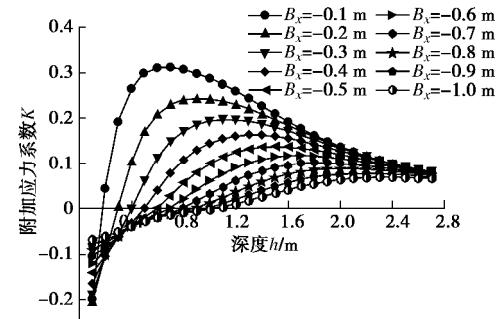
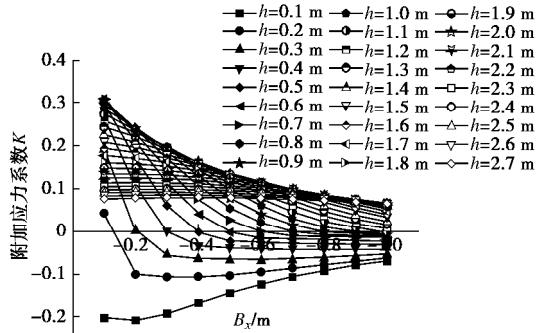
图 10 为区域 U 内不同水平距离处附加应力系数 K 随外延距离 B_x 之间的变化关系。由图 10 可知, 当距坡面水平距离 h 一定时, K 随外延距离的增大而减小, 最大值出现在板体附近。浅层土体 K 随 B_x 迅速衰减后趋于稳定, 而深层土体 K 随 B_x 的变化幅度较小且衰减速率随水平距离增加而逐步减小到一个较小值, 进一步说明在深层土体处可形成一较为有效的加固区。

图 10 区域 U 内不同 h 处的 $K-B_x$ 关系曲线Fig. 10 $K-B_x$ curves at different values of h in region U

(2) 区域 D 内附加应力扩散规律

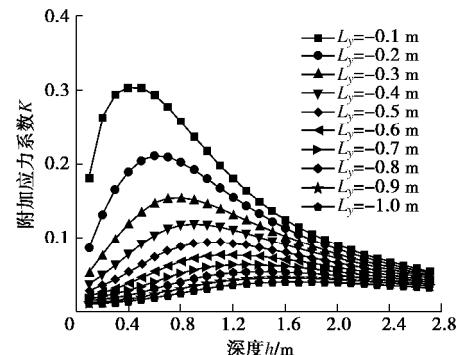
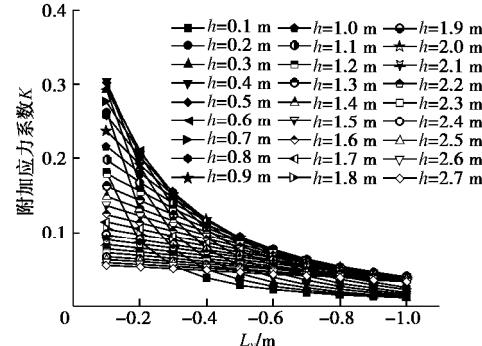
图 11 为区域 D 内不同外延距离处附加应力系数 K 随距坡面水平距离 h 之间的变化关系。该区域内最大 K 值为 0.310, 最小 K 值为 -0.207 (表现为拉应力)。区域 D 内不仅存在峰值距离 h_p , 还存在临界距离 h_c (此时 $K=0$), 以 h_c 为界, 随 h 增加, 附加应力逐渐由拉应力转变为压应力。此外, 关系曲线在 $h>2$ m 开始趋于平缓, 可形成与 U 区相似的有效加固区。

图 12 为区域 D 内不同水平距离处附加应力系数 K 随外延距离 B_x 之间的变化关系。由图可知, 浅层土体处会出现拉应力区, 附加应力系数 K 随 B_x 的增大逐渐由正变负(由压变拉); 随水平距离 h 增加拉应力区逐步减小, 且 $h>1.1$ m 时拉应力区消失。

图 11 区域 D 内不同 B_x 处 $K-h$ 关系曲线Fig. 11 $K-h$ curves at different values of B_x in region D 图 12 区域 D 内不同 h 处 $K-B_x$ 关系曲线Fig. 12 $K-B_x$ curves at different values of h in region D

(3) 区域 L 内附加应力扩散规律

图 13, 14 分别为区域 L 内附加应力系数 K 随距坡面水平距离 h 和外延距离 L_y 的变化关系。由图可知, 区域 L 中的最大 K 值为 0.304。区域 L 内也存在应力峰值点, 变化规律与区域 U 类似。

图 13 区域 L 内不同 L_y 处 $K-h$ 关系曲线Fig. 13 $K-h$ curves at different values of L_y in region L 图 14 区域 L 内不同 h 处 $K-L_y$ 关系曲线Fig. 14 $K-L_y$ curves at different values of h in region L

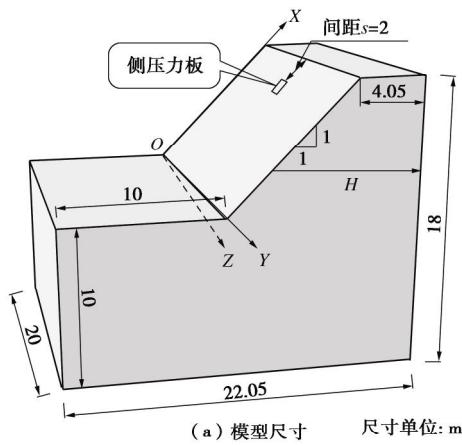
以上基于弹性理论, 推导了侧压力板作用下预应力路堤内的附加应力计算公式, 并分析获得了路堤中水平向附加应力的传播与扩散规律。通过施加预应力可在填土路堤内一定深度和外延范围形成一道较为有效的加固区域。单块侧压板作用下, 板体下侧外延路堤边坡浅层土体会出现拉应力区, 但多块侧压板共同作用时该拉应力区可由下板上边界外延区的压应力叠加而减小或消除, 继而整体改善路堤填土的应力状态, 并提高路基整体服役性能。

2 有限元模型验证

2.1 有限元模型

运用 ABAQUS 有限元软件建立三维预应力路基模型, 如图 15 所示。根据对称性, 建立 1/2 路基模型, 路基面半宽 4.05 m, 路堤高 8 m, 边坡坡率 1:1, 路线纵向长度 20 m, 坡脚至左边界处 10 m, 地基深度 10 m。笔者所在课题组前期研究成果表明, 在路肩线附近, 路堤填土初始自重应力接近 0 应力状态, 若坡面侧向预压力紧贴路肩线施加, 容易造成路肩土发生“上拱剪切破坏”。因此, 在靠近路肩线附近, 应严格控制预应力筋的预拉力值, 路肩处以不施加预拉力为宜^[19]。本文初步拟定路堤边坡上第一块需要施加预压力的侧压板上边界距路肩线距离为 $s=2.0$ m, 并通过建

“上拱剪切破坏”。因此, 在靠近路肩线附近, 应严格控制预应力筋的预拉力值, 路肩处以不施加预拉力为宜^[19]。本文初步拟定路堤边坡上第一块需要施加预压力的侧压板上边界距路肩线距离为 $s=2.0$ m, 并通过建



尺寸单位: m

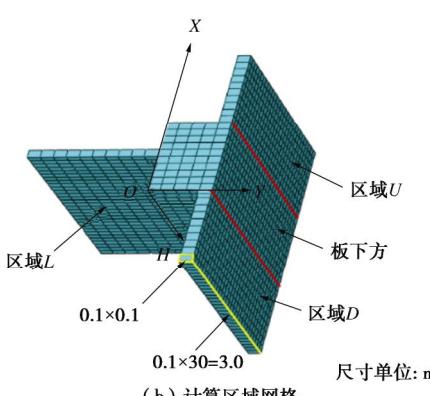


图 15 预应力路基数值模型

Fig. 15 Numerical model for prestressed embankment

立预应力路堤三维有限元模型论证该间距的合理性。另外, 本文主要研究预应力路堤中的水平向附加应力场, 无需关注路堤初始自重力场, 故在预应力路基模型中将路堤土视为弹性无重介质, 弹性模量 E 为 180 MPa, 泊松比 ν 为 0.3。边界条件按标准固端边界处理, 水平预应力用等效均布面荷载简化代替, 并取 $q=1$ kPa。

2.2 结果分析

(1) 侧压板覆盖区域数值结果

图 16 为水平距离 $h=0.2\sim0.3, 0.8\sim0.9, 1.6\sim1.7, 2.4\sim2.5$ m 处板覆盖区域土体单元块水平向附加应力 (S_{11}) 云图。随 h 增加, 高应力区逐渐由板中上部过渡至板下部; 相反, 低应力区则由板下边界转移到板上边界处; 而应力峰值始终位于板坡向中轴线 $L_y=0.5$ m 上, 但具体位置由该中轴线中上部逐渐向下迁移至板下部边界。上述附加应力变化规律与理论公式所得规律(图 7)吻合; 此外, 数值仿真所得 4 个水平距离处附加应力系数值域分别为 [0.177, 1.156], [0.175, 0.492], [0.084, 0.191] 和 [0.048, 0.091], 与理论公式计算结果吻合良好, 共同验证了理论公式的正确性。

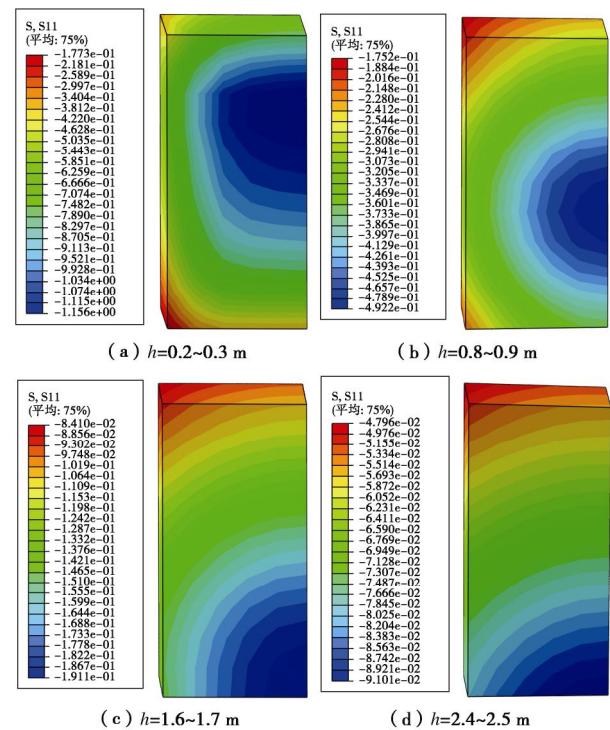


图 16 不同水平距离处土体单元 S_{11} 云图

Fig. 16 Stress (S_{11}) contour of soil element at different horizontal distances

(2) 板外延区域数值结果

为论证理论公式的适用条件, 另建模分析了侧压板上边界距路肩线距离 $s=1.0$ m 时, 侧压板外延区域 U 内的附加应力系数分布情况(图 17)。图 18 为 $s=2.0$ m 时, 区域 U 内的 $K-h$ 关系曲线。由图 17, 18 可知,

当间距 $s=1\text{ m}$ 时, 区域 U 内附加应力系数理论解与数值解曲线分布特征相似, 但具体数值仍存在一定偏差; 而当间距 $s=2\text{ m}$ 时, 理论解与数值解曲线基本重合, 说明此时基于弹性半无限空间理论推导所得公式(式(4)~(12))可用于计算预应力路堤内的水平向附加应力, 即理论公式的适用条件为侧压板上边界距路肩距离不小于 2.0 m 。图 19, 20 分别对比了 $s=2\text{ m}$ 时侧压板外延区域 D 和 L 内理论解和数值解所得 $K-h$ 关系曲线。由图 18~20 可知, 理论解和数值解曲线走势基本相同, 其数值大小、峰值点和临界深度均非常接近, 进一步论证了理论公式的正确性及适用条件。

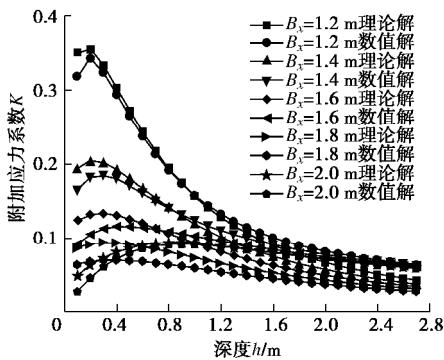


图 17 区域 U 中 $K-h$ 关系曲线($s=1\text{ m}$)

Fig. 17 $K-h$ curves in region U ($s=1\text{ m}$)

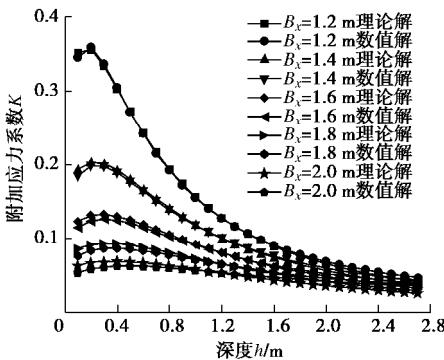


图 18 区域 U 中 $K-h$ 关系曲线($s=2\text{ m}$)

Fig. 18 $K-h$ curves in region U ($s=2\text{ m}$)

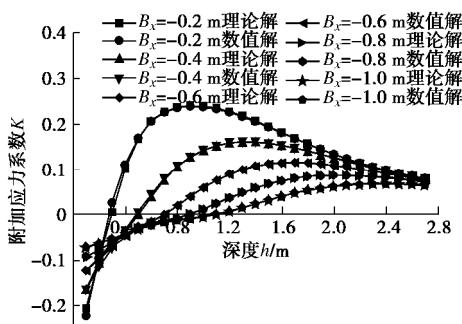


图 19 区域 D 中 $K-h$ 关系曲线($s=2\text{ m}$)

Fig. 19 $K-h$ curves in region D ($s=2\text{ m}$)

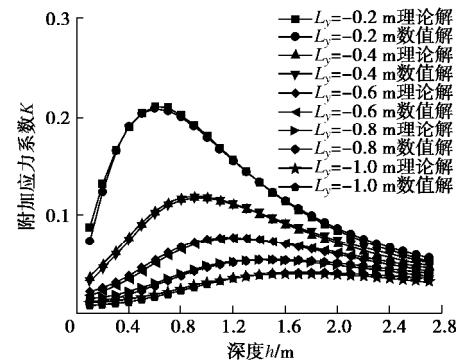


图 20 区域 L 中 $K-h$ 关系曲线($s=2\text{ m}$)

Fig. 20 $K-h$ curves in region L ($s=2\text{ m}$)

3 侧压板布置间距

侧压力板间距优化是预应力路基结构设计中的一个关键问题。如图 21 所示, 以重载铁路路基为例^[20], 路基面半宽为 4.05 m , 列车荷载经轨枕端部以 45° 角^[21] 向路基中扩散, 其扩散面距坡面水平距离约为 2.45 m 。如图 22 所示, 侧压板底面尺寸为 $1\text{ m} \times 1\text{ m}$, 上下净间距为 a , 左右净间距为 b , 则图示中心区域即为加固薄弱区。由理论公式和数值仿真分析可知不同水平距离处加固最薄弱点均位于该薄弱区域的中心线 AB 上, 但随水平距离的增加, 加固最薄弱点在 AB 线上不断变动, 但水平距离 $h=2.45\text{ m}$ 时加固最薄弱点位于图中 A 点。薄弱区域内任意一点处的附加应力系数 K 可由相邻四块侧压力板叠加得到, 即 $K=\sum K_i$ ($i=1\sim 4$)。运用理论公式, 根据不同板间距 a 绘制 $h=2.45\text{ m}$ 处的 $K-b$ 关系曲线, 如图 23 所示。由图 23 可知, 附加应力系数 K 随板间距的增大而减小, 当附加应力系数一定时, 板间距 a 和 b 呈负相关关系。假定以 $K=0.1$ 作为加固水平下限, 可得 $a-b$ 关系曲线, 如图 24 所示。由图可知, a 和 b 呈负相关关系, 当板的上下净间距 a 取 1.0 m 时, 左右净间距 b 应取 2.28 m 。结合侧压力板尺寸 ($l=1.0\text{ m}$), 并考虑一定的安全储备, 侧压板上下净间距可定为 1.0 m (1.0 倍板宽), 左右净间距可定为 2.0 m (2.0 倍板宽); 由此可在距路基边坡水平距离 $h=2.45\text{ m}$ 处形成一片连续有效的加固区域; 而在未铺设侧压力板的薄弱区域, 可采用普通护坡板进行覆盖, 与侧压力板共同防护路堤。

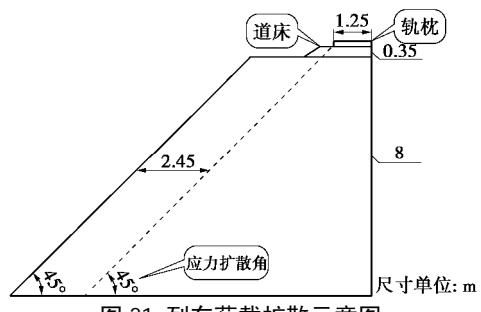


图 21 列车荷载扩散示意图

Fig. 21 Diffusion diagram of train loads

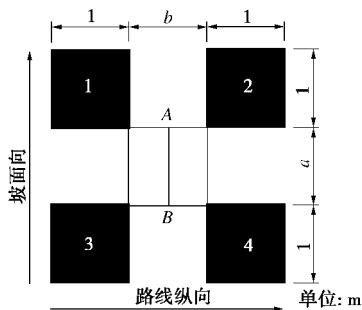
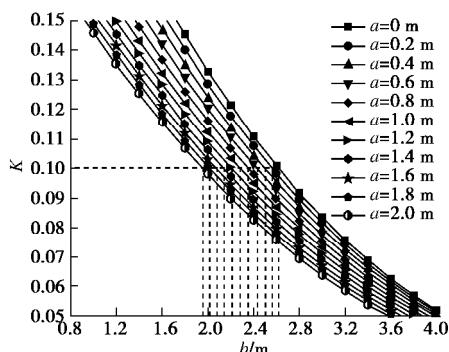
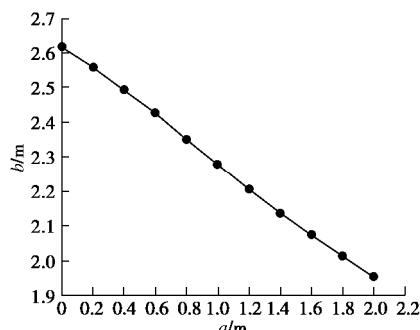


图 22 侧压力板间距参数

Fig. 22 Spacing parameters of lateral pressure plates

图 23 不同 a 值 $K - b$ 关系曲线Fig. 23 $K-b$ curves at different values of a 图 24 $h=2.45$ m 处 $a - b$ 关系曲线Fig. 24 $a-b$ curve at $h=2.45$ m

4 结 论

本文运用弹性理论推导预应力路堤内水平向附加应力计算公式，并通过布点计算获得了其在预应力路堤内的传播与扩散规律，同时基于ABAQUS有限元数值仿真论证了理论公式的正确性及适用条件，得到以下3点结论。

(1) 侧压板覆盖区域，水平向附加应力系数最大值位于板底中上部坡表处，约为水平平均布荷载的1.39倍，且随距坡面水平距离增加，水平向附加应力逐步由“腹鼓形”差异分布过渡呈“腹平状”较均匀分布；距侧压板距离大于0.1 m时，附加应力系数随着水平距离增加先增大后减小，且扩散峰值点距坡面水平距离随外延距离的增加而增大，表明附加应力随水平距

离增加逐步向外扩展。

(2) 理论公式的适用条件为侧压板上边界距路肩距离不小于2.0 m；此时，理论公式计算所得附加应力扩散规律与有限元结果吻合良好，说明基于弹性半无限空间的Boussinesq公式和Cerruti公式可用于计算路堤内的附加应力场。

(3) 当侧压板尺寸一定时，通过合理布置板间距，可在路堤受荷核心区外部形成一道连续、稳定、有效的受压加固区，以作为路堤受荷核心区的保护层。本文以侧压板尺寸 $1\text{ m} \times 1\text{ m}$ 和有效附加应力系数0.1为例，分析得到侧压板上下和左右净间距应分别为1.0 m(1.0倍板宽)和2.0 m(2.0倍板宽)。

参 考 文 献:

- [1] 梅慧浩, 冷伍明, 刘文劫, 等. 持续动荷载作用下基床粗粒土填料累积塑性应变试验研究[J]. 铁道学报, 2017, 39(2): 119–126. (MEI Hui-hao, LENG Wu-ming, LIU Wen-jie, et al. Experimental study on accumulated plastic strain of coarse grained soil filling in subgrade bed under persistent dynamic loading[J]. Journal of the China Railway Society, 2017, 39(2): 119–126. (in Chinese))
- [2] 冷伍明, 梅慧浩, 聂如松, 等. 重载铁路基床粗粒土填料的静力特性研究[J]. 铁道工程学报, 2016, 33(11): 23–28. (LENG Wu-ming, MEI Hui-hao, NIE Ru-song, et al. Static characteristic research on coarse grained soil filling in heavy haul railway subgrade bed[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2016, 33(11): 23–28. (in Chinese))
- [3] 周文权, 冷伍明, 蔡德钩, 等. 循环荷载作用下路基粗粒土填料临界动应力和累积变形特性分析[J]. 铁道学报, 2014, 36(12): 84–89. (ZHOU Wen-quan, LENG Wu-ming, CAI De-gou, et al. Analysis on characteristics of critical dynamic stress and accumulative deformation of coarse-grained soil subgrade filling under cyclic loading[J]. Journal of the China Railway Society, 2014, 36(12): 84–89. (in Chinese))
- [4] 冷伍明, 聂如松, 杨奇, 等. 新型预应力路基结构与性能初探[J]. 铁道学报, 2016, 38(11): 111–119. (LENG Wu-ming, NIE Ru-song, YANG Qi, et al. A new type of prestressed embankment structure and its properties[J]. Journal of the China Railway Society, 2016, 38(11): 111–119. (in Chinese))
- [5] 于远祥, 谷拴成, 吴璋, 等. 黄土地层下预应力锚索荷载传递规律的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(12): 2573–2580. (YU Yuan-xiang, GU Shuan-cheng, WU Zhang, et al. Experimental study of load transfer law of prestressed cables under loessstratum[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 29(12): 2573–2580. (in Chinese))

- Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(12): 2573 - 2580. (in Chinese))
- [6] 管 飞, 尹 骥, 李象范. 软土深基坑预应力重力式围护结构的设计与分析[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(增刊 1): 1605 - 1609. (GUAN Fei, YI Ji, LI Xiang-fan. Design and analysis of gravity wall reinforced by vertical prestressed anchors in deep excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(S1): 1605 - 1609. (in Chinese))
- [7] 范明建, 康红普. 锚杆预应力与巷道支护效果的关系研究[J]. 煤矿开采, 2007, **12**(4): 1 - 3. (FAN Ming-jian, KANG Hong-pu. Relationship research of bolt pre-stress and supporting effect of roadway[J]. Coal Mining Technology, 2007, **12**(4): 1 - 3. (in Chinese))
- [8] 蒋楚生, 周德培, 周应华. 预应力地梁锚索改善边坡受力状态的理论分析[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(8): 974 - 976. (JIANG Chu-sheng, ZHOU De-pei, ZHOU Ying-hua. Theoretical analysis for stress state improvement in a slope with the prestressed cable-anchor beam[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(8): 974 - 976. (in Chinese))
- [9] 赵晓彦, 熊自英. 框架锚固类土质边坡预应力传递规律的研究[J]. 岩土力学, 2011, **32**(7): 2146 - 2152. (ZHAO Xiao-yan, XIONG Zi-ying. Study of transferring mode of prestressed force in frame-anchored soil-like slopes[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(7): 2146 - 2152. (in Chinese))
- [10] 黄雪峰, 马 龙, 陈帅强, 等. 预应力锚杆内力传递分布规律与时空效应[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(8): 1521 - 1525. (HUANG Xue-feng, MA Long, CHEN Shuai-qiang, et al. Distribution characteristics and time-space effects of internal force of prestressed anchor rod[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(8): 1521 - 1525. (in Chinese))
- [11] 康红普, 姜铁明, 高富强. 预应力在锚杆支护中的作用[J]. 煤炭学报, 2007, **32**(7): 680 - 685. (KANG Hong-pu, JIANG Tie-ming, GAO Fu-qiang. Effect of pretensioned stress to rock bolting[J]. Journal of China Coal Science, 2007, **32**(7): 680 - 685. (in Chinese))
- [12] 林 健, 石 壳, 孙志勇, 等. 端部锚固锚杆预应力场分布特征的大型模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(11): 2237 - 2247. (LIN Jian, SHI Yao, SUN Zhi-yong, et al. Large scale model test on the distribution characteristics of the prestressed field of end-anchored bolts[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(11): 2237 - 2247. (in Chinese))
- [13] 尤春安, 战玉宝. 预应力锚索锚固段的应力分布规律及分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(6): 925 - 925. (YOU Chun-an, ZHAN Yu-bao. Distributing characters and analysis of stresses in prestressed cables[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(6): 925 - 925. (in Chinese))
- [14] DU Z S, QIN B T, TIAN F C. Numerical analysis of the effects of rock bolts on stress redistribution around a roadway[J]. International Journal of Mining Science and Technology, 2016, **26**(6): 975 - 980.
- [15] WIJK G A. A theoretical remark on the stress field around prestressed rock bolts[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1978, **15**(6): 289 - 294.
- [16] 徐芝纶. 弹性力学[M]. 北京: 高等教育出版社, 2016. (XU Zhi-lun. Elasticity[M]. Beijing: Higher Education Press, 2016. (in Chinese))
- [17] 贾 煜, 杨龙才, 王炳龙. 条形抛物线荷载下桩网结构路基的附加应力计算[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(增刊 2): 4098 - 4104. (JIA Yu, YANG Long-cai, WANG Bing-long. Calculation of additional stress caused by strip parabolic load in geosynthetic reinforced pile supported embankment[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(S2): 4098 - 4104. (in Chinese))
- [18] 张克恭, 刘松玉, 等. 土力学[M]. 3 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013. (ZHANG Ke-gong, LIU Song-yu. Soil mechanics[M]. 3rd ed. Beijing: China Architecture and Building Press, 2013. (in Chinese))
- [19] 李文坚. 水平预应力加固铁路路堤方法及其初步分析[D]. 长沙: 中南大学, 2015. (LI Wen-jian. Method and preliminary analysis of horizontal prestressed reinforcement of railway embankment[D]. Changsha: Central South University, 2015. (in Chinese))
- [20] TB 10625—2017 重载铁路设计规范[S]. 2017. (TB 10625 —2017 Code for design of heavy haul railway[S]. 2017. (in Chinese))
- [21] 易思蓉. 铁道工程[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2016: 243 - 244. (YI Si-rong. Railway engineering[M]. Beijing: China Railway Press, 2016. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201908009

白鹤滩拱坝谷幅变形预测及不同计算方法变形机制研究

钟大宁¹, 刘耀儒^{*1}, 杨 强¹, 徐建荣², 何明杰², 张伟狄²

(1. 清华大学水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084; 2. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 310014)

摘要: 中国已建成的特高拱坝如溪洛渡、锦屏一级等, 在初期蓄水过程中均表现出了谷幅收缩的异常现象。而拱坝是高次超静定结构, 对坝基变形尤其是不均匀变形非常敏感。从有效应力改变和岩体材料泡水弱化这一谷幅变形机制和边界施加位移这一计算手段出发, 利用弹塑性有限元方法, 计算并预测白鹤滩拱坝在初期蓄水过程中可能产生的谷幅变形, 并分析了谷幅变形对大坝位移和应力的影响。结果表明: 两种方法的计算结果相差很大; 从有效应力改变和岩体材料弱化角度出发, 白鹤滩拱坝两岸山体可能产生的最大谷幅收缩不大于 40 mm, 且该谷幅变形不会很大程度上降低拱坝的整体稳定性, 只是使坝体产生了新的应力集中区。而拱坝对施加边界位移具有很强的超载能力, 但谷幅收缩对坝体应力的影响极小。对比发现, 坎基不均匀变形是影响拱坝应力的关键因素。

关键词: 谷幅变形; 有效应力; 材料弱化; 边界加位移; 不均匀变形

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1455-09

作者简介: 钟大宁(1991—), 女, 博士研究生, 主要从事岩石力学方面的研究工作。E-mail: zdn14@mails.tsinghua.edu.cn。

Prediction of deformation of valley width of Baihetan arch dam and deformation mechanisms of several methods

ZHONG Da-ning¹, LIU Yao-ru¹, YANG Qiang¹, XU Jian-rong², HE Ming-jie², ZHANG Wei-di²

(1. State Key Laboratory of Hydroscience and Hydraulic Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 2. PowerChina

Huadong Engineering Corporation, Hangzhou 310014, China)

Abstract: The super high arch dams built in China, such as Xiluodu and Jinping, show abnormal phenomenon of reduction of valley width during the initial impounding stage. The arch dam is a high-order statically indeterminate structure, which is very sensitive to deformation of dam foundation, especially non-uniform deformation. Based on the deformation mechanism of valley width and the method for calculating the boundary displacement, the possible deformation of valley width of Baihetan arch dam in the process of initial impounding is calculated and predicted, and its effects on the displacement and stress of the dam are analyzed by using the elastoplastic finite element method. The results show that the two methods are greatly different. From the perspective of change of effective stress and weakening of rock mass materials, the maximum reduction of valley width is no more than 40 mm, and it will not greatly reduce the overall stability of the arch dam, but only causes new stress concentration area on the dam body. However, the arch dam has strong overload capability to the boundary displacement, and the impact of the reduction of the valley width on the stress of the dam is very small. The non-uniform deformation of the foundation is the key factor which affects the dam stress.

Key words: valley width deformation; effective stress; weakening material; boundary displacement; non-uniform deformation

0 引言

近年来, 中国的锦屏一级、小湾、溪洛渡等一批 300 m 级特高拱坝陆续在西南地区建成并蓄至正常蓄水位。在蓄水过程中, 锦屏一级拱坝、溪洛渡拱坝均表现出了谷幅收缩的异常现象, 引起了坝工界和学术界的高度关注。拱坝作为高次超静定结构, 其受力条件对坝基变形极为敏感, 坎基不均匀变形可能导致坝体结构开裂。溪洛渡拱坝下游水垫塘裂缝及二滩拱坝下游坝面裂缝就是很好的案例。除此之外, 意大利的

Beauregard 拱坝^[1]在首次蓄水期间, 左岸山体座滑挤压坝体向上游变形, 下游面出现水平裂缝; Vajont 拱坝^[2]在蓄水 3 a 后的库水位上升期发生大规模的库前滑坡; 法国 Malpasset 拱坝^[3]蓄水 5 a 后溃坝; 奥地利 Kolnbrein 拱坝^[4]蓄水当年发生坝踵开裂。蓄水初期山

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(51739006); 国家自然科学基金面上项目(11572174); 水沙科学与水利水电工程国家重点实验室科研课题(2019-ky-03)

收稿日期: 2018-11-28

*通讯作者(E-mail: liuyaoru@tsinghua.edu.cn)

体变形研究愈发重要和迫切。

中国特高拱坝主要集中在中国西南地区。河谷快速下切和强褶皱山系在时间和空间上叠加形成了西南地区河谷陡峻、高地应力的复杂地形地质结构及水文地质条件,使得坝址区地质体在天然情况下即处于临界平衡或接近临界平衡的状态。正常蓄水这一扰动极有可能会打破这种平衡,产生不可逆转的谷幅变形。白鹤滩拱坝是金沙江四个梯级电站之一,上接乌东德梯级,下邻溪洛渡梯级。溪洛渡已经观测到了比较显著的谷幅收缩,因此有必要对白鹤滩拱坝蓄水初期可能产生的谷幅变形进行研究。

对于蓄水诱发的山体变形规律及其相关机制,国内外许多学者已经进行了相关研究。刘有志等^[5]、梁国贺等^[6]、汤雪娟等^[7]都曾对谷幅变形现象进行分析并推测原因,但都没有严格的机理分析。Paronuzzi 等^[8]把 Vajont 拱坝蓄水后的坡体变形总结为不可逆的塑性变形。蓄水初期谷幅变形的主要研究手段包括从蓄水引起岩体和结构面摩阻力降低这一机制出发的有效应力改变、岩体材料遇水软化及边界施加位移这一特殊模拟手段。其中,杨强等^[9]提出了非饱和裂隙岩体的有效应力原理,并应用在锦屏一级拱坝中。杨宝全等^[10]对锦屏一级高拱坝坝肩软岩和结构面岩样进行水岩耦合三轴压缩试验,给出了强度参数定量弱化结果。Frigerio 等^[11]用边界施加位移的简化处理方法来近似反映山体变形,对 Beauregard 拱坝进行研究。

本文使用集成 OpenMP 并行的三维非线性有限元程序 TFINE,从机制——有效应力改变、岩体材料遇水弱化及方法——边界施加位移两个方面,对白鹤滩拱坝在蓄水过程中可能产生的谷幅变形进行计算和预测,分析各自产生的谷幅变形对拱坝位移、应力的影响,并对不同方法的变形机制进行了探讨,为以后的工程实践提供参考。

1 谷幅变形分析方法

1.1 裂隙岩体的有效应力原理

有效应力原理被公认是太沙基于 1936 年提出:有效应力决定了饱和岩土材料的压缩、变形与抗剪强度^[11]。很多学者对此提出了质疑,开始研究分别适用于饱和土体弹性变形和屈服准则的有效应力^[12]。研究思路大致分为两类:一类是从有效应力决定饱和岩土变形(即变形等效)的角度建立有效应力表达式^[13-14];另一类则是从有效应力决定饱和岩土抗剪强度(即强度等效)的角度建立有效应力表达式,最早见于 Skempton^[15],而 Coussy^[16]和 Borja^[17]则从更为严格强度等效即能量耗散等效角度来定义有效应力。所有

版本的有效应力定义都是基于孔隙介质,且可统一表达为 $s'_{ij} = s_{ij} - hpd_{ij}$ 。Biot 是较早地认识到针对饱和土体弹性变形和屈服应采用不同有效应力的学者,他认为计算弹性变形时,有效应力系数 h_1 与土体颗粒和土体骨架的压缩性之比有关,而在考虑屈服准则时,有效应力系数 h_2 与土体塑性孔隙率和土体塑性体积应变率之比有关。很明显, h_1 与 h_2 有所不同,但对于饱和土体二者相差不大,都接近于 1。因此,太沙基有效应力近似成立,即分析饱和孔隙介质的弹性变形和屈服采用同一个有效应力,即 $f(s'_{ij}) \leq 0$ 。

以上有效应力在单重孔隙介质中是有效的,但把用于计算弹性变形的有效应力直接应用于裂隙岩体的屈服准则中却不能较好地模拟水库在蓄水初期观测到的谷幅变形。这是由于孔隙介质材料和裂隙岩体材料在结构上存在本质差别。孔隙介质材料的基本特征之一是任何一点只存在一个水压力,因此可以用单孔隙度模型来对孔隙介质进行计算。而对于一般裂隙岩体(完整岩体及完全破碎岩体除外),岩块往往由若干条大裂隙切割。同一点存在两个水压力,即孔隙水压力 p_1 和裂隙水压力 p_2 。因此,对于裂隙岩体,蓄水初期时,裂隙水压力迅速增大而孔隙水压力基本保持不变, $\Delta p = p_2 - p_1$ 不能均化处理,单一有效应力假定不再适用,适用于弹性变形的有效应力不再适用于屈服准则。

裂隙岩体宜从双重介质模型的角度加以解释^[18],这样岩体在同一点就同时存在两个水压力:岩块渗透压力 p_1 和裂隙渗透压力 p_2 。目前,关于裂隙岩体有效应力的定义还不多见。Tuncay 等^[19]首次基于双重介质模型提出了饱和裂隙岩体的有效应力。而关于裂隙岩体的弹塑性计算, Ma 等^[20]将 Khalili 提出的基于弹性变形的有效应力直接应用于屈服准则,这一观点与太沙基的观点吻合。

基于以上两个方面,饱和裂隙岩体必须从以下两个角度来解释分析:①裂隙岩体必须采用双重介质模型进行分析;②弹性变形计算和塑性变形计算要采用不同的有效应力。具体计算步骤为:天然平衡条件下,有效应力为

$$s'_{ij} = s_{ij} - p_1 d_{ij}, \quad (1)$$

用于计算裂隙岩体的弹性变形和塑性变形。初期蓄水过程中,在 s'_{ij} 的基础上,新的有效应力为

$$s^*_{ij} = s'_{ij} - (p_2 - p_1)d_{ij}, \quad (2)$$

只用于计算由屈服产生的塑性变形,即

$$f(s^*_{ij}) \leq 0. \quad (3)$$

在计算过程中, s'_{ij} 由饱和渗流应力分析得到,裂隙水压力取 $p_2 = g_w h$,即认为裂隙水压力与库水压力同步变化,依据之一是 Vajont 拱坝水压力计实测数据^[8]。

理论上, 屈服准则可以任意选择。本文计算中, 屈服准则选用岩土工程广泛使用的 D-P 准则。

1.2 岩体材料遇水弱化

水库开始蓄水后, 由于水的浸泡作用, 上游边坡岩体在渗透作用下, 材料性质会发生变化。

本文将采用改进的强度折减法对边坡变形进行分析, 具体的理论意义可参见杨强等^[21]的工作。在该强度折减法中, 假定强度参数 f , c 和弹性模量 E 采用相同的折减系数 a , $0 < a < 1$ 。即 $f' = (1-a)f$, $c' = (1-a)c$, $E' = (1-a)E$ 。泊松比 ν 采用公式 $\nu' = \nu + a(0.5 - \nu)$ 。这样当 $a = 1$ 时, E , f , c 均降为 0, ν 增加到 0.5。

强度参数 f , c 的折减可以通过弹塑性迭代中的转移应力实现; 弹性参数 E , ν 的改变可以弹性应力增量的形式在弹塑性迭代中实现^[22], 这里不再赘述。

1.3 边界施加位移

由于不能对大坝蓄水期边坡变形场进行准确地模拟预测, 一些学者开始通过其它方式来间接的模拟谷幅变形从而进一步分析拱坝稳定性。边界位移法就是这样的一种方法。该方法主要通过解除部分边界简支约束, 代之以某种模式的位移条件, 使边坡产生相应的变形, 如图 1 所示。然后就可以基于该假设的边界位移条件调整位移, 对大坝进行敏感性分析。

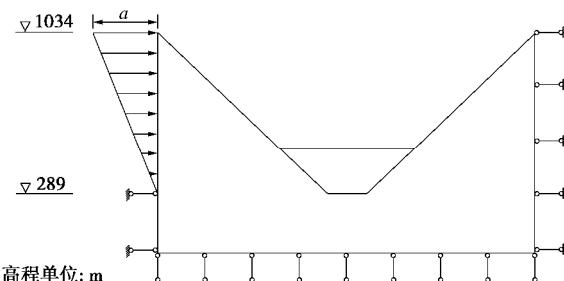


图 1 边界位移法模拟谷幅变形示意图

Fig. 1 Sketch of boundary displacement method

除了 Frigerio 等^[1]用边界位移法对 Beauregard 拱坝进行研究外, 程立等^[23]在分析锦屏一级左岸边坡运行期变形对拱坝影响时, 也采用了对模型施加远端边界位移荷载拟合抗力体边坡表面测点位移的方法。

2 有限元模型与材料参数

2.1 有限元网格

为了充分模拟白鹤滩拱坝两岸边坡与坝体的相互作用情况, 特采用大范围、小单元精细化网格进行模拟。网格剖分中采用坐标系如下: x 轴正方向指向左岸山里, y 轴正方向指向下游, z 轴正方向为竖直向下。有限元模型模拟山体的总范围为 $1600 \text{ m} \times 1200 \text{ m} \times 1074 \text{ m}$ 。其中, 横河向范围: 模型沿坝轴中心线

向左右岸各延伸 800 m ; 顺河向范围: 沿坝轴线向上游延伸 528 m , 向下游延伸 672 m ; 高程方向范围: 海拔 $-40 \text{ m} \sim 1034 \text{ m}$, 坝顶高程 834 m , 坝底高程 545 m 。模型全部采用八节点六面体和六节点五面体单元, 总节点数 361327, 总单元数 344393, 其中坝体单元数 17868。有限元网格如图 2 所示。

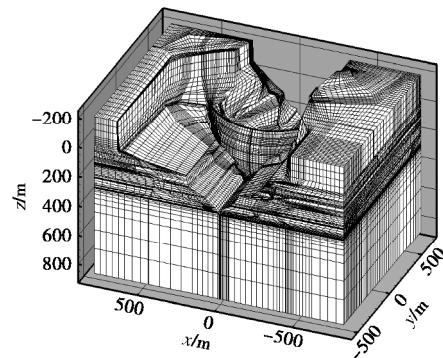


图 2 白鹤滩拱坝有限元网格

Fig. 2 Finite element mesh of Baihetan arch dam

此外, 模型还对左岸高程 $570 \sim 590 \text{ m}$ 的陡坎、左岸坝顶高程 $834 \sim 750 \text{ m}$ 的垫座平台, 以及左岸高程 750 至右岸高程 613 m 的扩大基础进行模拟, 同时也模拟了坝基中的主要软弱结构面, 如图 3 所示。模拟的结构面有 C3, C4, C5, F17, F18, LS331, LS3318 等。

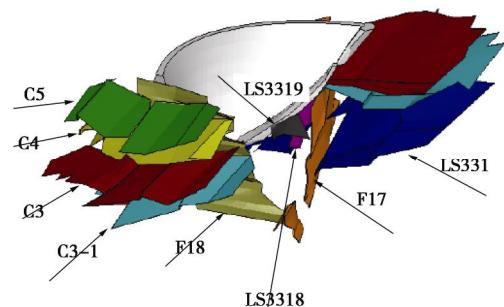


图 3 白鹤滩拱坝断层和错动带的分布位置

Fig. 3 Distribution of faults and shearing bands

2.2 材料参数

弹塑性有限元计算使用的材料参数如表 1 所示 (柱状节理玄武岩简称为柱岩)。断层和错动带根据具体位置进行更细的材料划区, 如 C3, LS331, F17 等。

3 有效应力原理及材料弱化效应

3.1 谷幅测线位置

类似锦屏一级拱坝, 为了精确计算由各类荷载产生的谷幅变形, 特在左右两岸边坡不同高程上选择若干点来计算谷幅。最终选定 6 条谷幅测线, 如图 4 所示, 其中测线 1 和 2 位于上游高程 834 m 处, 测线 3 和 4 位于上游高程 854 m 处, 测线 5 和 6 分别位于下

游高程 820, 800 m 处。

表 1 白鹤滩拱坝弹塑性计算材料参数

Table 1 Material parameters of Baihetan arch dam

材料分类	E/GPa	n	$g / (\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	f	c/MPa
III1 类岩石	18.00	0.22	28	1.35	1.55
III11 类岩石	11.00	0.24	27	1.15	1.10
III2 类岩石	9.00	0.26	26	1.00	1.05
IV1 类岩石	4.00	0.30	25	0.75	0.55
C3 一区	0.20	0.35	20	0.55	0.25
C3 二区	0.20	0.35	20	0.45	0.15
C3 三区	0.20	0.35	20	0.38	0.05
C3-1 一区	0.10	0.35	20	0.39	0.10
C3-1 二区	0.10	0.35	20	0.37	0.05
C4	0.05	0.35	20	0.25	0.04
C5	0.10	0.35	20	0.38	0.05
LS331 一区	2.00	0.35	20	0.70	0.30
LS331 二区	2.00	0.35	20	0.50	0.10
LS331 三区	0.20	0.35	20	0.45	0.10
LS3318 一区	0.25	0.35	20	0.50	0.15
LS3318 二区	0.25	0.35	20	0.39	0.10
LS3319 一区	0.20	0.35	20	0.50	0.15
LS3319 二区	0.20	0.35	20	0.38	0.05
F17 弱化上段	0.04	0.35	20	0.28	0.04
F17 弱化下段	0.20	0.35	20	0.38	0.05
F17 微新岩体	0.20	0.35	20	0.56	0.20
F18 弱化上段	0.20	0.35	20	0.38	0.05
F18 弱化下段	0.20	0.35	20	0.45	0.15
F18 微新岩体	0.20	0.35	20	0.55	0.20
II1 类柱岩	14.00	0.22	28	1.35	1.55
III1 类柱岩	9.00	0.24	27	1.15	1.10
III2 类柱岩	7.00	0.26	26	1.00	1.05
IV1 类柱岩	2.50	0.30	25	0.75	0.55

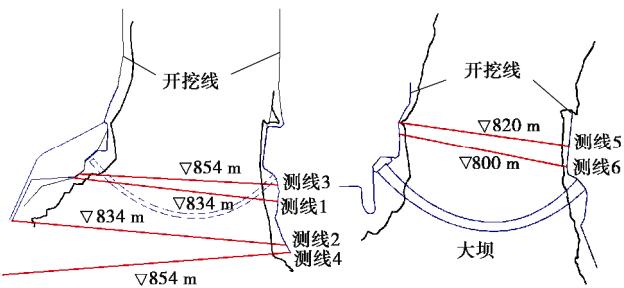


图 4 谷幅测线位置

Fig. 4 Locations of measuring lines for valley width

3.2 有效应力改变及材料弱化计算范围

由于初期蓄水过程主要表现为上游水位的抬升, 因此有效应力改变和岩体弱化的范围主要是考虑上游两岸边坡及近坝区。参考其它工程, 本文中, 有效应力改变和材料弱化的范围为: 横河向延伸至左右岸边界; 顺河向从左右岸坝肩延伸至上游边界; 铅直向从正常蓄水位至坝底高程, 如图 5 所示。

3.3 单个因素引起的谷幅变形

由于正常蓄水位为大坝在正常运行时经历的最危险水位, 为了能够较好地反映有效应力改变及材料弱化产生的谷幅变形及其对大坝位移应力的影响, 这

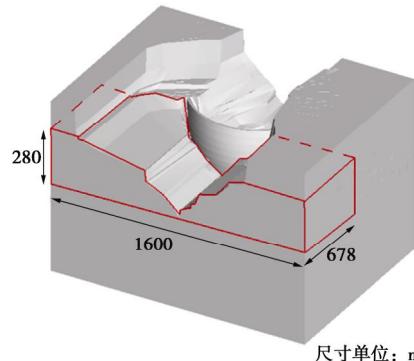


图 5 有效应力改变和岩体材料弱化范围

Fig. 5 Zone of effective stress change and weakening rocks

里以蓄水到高程 825 m 为例, 来计算有效应力改变及材料弱化分别产生的谷幅变形。同时考虑材料弱化 10%, 20%, 30% 三种情况, 分别计算其谷幅变形, 以进行材料弱化程度的敏感性分析。计算结果如表 2 所示。

表 2 两种因素产生的谷幅变形

Table 2 Deformations of valley width caused by two factors (mm)

谷幅测线	有效 应力	弱化 10%	弱化 20%	弱化 30%
1	-11.72	-10.36	-26.74	-54.92
2	-10.61	-8.20	-19.71	-37.92
3	-7.13	-5.99	-14.64	-29.10
4	-6.63	-5.68	-13.24	-24.31
5	-1.94	-1.46	-3.63	-7.06
6	-2.97	-3.52	-9.29	-18.69

由表 2 可以看出: 有效应力改变和材料弱化都会使边坡产生谷幅缩窄; 材料弱化程度对谷幅变形的影响很显著。材料弱化程度每降低 10%, 由其产生的谷幅缩窄值可翻一倍之多, 所以在计算时材料弱化程度要慎重选择。鉴于杨宝全^[11]的材料弱化试验结果, 及初期蓄水过程的持续时间和岩体浸泡程度, 接下来均以蓄水到高程 825 m, 材料弱化 20% (大坝最不利工况) 来分析有效应力改变和材料弱化产生的谷幅变形对大坝的影响。

3.4 谷幅变形对大坝位移的影响

本文的计算步骤是, 正常工况完成后依次考虑有效应力的改变、岩体的材料弱化进行有限元计算。

以下游坝面为例, 取建基面从右岸到左岸 1 至 79 个节点, 如图 6 所示, 统计其顺河向位移和横河向位移变化规律。正常工况、有效应力改变和岩体材料弱化下位移分布分别如图 7~9 所示。

由图 7~9 可知, 正常工况时, 坝基顺河向位移沿拱坝中心线成对称分布, 横河向位移沿拱坝中心线成反对称分布, 坝体向两岸山体变形。在考虑有效应力改变和岩体材料弱化后, 坝体的顺河向位移均有所增加, 沿拱坝中心线基本成对称分布, 但是左右岸峰值有所差别, 这可能与两岸山体地质条件不同有关;

横河向位移沿拱坝中心线基本成反对称分布, 但与正常工况不同的是, 坝体均向河内变形, 且岩体材料弱化 20%产生的坝基变形略大于有效应力改变的效果。但坝体均不会产生向上游的变形。

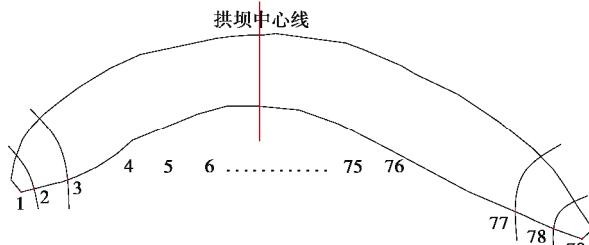


图 6 建基面下游坝面节点分布图

Fig. 6 Distribution of nodes on downstream dam surface

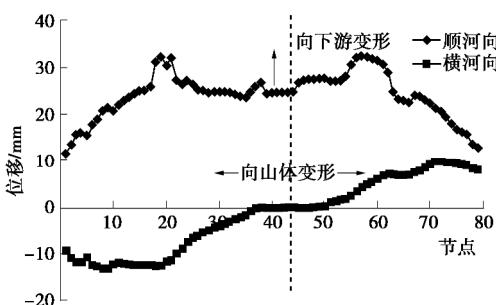


图 7 正常工况时坝基位移分布图

Fig. 7 Distribution of displacement of foundation under normal working condition

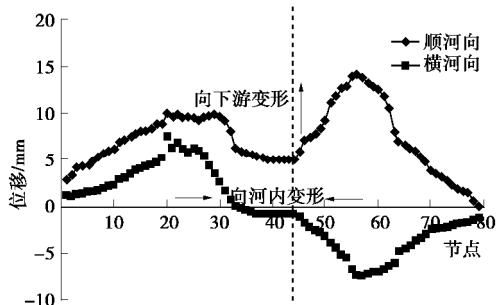


图 8 有效应力改变时坝基位移分布图

Fig. 8 Distribution of displacement of foundation under effective stress change

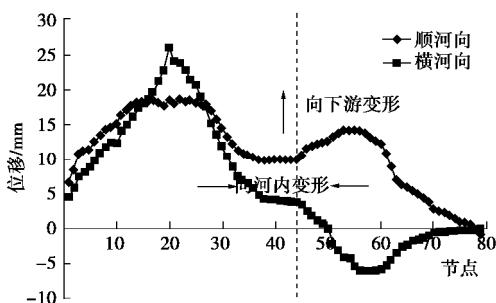


图 9 岩体材料弱化时坝基位移分布图

Fig. 9 Distribution of displacement of foundation under weakening rock mass materials

3.5 谷幅变形对大坝应力的影响

为了对比有效应力改变和材料弱化对坝体应力的影响, 图 10~13 分别给出了正常工况 (a)、正常工况+有效应力改变 (b)、正常工况+有效应力改变+材料弱化 10% (c)、正常工况+有效应力改变+材料弱化 20% (d) 时上下游坝面点安全度和屈服区图及上下游坝面主应力大于 1.5 MPa 的应力分布图。坝体的屈服区体积变化如表 3 所示。

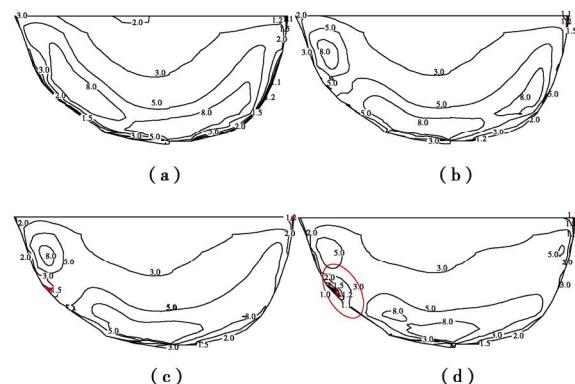


图 10 上游坝面点安全度和屈服区分布图

Fig. 10 Distribution of point safety degree and yield zone on upstream dam surface

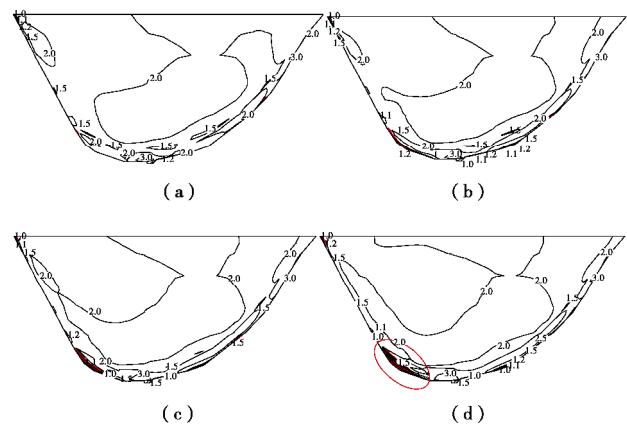


图 11 下游坝面点安全度和屈服区分布图

Fig. 11 Distribution of point safety degree and yield zone on downstream dam surface

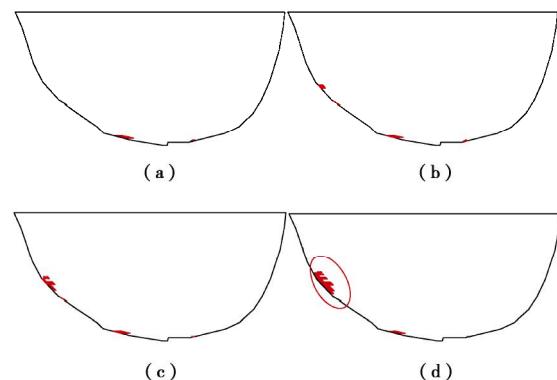


图 12 上游坝面主拉应力大于 1.5 MPa 的区域分布图

Fig. 12 Distribution of principal tensile stress larger than 1.5 MPa on upstream dam surface

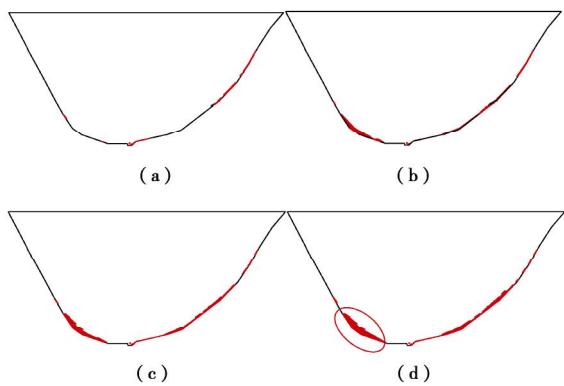


图 13 下游坝面主拉应力大于 1.5 MPa 的区域分布图

Fig. 13 Distribution of principal tensile stress larger than 1.5 MPa on downstream dam surface

表 3 坝体屈服区体积

Table 3 Yielding volumes of dam body (m³)

计算工况	a	b	c	d
屈服区体积	0	4187	7496	18133

由图 10~13 和表 3 可知: ①正常工况时, 上下游坝面均未出现屈服区; 考虑有效应力改变的作用后, 上游坝面左拱端高程 670 m, 下游坝面右拱端高程 545~610 m 范围内出现小范围屈服; 再考虑岩体材料弱化后, 上下游坝面出现屈服的位置与考虑有效应力改变时相同, 但屈服区范围有所扩大。上下游坝面主拉应力存在同样的规律。②有效应力改变和岩体材料弱化的主要作用是使坝体产生新的应力集中区, 且应力集中的位置与不考虑此因素时的应力集中位置不同。③材料弱化程度对坝体屈服区的影响极大, (d) 工况时的坝体屈服区体积是 (b) 的 4 倍之多。但由于岩体泡水软化是一个缓慢加速的过程, 因此除了重点考察有效应力改变的影响外, 还应该慎重考虑岩体材料弱化程度的选择。

4 边界位移法效应

类似锦屏一级, 只在左岸边界施加边坡位移, 且边坡位移模式为从低高程(坝基)到高高程(坡顶)线性变化, 如图 1 所示。以有效应力改变计算所得谷幅变形(10 mm)为目标值进行模拟, 求取 a 值。

4.1 谷幅变形基本规律

经过反复试算, 当左岸最大位移 a 为 20 mm 时, 白鹤滩上游谷幅收缩值达到 11 mm。此时 6 条谷幅测线的变形值如表 4 所示。图 14 为边界位移超载 1 倍、2 倍、3 倍、4 倍、6 倍、8 倍时测线 1 的谷幅变化图。

由表 4 和图 14 可知, 与有效应力改变和材料弱化产生的谷幅变形规律不同, 这 6 条谷幅测线都表现为谷幅缩窄, 且随着高程的增加而增加。上下游的谷

幅变形值相差也不大, 上游四条测线谷幅收缩平均值为 9.7 mm, 下游 2 条测线谷幅收缩平均值为 7.2 mm。随着位移超载, 谷幅收缩值与超载倍数成线性增长, 该规律与文中施加的边界位移模式息息相关。

表 4 边界位移法产生的谷幅变形值

Table 4 Values of deformation of valley width caused by boundary displacement method (mm)

谷幅测线	1	2	3	4	5	6
谷幅值	-7.00	-9.3	-10.76	-11.89	-7.47	-7.01

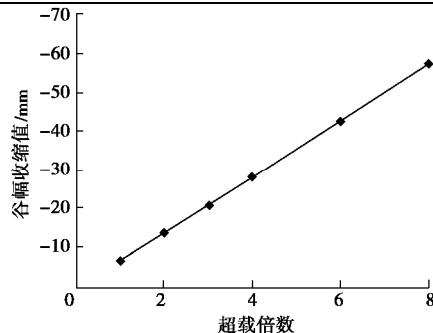


图 14 超载过程中谷幅收缩变化曲线

Fig. 14 Curve of valley width reduction during overload

4.2 谷幅变形对大坝位移的影响

为了充分考察边界位移法产生的谷幅变形对坝体位移、应力的影响。这里给出了 $a=20, 300$ mm, 即边界位移超载 1 倍、15 倍时拱坝建基面下游坝面顺河向位移与横河向位移分布, 如图 15, 16 所示。

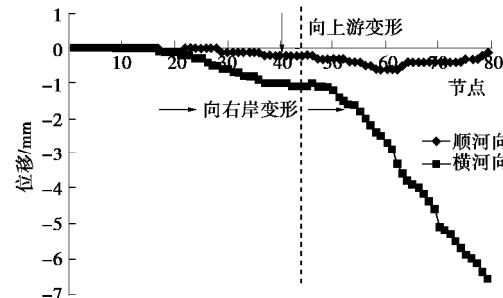


图 15 超载 1 倍时坝基位移分布图

Fig. 15 Distribution of displacement of foundation under one time overload

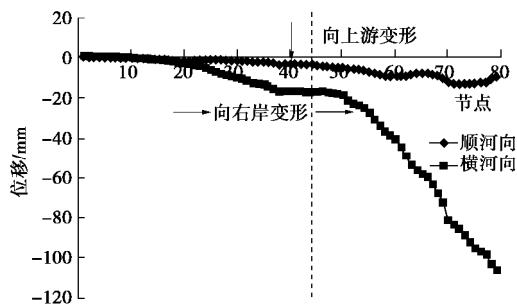


图 16 超载 15 倍时坝基位移分布图

Fig. 16 Distribution of displacement of foundation under 15 times overload

由图 15, 16 可知: ①超载 1 倍与超载 15 倍时坝基位移分布规律完全相似, 量值大小成比例增加。②坝基顺河向位移指向上游, 但是量值很小, 不会抵消正常工况时坝基指向下游的变形。③坝基左岸横河向位移分布近似与高程成正相关分布, 右岸横河向位移相较于左岸很小, 可以忽略不计。

4.3 谷幅变形对大坝应力的影响

图 17, 18 给出了超载 1 倍 $a=20 \text{ mm}$ (a)、超载 10 倍 $a=200 \text{ mm}$ (b)、超载 20 倍 $a=400 \text{ mm}$ (c)、超载 30 倍 $a=600 \text{ mm}$ (d) 时上下游坝面的屈服区图。表 5 给出了 4 种工况下坝体屈服区体积变化。

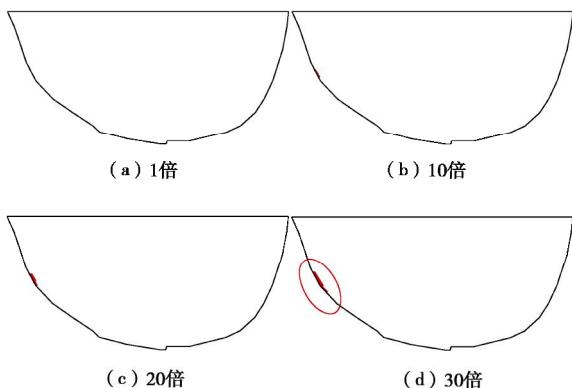


图 17 上游坝面屈服区分布图

Fig. 17 Distribution of yield zone on upstream dam surface

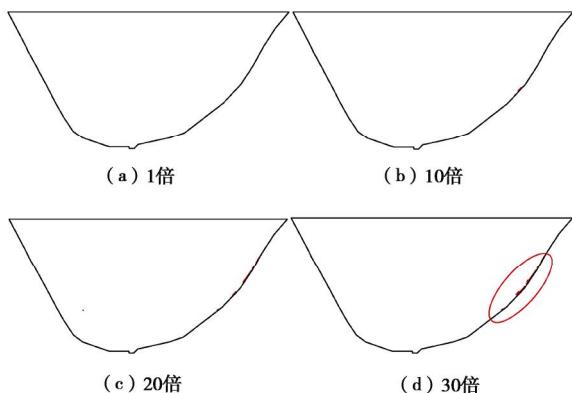


图 18 下游坝面屈服区分布图

Fig. 18 Distribution of yield zone on downstream dam surface

表 5 坝体屈服区体积

Table 5 Yielding volumes of dam body (m^3)

工况	1倍超载	10倍超载	20倍超载	30倍超载
屈服区	0	36.9	786.3	4426.5

由图 17, 18 和表 5 可知, 用边界加位移法计算时, 超载 10 倍时, 坝体的屈服区体积仅为 36.9 m^3 , 低于 10 倍时, 坝体几乎没有屈服区。超载 20 倍、30 倍时上下游坝面少量的屈服区才慢慢扩大, 但是范围也很有限 (图中标记区域), 如超载 30 倍时的坝体屈服区体积才近似等同于有效应力改变时的坝体屈服

区。可见边界加位移对坝体应力的影响之小。

5 变形机理

从以上计算结果可知, 在使边坡产生同样的谷幅收缩情况下, 有效应力改变和材料弱化可以使坝体产生新的应力集中区, 而边界加位移却对坝体应力没有影响。白鹤滩拱坝对边界加位移具有极强的超载能力 (超载 20 倍时, 谷幅收缩约为 200 mm), 这一特征与锦屏一级类似^[31], 锦屏一级在运行期流变趋于稳定时, 谷幅收缩值达到 30 mm , 6 倍超载时 (谷幅收缩约为 180 mm) 拱坝才开始出现屈服区。

边界加位移这种方法的特殊性必然与其位移的施加方式有关, 但具体关系还值得探索。由于拱坝是高次超静定结构, 对坝基变形尤其是非均匀变形非常敏感, 本文即从坝基变形角度来探讨这几种方法之间的差异性。图 19, 20 分别给出了几种计算方案下坝基顺河向位移和横河向位移分布的对比。

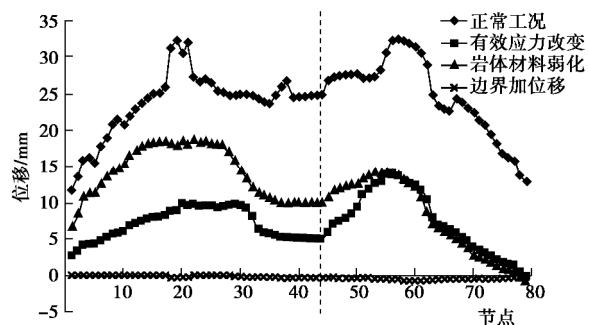


图 19 建基面顺河向位移对比

Fig. 19 Comparison of displacements along river

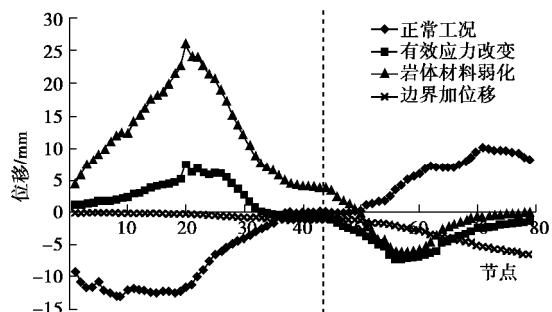


图 20 建基面横河向位移对比

Fig. 20 Comparison of displacements perpendicular to river

由几种计算方案下建基面顺河向位移和横河向位移的对比可以清楚知道, 边界加位移这种加载方式使坝基产生的不均匀变形很小。在这种加载方式作用下, 坝基的顺河向位移很小, 可以忽略不计; 坝基的横河向位移随着高程近似成线性增长, 不均匀的程度极小。反观有效应力改变、岩体材料弱化这两种计算方法, 坝基均产生了一定程度的不均匀变形, 其对坝体应力的影响也较为显著。

因此,从坝基不均匀变形的角度出发,坝基不均匀变形的程度决定了坝体应力受影响的程度。无论何种加载方式,使坝基产生足够大的不均匀变形才是影响坝体应力水平的关键。

6 结 论

通过对白鹤滩拱坝工程实例进行精细化建模,从蓄水导致岩体及结构面摩阻力减少这一机制即有效应力改变、岩体材料弱化和边界施加位移两个方面对白鹤滩拱坝在初期蓄水过程中可能产生的谷幅变形进行预测,分析了谷幅变形对大坝位移、应力的影响并对这几种方法的变形机理进行了对比。得到以下 4 点结论。

(1) 无论从有效应力改变和岩体材料弱化这个谷幅变形机制出发,还是利用边界位移法进行分析,拱坝均不会产生向上游的位移。

(2) 岩体材料弱化 20% 时,谷幅收缩的最大值约为 37 mm。因为岩体的弹塑性计算参数已经考虑了软化效应,蓄水初期岩体材料弱化 20% 已经很大。所以,白鹤滩拱坝的谷幅收缩值应该在有效应力改变和岩体材料弱化 20% 计算所得范围以内,也即不会超过 40 mm。

(3) 通过调整边界位移可以使拱坝产生很大的谷幅变形,但对坝体应力的影响却很小即拱坝对边界加位移具有很强的超载能力。从有效应力改变和岩体材料弱化这个谷幅变形机制出发,它只能使白鹤滩拱坝产生有限的谷幅收缩值,但其对坝体应力和屈服区的影响却很明显。

(4) 无论哪种计算方法,坝基的不均匀变形才是影响坝体应力的关键因素,应该把重点放在坝基的不均匀变形上,并据此判断影响坝体应力的不利因素并采取相应措施。

参 考 文 献:

- [1] FRIGERIO A, MAZZA G. The rehabilitation of Beauregard dam: the contribution of the numerical modeling[C]// 12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams. Vienna, 2013: 343 – 352.
- [2] MULLER L. The rock slide in the Vajont Valley[J]. Rock Mechanics and Engineering Geology, 1964, 2(3): 148-212.
- [3] LONDE P. The Malpasset dam failure[J]. Engineering Geology, 1987, 24(1/2/3/4): 295 – 329.
- [4] LOMBARDI G. Kolnbrein dam: an unusual solution for an unusual problem[J]. International Water Power & Dam Construction, 1991, 43(6): 31 – 34.
- [5] 刘有志, 张国新, 程 恒, 等. 特高拱坝谷幅缩窄成因及对大坝变形和应力的影响分析[C]//中国大坝协会学术年会. 郑州, 2014. (LIU You-zhi, ZHANG Guo-xin, CHENG Heng, et al. Valley width reduction causes and its effects on displacement and stress of the dam[C]// Chinese Dam Academic Annual Meeting. Zhengzhou, 2014. (in Chinese))
- [6] 梁国贺, 胡 昱, 樊启祥, 等. 溪洛渡高拱坝蓄水期谷幅变形特性与影响因素分析[J]. 水力发电学报, 2016, 35(9): 101 – 110. (LIANG Guo-he, HU Yu, FAN Qi-xiang, et al. Analysis on valley deformation of Xiluodu high arch dam during impoundment and its influencing factors[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2016, 35(9): 101 – 110. (in Chinese))
- [7] 汤雪娟, 张 冲, 王仁坤. 渗流场作用的地基变形对高拱坝结构的影响[J]. 地下空间与工程学报, 2016, 12(增刊 2): 645 – 650. (TANG Xue-juan, ZHANG Chong, WANG Ren-kun. Analysis on foundation deformation and its effect on high arch dam surface considering seepage field[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2016, 12(S2): 645 – 650. (in Chinese))
- [8] PARONUZZI P, RIGO E, BOLLA A. Influence of filling drawdown cycles of the Vajont reservoir on Mt. Toc slope stability[J]. Geomorphology, 2013, 191(5): 75 – 93.
- [9] CHENG L, LIU Y R, YANG Q, et al. Mechanism and numerical simulation of reservoir slope deformation during impounding of high arch dams based on nonlinear FEM[J]. Computers and Geotechnics, 2017, 81: 143 – 154.
- [10] 杨宝全, 张 林, 徐 进, 等. 高拱坝坝肩软岩及结构面强度参数水岩耦合弱化效应试验研究[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2015, 47(2): 21 – 27. (YANG Bao-quan, ZHANG Lin, XU Jin, et al. Experimental study of weakening effect of water-rock coupling interaction on strength parameters of dam abutment weak rock and structural plane for high arch dam[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2015, 47(2): 21 – 27. (in Chinese))
- [11] TERZAGHI K. The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear[C]// Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Harvard, 1936: 54 – 56.
- [12] LADE P V, BOER D E. The concept of effective stress for soil, concrete and rock[J]. Géotechnique, 1997, 47(1): 61 – 78.
- [13] NUR A, BYERLEE J D. An exact effective stress law for

- elastic deformation of rock with fluids[J]. Journal of Geophysical Research, 1971, **76**(26): 6414 – 6419.
- [14] BIOT M A, WILLIS D G. The elastic coefficients of the theory of consolidation[J]. Journal of Applied Mechanics, 1957, **24**: 594 – 601.
- [15] SKEMPTON A W. Effective stress in soils, concrete and rocks[C]// Proceedings of the Conference on Pore Pressure and Suction in Soils. Butterworths, 1960.
- [16] COUSSY O. Poromechanics[M]. London: John Wiley & Sons, 2004.
- [17] BORJA R I, KOLIJI A. On the effective stress in unsaturated porous continua with double porosity[J]. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 2009, **57**(8): 1182 – 1193.
- [18] BARENBLATT G I, ZHELTOV I P, KOCHINA I N. Basic concepts in the theory of seepage of homogeneous liquids in fissured rocks[J]. Journal of Applied Mathematics and Mechanics, 1960, **24**(5): 1286 – 1303.
- [19] TUNCAY K, CORAPCIOGLU M Y. Effective stress principle for saturated fractured porous media[J]. Water Resources Research, 1995, **31**(12): 3103 – 3106.
- [20] MA J J, ZHAO G F, KHALILI N. A fully coupled flow deformation model for elasto-plastic damage analysis in saturated fractured porous media[J]. International Journal of Plasticity, 2016, **76**: 29 – 50.
- [21] 杨 强, 潘元炜, 程 立, 等. 蓄水期边坡及地基变形对高拱坝的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(增刊2): 3979 – 3986. (YANG Qiang, PAN Yuan-wei, CHENG Li, et al. Impounding influence of slope and foundation deformation on high arch dam[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(S2): 3979 – 3986. (in Chinese))
- [22] 杨 强, 陈 新, 周维垣. 基于 D-P 准则的三维弹塑性有限元增量计算的有效算法[J]. 岩土工程学报, 2002, **24**(1): 16 – 20. (YANG Qiang, CHEN Xin, ZHOU Wei-yuan. A practical 3D elasto-plastic incremental method in FEM based on D-P yield criteria[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, **24**(1): 16 – 20. (in Chinese))
- [23] 程 立, 刘耀儒, 潘元炜, 等. 锦屏一级拱坝左岸边坡长期变形对坝体影响研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(增刊2): 4040 – 4052. (CHENG Li, LIU Yao-ru, PAN Yuan-wei, et al. Research on influence of left bank slope's long-term deformation on dam body for Jinping I arch dam[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(S2): 4040 – 4052. (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) 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/CJGE201908010

白鹤滩水电站左岸边坡岩石损伤变形反馈分析

钱 波¹, 杨 莹¹, 徐奴文^{*1}, 戴 峰¹, 周家文¹, 樊义林², 徐 剑²

(1. 四川大学水力学与山区河流开发保护国家重点实验室, 四川 成都 610065; 2. 中国三峡建设管理有限公司, 北京 100038)

摘要: 为研究白鹤滩水电站左岸边坡岩石微破裂损伤状态下的宏观变形, 基于现场微震监测数据以及宏观变形资料, 运用震源半径表征岩石破裂尺度, 采用考虑岩石破裂尺度的损伤本构关系, 通过将岩石微破裂信息导入左岸边坡准三维数值模型, 再现开挖工况左岸坝肩岩体卸荷变形过程, 建立微震损伤与边坡宏观变形的定量联系。反馈分析结果表明: 边坡岩体开挖工况下考虑微震损伤模型较未考虑微震损伤变形特征更接近于实际位移测值。考虑微震损伤效应的反馈分析方法作为一种初步的探索性工作, 可为高陡边坡稳定性研究提供新思路。

关键词: 岩石边坡; 微震监测; 反馈分析; 数值模拟; 白鹤滩水电站

中图分类号: TU457 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1464-08

作者简介: 钱 波(1995—), 男, 硕士, 主要从事微震监测方面研究工作。E-mail: 18227639357@163.com。

Feedback analysis of rock damage deformation of slope at left bank of Baihetan Hydropower Station

QIAN Bo¹, YANG Ying¹, XU Nu-wen¹, DAI Feng¹, ZHOU Jia-wen¹, FAN Yi-lin², XU Jian²

(1. State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, Sichuan University, Chengdu 610065, China; 2. China Three

Gorges Construction Management Co., Ltd., Beijing 100038, China)

Abstract: In order to study the macroscopic deformation of the slope at the left bank of Baihetan Hydropower Station in the micro-fracture damage state, based on the micro-seismic monitoring and field deformation data, the source radius was used to characterize the rock fracture scale, and the constitutive relation considering the scale of rock fracture was used to introduce the fracture information into the slope at the left bank. A three-dimensional numerical model was used to reproduce the unloading deformation process of the rock mass of the abutment at the left bank during excavation, and to establish a quantitative connection between microseismic damage and field deformation of the slope. The feedback analysis shows that the microseismic damage model is more similar to the actual displacement measurement under the excavation conditions. The proposed feedback analysis method considering microseismic damage is a preliminary exploratory work and can provide new ideas for the researches on the stability of high and steep slopes.

Key words: rock slope; microseismic monitoring; feedback analysis; numerical simulation; Baihetan Hydropower Station

0 引言

边坡安全稳定性在降雨、地震以及施工等外界扰动下, 会呈现不同程度的衰减, 其内部软弱结构面物理力学特性因扰动呈现劣化趋势是边坡失稳最根本原因, 因此正确采用与岩体损伤程度相对应的参数进行分析才能对边坡后续行为进行合理预测。然而, 边坡岩体力学参数不仅受到结构内部各种裂隙节理及软弱夹层的影响, 同时还受到岩体尺寸效应影响, 仅凭实验室测量和原位测量方法难以准确推断施工扰动下的岩体力学参数。因此, 如何正确确定复杂地质环境下扰动岩体力学参数, 如何根据边坡损伤时效特性对岩体损伤进行定量分析, 使计算结果更符合实际, 是研究边坡稳定性的关键。由此应运而生的反馈分析法正

在成为边坡安全稳定性研究的一大趋势^[1]。

正是由于岩体损伤定量评价对于边坡施工过程有着非常重要的影响, 为此, 众多学者开展了一系列研究工作。冯夏庭等^[2]采用多种技术和学科交叉建立了一种高效的岩体力学参数智能反馈分析新方法, 该法可以对施工区域岩体稳定性进行跟踪分析, 为大型边坡工程及地下厂房的安全施工与监测预警提供了新思路; 盛谦等^[3]以三峡船闸高边坡工程为背景, 建立了考虑施工影响的数值模型, 实现了高边坡的开挖卸荷

基金项目: 国家重点研发计划项目(2017YFC1501100); 国家自然科学基金面上项目(51679158)

收稿日期: 2018-06-14

*通讯作者(E-mail: xunuwen@scu.edu.cn)

模拟, 并运用神经网络和遗传算法对结果进行了优化, 得到与实际更为接近的岩体力学参数和应力场; 王瑞红等^[4]以金沙江一双曲拱坝坝肩开挖为背景, 研究了开挖后岩体力学性质劣化趋势, 采用折减之后的参数对边坡岩体应力应变状态进行分析, 并提出了合理的后期加固方案; 周火明等^[5]对三峡船闸施工扰动影响范围内的边坡岩体采用岩体声波测试技术对其边坡岩体力学性质弱化程度进行了研究; 王家臣等^[6]应用Rosenblueth原理、损伤断裂力学等理论, 借助数值模拟建立三维节理岩体概率损伤演化模型, 对露天矿边坡岩体开采过程安全稳定性动态变化规律进行了揭示。

综上所述, 虽然目前针对复杂地质条件下岩体损伤定量分析及预测评价已经取得一定进展, 但是仍存在部分问题未能很好解决。如: 传统的分析方法对于岩体损伤参数的选取通常依赖于试验、监测资料以及前期分析, 然而试验、监测数据与待反演参数之间的关系往往难以准确建立。另一方面, 常规监测方法得到的数据用于岩体反馈分析存在滞后性, 当常规监测方法监测到变形发生时, 岩体内部可能已经发生了较明显的破裂甚至已经贯通形成滑裂面。为了避免上述问题, 微震监测作为一种针对岩体内部微破裂区域进行实时动态监测的方法, 可以监测岩体微破裂萌生、聚集、发育的全过程, 近年来越来越多地被用于边坡岩体稳定性监测^[7]。

本文在上述研究的基础上, 以白鹤滩水电站左岸边坡为工程背景, 以微震监测数据作依托对 FLAC^{3D}进行二次开发, 在不改变软件原有内核的条件下, 对现有的软件本构模型进行拓展, 运用C语言编译了考虑岩石破裂尺度的损伤本构模型, 并将微震监测数据的震源半径作为输入指标, 将微震系统采集到的包括微震破裂信息导入沿拱轴线剖面三维数值模型, 并将数值模拟结果与现场宏观变形监测数据作对比, 实现了FLAC^{3D}和微震监测数据的结合, 模拟计算得到了岩石破裂损伤状态下的应力、应变, 实现了FLAC^{3D}在功能上的扩展, 为边坡开挖过程岩体损伤的定量评估提供新思路。主要研究思路见图1。

1 考虑岩石破裂尺度的损伤本构模型

微震数据通常蕴含丰富的震源破裂信息, 学者们通过大量研究从监测系统获取到的微震波形资料中得到了一些与地震能量积聚和释放的区域相关的参数, 即为震源破坏特征参数, 包括地震矩、震级、地震能量、震源半径、视应力、应力降、地震变形等。本文将利用震源半径反映岩石破裂的尺度, 并借此与岩石损伤建立直接联系。

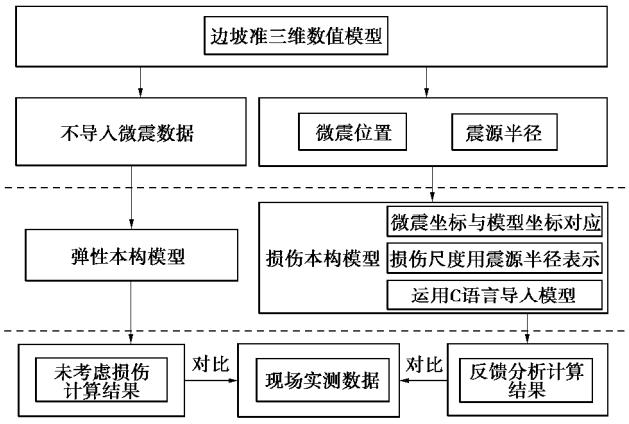


图1 主要研究思路

Fig. 1 Main research ideas

Cai等^[8]为了更方便地对破裂岩体进行研究, 将岩体整体划分成一个一个的特征单元(代表体积元, 简称RVE)作为研究对象。Horii等^[9]在研究可能发生摩擦滑动的线性弹性脆性固体时提出了一种基于加载条件的整体瞬时模量估计方法, 其中对于包含裂纹的岩石平均应力和平均应变关系定义为

$$\bar{\epsilon}_{ij} = C_{ijkl} \bar{S}_{kl} + \frac{1}{2V} \int_{S^c} ([\mathbf{m}_i] n_j + [\mathbf{m}_j] n_i) dS, \quad (1)$$

式中, C_{ijkl} 为完整岩体柔性张量, S^c 为破裂表面积, n_i 为破裂的单位正向量, $[\mu_i]$ 为破裂面的位移增加量, \bar{S} 为平均应力, V 为RVE单元的体积。

式(1)中, $\frac{1}{2V} \int_{S^c} ([\mathbf{m}_i] n_j + [\mathbf{m}_j] n_i) dS$ 为岩石破裂导致的应变增量。在给定的损伤状态下, 假设岩体整体弹性, 此时可以将式(1)简化为

$$\bar{\epsilon}_{ij} = (C_{ijkl} + C_{ijkl}^p) \bar{S}_{kl} = \bar{C}_{ijkl} \bar{S}_{kl}, \quad (2)$$

式中, \bar{C}_{ijkl} 为常有效弹性柔性张量, C_{ijkl}^p 为破裂引起的柔性张量。

为了考虑破裂对岩体材料的影响, 计算出对应的应变增量, Cai等^[10]在上述的基础上进行了简化, 提出了式(3)所示本构关系:

$$\bar{\epsilon}_i = \bar{C}_{ij} \bar{S}_j \quad (i, j=1, 2, 3, \dots, 6). \quad (3)$$

二维情况下, 二维弹性体柔度矩阵为

$$\bar{C}_{ij} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -n & 0 \\ -n & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 2 \end{bmatrix}. \quad (4)$$

根据Cai等^[10]的研究对于有随机分布节理的岩体, 其柔度矩阵可以写为

$$\bar{C}_{ij} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1+a_0 & -n & 0 \\ -n & 1+a_0 & 0 \\ 0 & 0 & 2(1+n)+2a_0 \end{bmatrix}. \quad (5)$$

式中 E 为完整岩体弹性模型; a_0 为岩体破裂损伤变量, $a_0=\omega(1+\omega)$, ω 为岩体破裂密度, $\omega=N\pi r_0^2/V$, r_0 为微震震源半径。

在弹性力学中, 当研究物体一个方向的长度远大于其余两个方向的长度, 且各个截面的尺寸和形状基本相同, 则可以认为长度方向位移为 0, 这类问题可以认为是平面应变问题, 在平面问题中, 应力、应变和位移都是与长度方向无关的函数, 由于所取的白鹤滩边坡模型为一个剖面, 所以将其近似简化为平面应变问题, 弹性力学中将各向同性应力应变本构方程表达为

$$\begin{bmatrix} s_x \\ s_y \\ s_z \\ t_{xy} \\ t_{yz} \\ t_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E(1-n)}{(1+n)(1-2n)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{n}{1-n} & \frac{n}{1-n} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{n}{1-n} & 1 & \frac{n}{1-n} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{n}{1-n} & \frac{n}{1-n} & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2n}{2(1-n)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2n}{2(1-n)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2n}{2(1-n)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} e_x \\ e_y \\ e_z \\ g_{xy} \\ g_{yz} \\ g_{zx} \end{bmatrix}. \quad (6)$$

基于上述分析, 根据 Cai 等的研究, 将式 (6) 加以变换, 可以得到此时三维平面应变下节理岩体的损伤本构柔度矩阵为

$$\bar{C}_{ij} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1+a_0 & -n & -n & 0 & 0 & 0 \\ -n & 1 & -n & 0 & 0 & 0 \\ -n & -n & 1+a_0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+n) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+n)+2a_0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+n) \end{bmatrix}. \quad (7)$$

2 沿拱轴线边坡三维数值模型

2.1 模型建立

选择白鹤滩左岸边坡高程 880~550 m 沿拱轴线地质剖面建立左岸边坡模拟模型(图 2)。模型建立方法: 采用第三方有限元软件 ANSYS 生成网格, 然后再通过插件将网格节点数据导入 FLAC^{3D} 中。数值模

型共包括 246075 个六面体单元, 底部高程为 480 m, 最高处高程为 880 m, 横河向 570 m, 顺河向 50 m, 模拟范围主要包括 9 条软弱结构面(层内错动带 LS₃₃₇, LS₃₃₁, LS₃₃₁₈, LS₃₃₁₉, 层间错动带 C₃₋₁, C₃, 后缘面断层 F₁₇, f₁₁₀, f₁₀₈)。模型坐标系按图中所示: X 轴正方向指向右岸边坡(即 SE50°), Y 轴正方向指向河流上游(即 SW40°), Z 轴正方向铅直向下。计算区域两侧施加 x 法向约束, 前后施加 y 方向法向约束, 底面部分关键节点采取 x, y, z 三方向约束, 临空面自由。坡体岩体根据 GB50287—2006 主要分为 II、III、IV、V 类四类, 岩性为玄武岩, 模型中岩体和结构面参数取值自《金沙江白鹤滩水电站左右岸 600 m 高程以上坝肩开挖及支护工程招标设计报告》^[11], 如表 1 所示。模型边界条件施加完成后, 采用 C 语言编译考虑岩石破裂尺度的损伤本构模型, 在 FLAC^{3D} 运行时直接作为动态链接库载入并赋予模型中所有岩石单元。

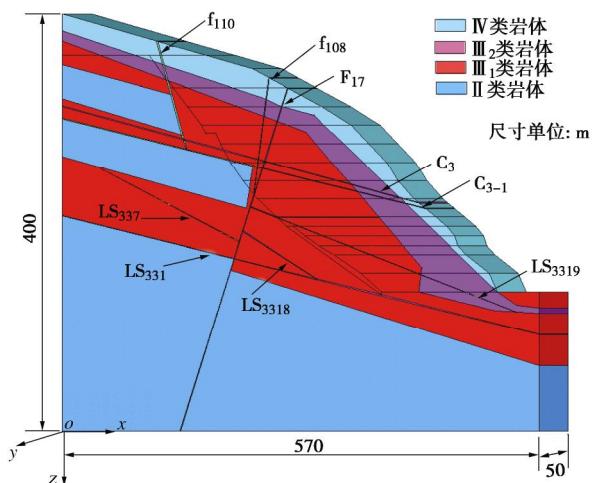


图 2 白鹤滩水电站左岸边坡拱轴线剖面图

Fig. 2 Section of slope at left bank of Baihetan Hydropower Station

表 1 数值计算力学参数

Table 1 Mechanical parameters for numerical calculation

岩体类型	弹性模量/GPa	抗压强度/MPa	泊松比	剪切强度 j / (°)	剪切强度 c / MPa	密度 / (g·cm ⁻³)
II	15.00	100	0.23	36	1.40	2.80
III ₁	12.00	70	0.24	36	1.10	2.68
III ₂	11.00	55	0.26	35	0.75	2.60
IV	5.00	35	0.32	33	0.50	2.50
f ₁₁₀	0.60	20	0.35	28	0.15	2.22
f ₁₀₈	0.30	16	0.35	27	0.15	2.20
F ₁₇	1.00	23	0.34	28	0.15	2.13
C ₃₋₁	0.71	22	0.35	28	0.04	2.05
C ₃	0.40	18	0.34	28	0.10	2.13
LS ₃₃₁₉	0.25	15	0.33	26	0.10	2.11
LS ₃₃₇	0.20	18	0.35	25	0.05	2.03
LS ₃₃₁₈	0.30	10	0.35	26	0.10	2.14
LS ₃₃₁	1.30	23	0.35	27	0.06	2.15
覆盖层	2.00	30	0.22	32	1.40	2.30

白鹤滩水电站左岸坝基边坡拱间槽区域于2013年9月5日正式动工,采用分层分段爆破开挖方式,每层厚度10 m左右,施工进度如图3所示。历时15个月于2014年12月26日开挖至628 m高程,现场人员巡视时发现660 m高程帷幕洞WML2和排水洞PSL2口附近混凝土喷层沿LS₃₃₁₉层面方向出现开裂,坝肩槽下游680 m高程附近断层F₁₇出露部位出现沿断层方向张拉裂缝,因此造成建基面暂停开挖,并对坝基进行紧急固结灌浆与锚索支护。在跟进加固措施后,坝基边坡建基面于2016年1月30日左右恢复开挖。此次数值模拟为了尽可能真实地反映逐层开挖逐层加固施工情况下的边坡岩体变形响应机制,数值模型参照白鹤滩现场拱肩槽区域加固施工图(图4)增加了锚索的模拟。现场锚索采用3000 kN级预应力锚索,长度根据地质勘探情况在30~70 m之间,间距4 m×4 m,锚固角垂直于建基面,数值模型锚固图见图5。

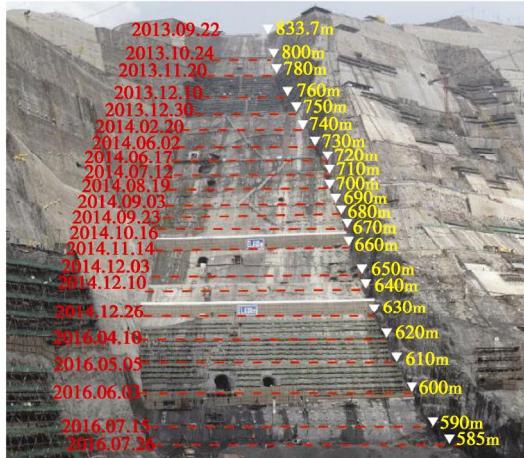


图3 左岸坝肩边坡分层开挖进度

Fig. 3 Layered excavation progress of abutment slope at left bank

2.2 微震参数嵌入

白鹤滩左岸采用了加拿大ESG公司生产的微震

监测系统,该系统于2014年11月10日构建完成^[12],多点位移计于2014年12月14日安装调试完成,此时边坡已经开挖至680 m高程附近,鉴于此,680 m高程以上微震及现场数据存在缺失,对于模拟的对比结果有一定的影响。为建立白鹤滩左岸边坡岩体损伤与微震活动的定量联系,以左岸边坡拱肩槽区域为研究对象选取一定时间段内的微震事件进行研究,在综合考虑上述各种因素作用后,选取了两个时间段的微震事件,分别是2014年12月1日到2015年1月31日(开挖高程为740~680 m)和2016年4月1日到2016年12月31日(开挖高程为630~550 m)。圈定相应部位的微震监测数据,以2014年12月1日到2015年1月31日时段为例,选定的微震数据采集区域在俯视图中为大地坐标系(E589012, N3012917)、(E588989, N3012878)、(E589130, N3012797)、(E589153, N3012836)4个定位点围成的矩形区域,空间范围为高程740~680 m的立方体。根据数值模型,选择坝顶参照点,参照点大地坐标为(E589053, E3012865, D834),模型中的坐标为(172.7, 60, 405),根据参照点坐标建立坐标转换关系,将圈定范围内微震数据定位到数值模型中,此段开挖期微震有效数据共计309个。模型中岩石单元均采用考虑岩石破裂尺度的损伤本构模型,震源半径由加拿大ESG公司微震监测系统自带的SeisVis软件读取,如图6所示,系统使用环形断层面假定,将震源破裂区等效为一个半径为r的圆盘,按Brune模型计算^[13],代表震源处的破裂尺度。计算公式为

$$r_0 = \frac{K_c V_s}{2\pi f_{0c}} , \quad (8)$$

式中,K_c为P波或S波的角频率,对于瞬时应力释放,K_s=2.34,对于准动态圆形震源,K_p=2.01,K_s=1.32^[14]。

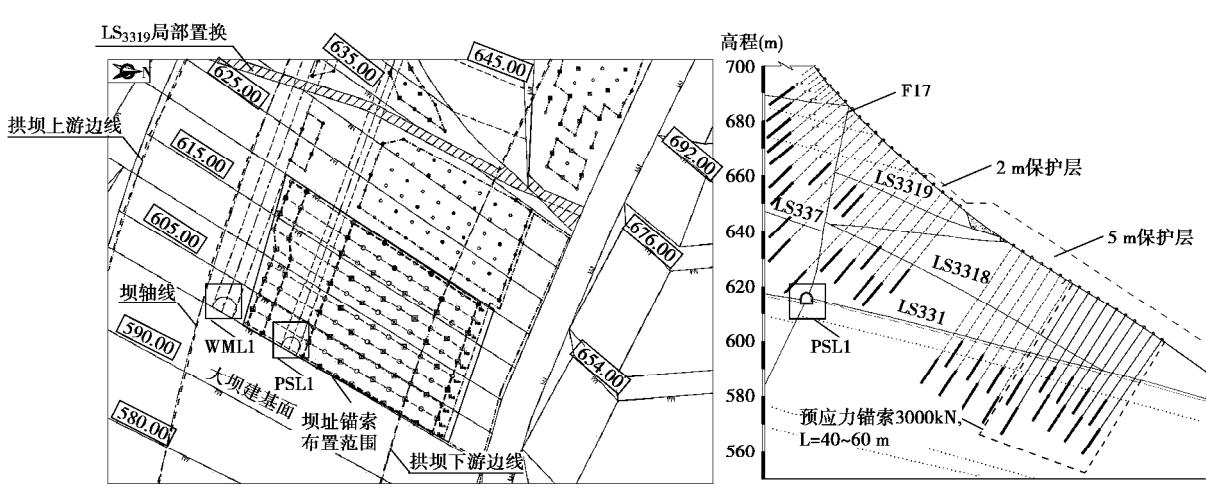


图4 坝基锚索支护布置

Fig. 4 Layout of anchor cable support in dam foundation

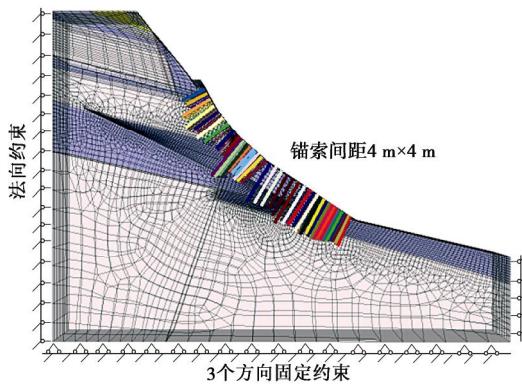


图 5 模型锚索加固图

Fig. 5 Reinforcement of model anchor cables

当微震数据定位至模型相应岩石单元时, 输入微震数据的震源半径, 可计算得到该岩石单元的破裂密度、岩体破裂损伤变量以及该单元在受到岩石破裂损伤情况下的应变增量, 通过 FLAC^{3D} 的计算循环最终可以得到该单元在损伤状态下的应力、应变, 将一定时段内的所有微震数据定位到数值模型中即可计算得到该时段边坡岩体在受到损伤状态下的应力应变情况。微震空间分布图及其相关信息与模型开挖过程对应关系见图 7, 8。

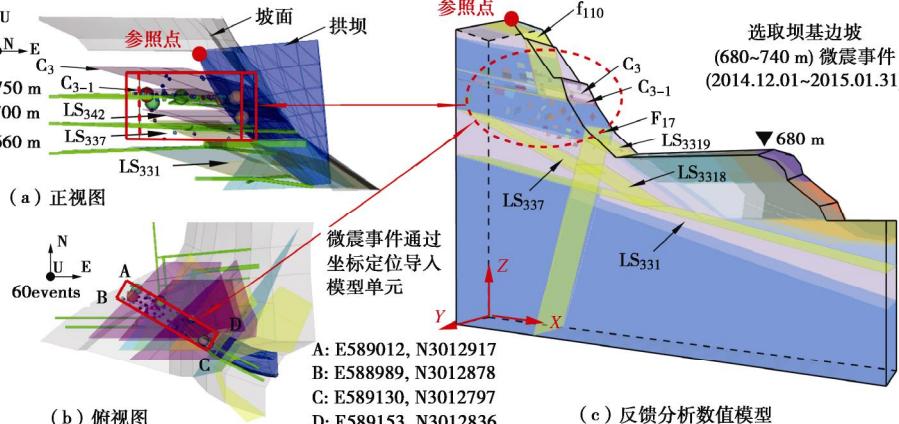


图 7 2014-12-01—2015-01-31 时段微震信息导入模型

Fig. 7 Microseismic information importing model during period of Dec. 1, 2014 to Jan. 31, 2015

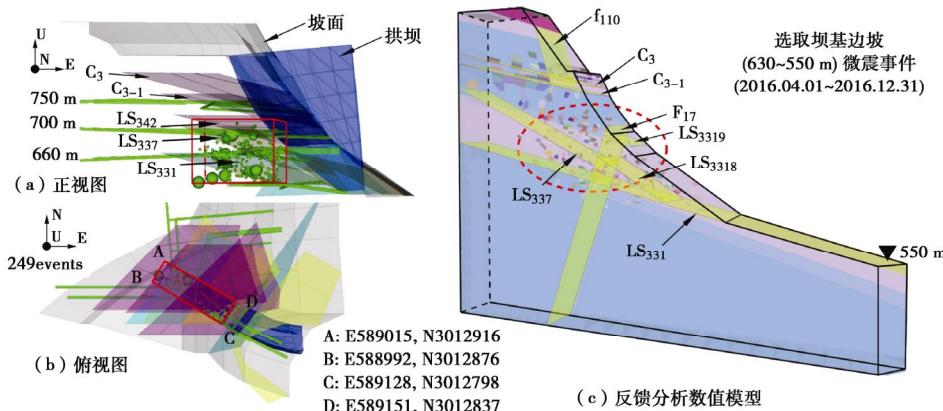


图 8 2016-04-01—2016-12-31 时段微震信息导入模型

Fig. 8 Microseismic information importing model during period of April 1, 2016 to Dec. 31, 2016

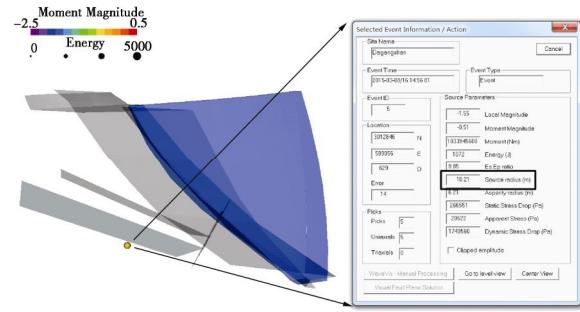


图 6 SeisVis 软件中的微震事件震源半径

Fig. 6 Source radius of microseismic event in SeisVis

3 结果分析

图 9 为考虑微震损伤情况下白鹤滩左岸拱肩槽边坡开挖期间岩体的位移变化云图, 图 10 为模型开挖至 550 m 高程位移矢量图, 选取图中多点位移计△Mzjc-3 监测点为数值模拟位移监测点, 图 11 为位移监测点水平位移及总位移与开挖步关系, 可以看出: ①开挖引起边坡变形的方向为向上并指向河谷, 由铅直向回弹位移和水平位移构成, 但是由于增加了锚固

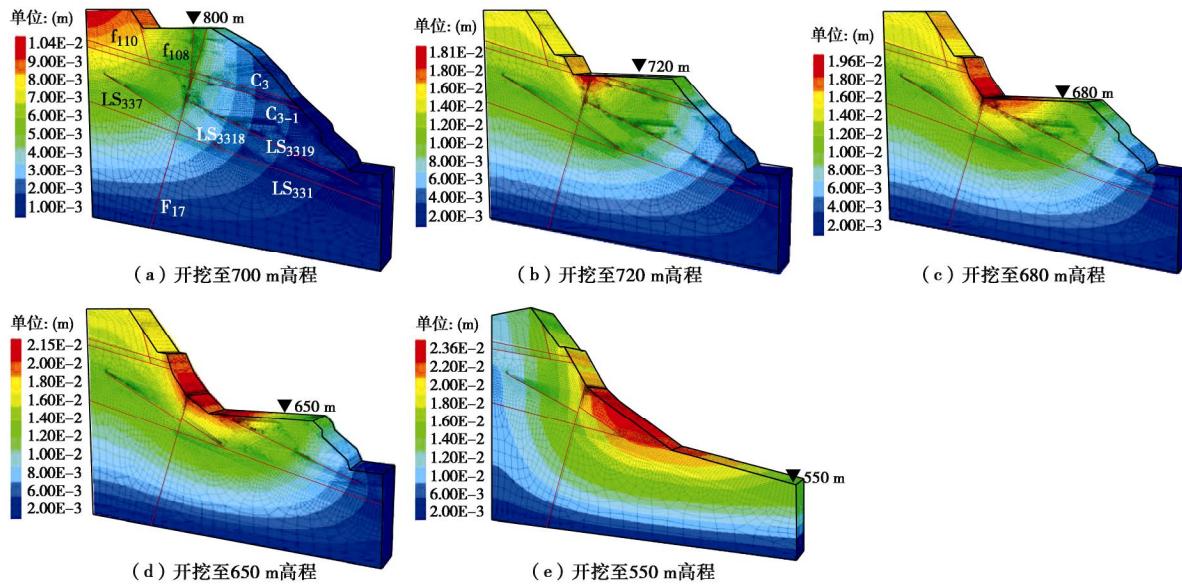


图 9 考虑损伤效应模型开挖过程位移变化云图

Fig. 9 Displacement clouds of model considering damage effect during excavation process

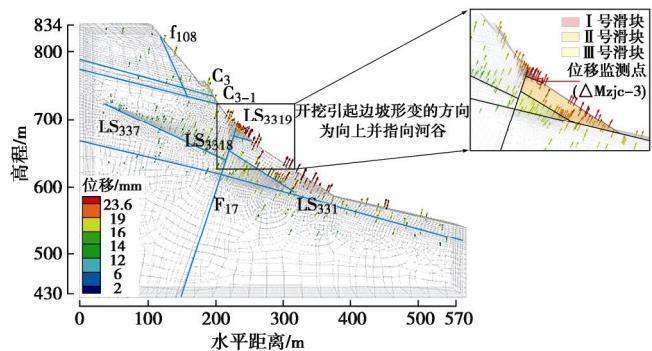


图 10 模型开挖至 550 m 高程位移矢量图

Fig. 10 Displacement vectors of model excavation to elevation of 550 m

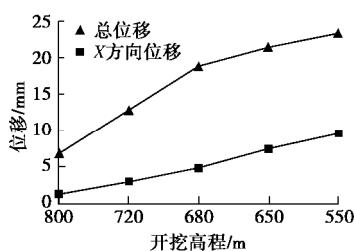


图 11 监测点水平位移与总位移变化

Fig. 11 Horizontal and total displacements at monitoring points
作用, 坡表变形程度有所减弱, 最大位移低于 30 mm;
②每层开挖完成后的最大位移均出现开挖完成面附近, 尤其集中在软弱结构面出露的坡脚地带, 开挖至 720 m 高程时最大位移出现在 C_3 和 C_{3-1} 出露地带, 开挖至 680 m 高程时最大位移出现在 F_{17} 出露地带, 开挖至 650 m 高程时最大位移出现在 LS_{3319} 出露地带;
③水平向卸荷作用随着开挖面的降低对边坡产生的影响不断增大, 使得水平向位移在总位移中所占比例增大, 中上部开挖时, 开挖至 720 m 高程, 水平向位移

占总位移的比例大约在 21%, 开挖至下部高程 550 m 时, 水平向位移占总位移的比例在 41% 左右。

图 12 为考虑微震损伤情况下白鹤滩左岸拱肩槽边坡开挖期间岩体的剪应变率变化情况, 颜色越红的区域表示剪应变率越大, 从图 12 中可以看出: 在边坡开始施工以后, 由于周围岩体开挖扰动的影响, 软弱结构面附近应力集中, 剪应变率较大, 开始发生剪切应变, 并且随着开挖高程的降低以及卸荷深度的增加, 该现象越来越明显。在开挖至 550 m 高程后, F_{17} 与 LS_{3319} 形成的楔形体区域剪切应变率增加极其明显, 表明边坡下部开挖会影响上部结构面的变形。层内错动带 LS_{3319} 产生剪切变形量较大的原因是地应力相对较高且上盘岩体较为薄弱, 在开挖后由于水平卸荷增加导致的水平位移增长, 岩体发生拉伸剪切变形; 另一方面由于该区域浅层岩体为柱状节理玄武岩, 抗施工扰动能力较差。因此为避免滑裂面切割形成的危险滑动块成为影响边坡安全稳定的危险因素, 在下部边坡高程 660~628 m 柱状节理玄武岩分布段施工过程中, 需关注施工动态对其进行及时支护加固处理。图 13 为 $\triangle Mzjc-3$ 监测点位移时序过程线, 图 14 为位移对比表, 在反馈分析模型与未导入微震数据的普通模型上均选取现场多点位移计 $\triangle Mzjc-3$ 监测点记录其开挖过程数据, 选取了 2016 年 3 月 1 日至 2016 年 12 月 31 日微震监测期及多点位移计监测期 650 m 到 550 m 高程开挖时段的数据进行分析, 该区域采用分段开挖的施工方式。可以看出: ①未考虑微震损伤模型与考虑微震损伤模型的位移监测量相较于现场监测都略偏小, 原因是现场该部分区域为柱状玄武岩区域, 变形更为明显, 而数值模拟中, 未考虑柱状玄武岩的

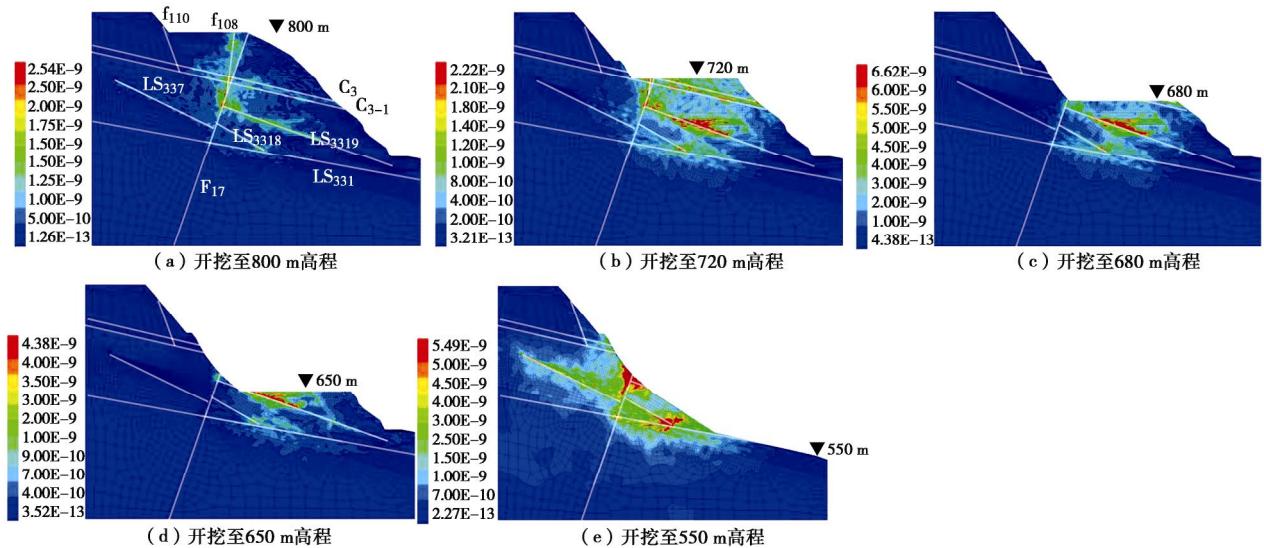


图 12 考虑损伤效应模型开挖过程剪应变率

Fig. 12 Shear rate of model considering damage effect during excavation process

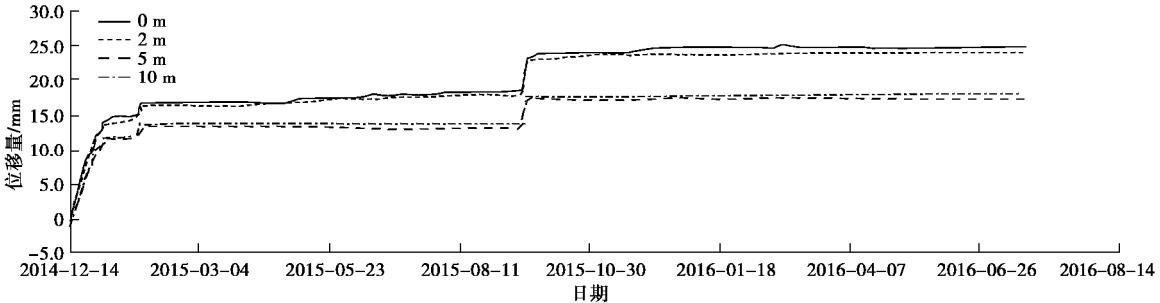


图 13 左岸坝基高程 654.53 m 变位计△Mzjc-3 时序过程线

Fig. 13 Sequence time line displacement gauge △Mzjc-3 at elevation of 654.53 m at left bank slope

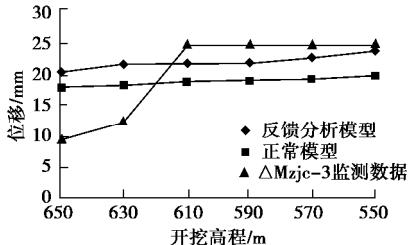


图 14 开挖过程边坡位移对比

Fig. 14 Comparison of slope displacements during excavation process

影响; ②与未考虑微震损伤相比, 考虑微震损伤时边坡位移更接近于现场多点位移监测数据, 增加量约数毫米, 增量不算明显主要是由于各种原因局限使得选取研究时段较短, 且该时段微震事件震源半径不大, 分布相对分散; ③前期现场多点位移计监测数据增长较数值模拟位移增长较快, 主要是由于多点位移计安装于 2014 年 12 月 14 日, 安装初期位移增长会较为明显。

4 结 论

(1) 扩展了考虑岩石破裂尺度的损伤本构关系,

相比于传统本构关系, 考虑岩石破裂尺度的损伤本构关系能够直观反映岩石内部微裂纹的损伤效应, 且用户能够根据计算需求自行选择岩石破裂尺度表征参数。

(2) 以微震震源半径表征岩石破裂尺度, 结合微震监测数据与 FLAC^{3D} 软件模拟分析岩体微震损伤状态下的变形特征, 相比于传统方法, 能更好地反演岩体施工扰动下的力学性质, 实现了考虑微震损伤的边坡岩体模拟分析, 为定量评估岩体损伤, 开展岩体反馈分析方法提供了新的方法。

(3) 边坡分层开挖数值计算结果表明, 与未考虑微震损伤相比, 考虑微震损伤时边坡位移更接近于现场多点位移监测数据, 增加量约数毫米, 增量不算明显, 主要是由于各种原因局限使得选取研究时段较短, 且该时段微震事件震源半径不大, 分布相对分散; 边坡未考虑微震损伤模型与考虑微震损伤模型的位移监测量相较于现场监测都略微偏小, 原因是现场该部分区域为柱状玄武岩区域, 变形更为明显, 而数值模拟中未考虑柱状玄武岩的影响。因此, 对于大型边坡工程而言, 在施工工程中岩体内部破裂情况复杂, 为避

免发生相关安全事故保障生产安全, 对于岩体力学性质的反馈分析是十分必要的。

参考文献:

- [1] 杨天鸿, 张锋春, 于庆磊, 等. 露天矿高陡边坡稳定性研究现状及发展趋势[J]. 岩土力学, 2011, **32**(5): 1437–1451. (YANG Tian-hong, ZHANG Feng-chun, YU Qing-lei, et al. Research situation of open-pit mining high and steep slope stability and its developing trend[J]. Rock Mechanics and Soil, 2011, **32**(5): 1437–1451. (in Chinese))
- [2] 冯夏庭, 周辉, 李邵军, 等. 复杂条件下岩石工程安全性的智能分析评估和时空预测系统[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(9): 1741–1756. (FENG Xia-ting, ZHOU Hui, LI Shao-jun, et al. System of intelligent evaluation and prediction in space-time for safety of rock engineering under hazardous environment[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(9): 1741–1756. (in Chinese))
- [3] 盛谦, 丁秀丽, 冯夏庭, 等. 三峡船闸高边坡考虑开挖卸荷效应的位移反分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, **19**(增刊1): 987–993. (SHENG qian, DING Xiu-li, FENG Xia-ting, et al. Displacement back analysis for the high slope of the Three Gorges Project considering the effect of excavation effect[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2000, **19**(S1): 987–993. (in Chinese))
- [4] 王瑞红, 李建林, 刘杰, 等. 考虑岩体开挖卸荷动态变化水电站坝肩高边坡三维稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(增刊1): 3515–3515. (WANG Rui-hong, LI Jian-lin, LIU Jie, et al. Three dimensional stability analysis of dam abutment high slope dynamic behaviors considering rock mass unloading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **26**(S1): 3515–3515. (in Chinese))
- [5] 周火明, 盛谦, 李维树, 等. 三峡船闸边坡卸荷扰动区范围及岩体力学性质弱化程度研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(7): 1078–1081. (ZHOU Huo-ming, SHENG Qian, LI Wei-shu, et al. Excavation-disturbed zone and weaken degree of mechanical properties for rockmass of TPG shiplock slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(7): 1078–1081. (in Chinese))
- [6] 王家臣, 常来山, 陈亚军. 节理岩体边坡概率损伤演化规律研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, **25**(7): 1396–1401. (WANG Jia-chen, CHANG Lai-shan, CHEN Ya-jun, et al.
- [7] 徐奴文, 梁正召, 唐春安, 等. 基于微震监测的岩质边坡稳定性三维反馈分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(增刊1): 3093–3104. (XU Nu-wen, LIANG Zheng-zhao, TANG Chun-an, et al. Three-dimensional feedback analysis of rock slope stability based on microseismic monitoring[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, **25**(7): 1396–1401. (in Chinese))
- [8] CAI M, KAISER P K, MARTIN C D. Quantification of rock mass damage in underground excavations from microseismic event monitoring[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2001, **38**(8): 1135–1145.
- [9] HORII H, NEMAT-NASSER S. Overall moduli of solids with microcracks: load-induced anisotropy[J]. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 1983, **31**(2): 155–171.
- [10] CAI M, HORII H. A constitutive model of highly jointed rock masses[J]. Mechanics of Materials, 1992, **13**(3): 217–246.
- [11] 中国水电顾问集团华东勘测设计研究院. 金沙江白鹤滩水电站左右岸600 m高程以上坝肩开挖及支护工程招标设计报告[R]. 杭州:中国水电顾问集团华东勘测设计研究院, 2013. (HydroChina Huadong Engineering Corporation. Bidding design report for excavation and supports of left and right dam spandrels above 600 m elevation at Baihetan hydropower station along Jinsha River[R]. Hangzhou: HydroChina Huadong Engineering Corporation, 2013. (in Chinese))
- [12] 徐奴文, 李彪, 戴峰, 等. 基于微震监测的顺层岩质边坡开挖稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(10): 2089–2097. (XU Nu-wen, LI Biao, DAI Feng, et al. Stability analysis of bedding rock slope during excavation based on microseismic monitoring[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(10): 2089–2097. (in Chinese))
- [13] BRUNE J N. Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes[J]. Journal of Geophysical Research, 1970, **75**(26): 4997–5009.
- [14] MADARIAGA R. Dynamics of an expanding circular fault[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1976, **66**(3): 639–666.

DOI: 10.11779/CJGE201908011

基于承压含水层水力响应的溪洛渡水电工程区 谷幅收缩变形预测研究

庄 超, 周志芳*, 李鸣威, 王锦国

(河海大学地球科学与工程学院, 江苏 南京 211100)

摘要: 溪洛渡高拱坝位于一个向斜盆地内, 区域水文地质的一个典型特征是盆地内下覆有一个完整延伸的阳新灰岩承压含水层。水库蓄水以来上下游库岸边坡发生了明显的谷幅收缩变形, 主要是由于水库蓄水引起承压含水层孔隙水压力增加, 从而引起灰岩地层因有效应力减小而产生膨胀, 以及相对隔水层底板扬压力增加所引起的。基于承压含水层水力响应规律, 建立了谷幅收缩变形反演及预测的解析模型, 分别预测了在变形速率小于 0.01, 0.001 mm/d 两个收敛准则下的谷幅收缩变形收敛时间以及收敛值。所建立的反演预测模型能够较好地重现谷幅收缩变形历时曲线, 反映出谷幅收缩变形与库水位变化具有高度的相关性。模型预测结果显示, 溪洛渡水电工程的谷幅收缩变形已趋于收敛。

关键词: 谷幅收缩变形; 承压含水层; 水力响应; 预测

中图分类号: TU413.6 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1472-09

作者简介: 庄 超(1990—), 男, 博士, 讲师, 主要从事水文地质方面的科研工作。E-mail: zchao1990@hhu.edu.cn。

Prediction of valley shrinkage deformation in Xiluodu Hydropower Plant based on the hydraulic responses of a confined aquifer

ZHUANG Chao, ZHOU Zhi-fang, LI Ming-wei, WANG Jin-guo

(School of Earth Science and Engineering, Hohai University, Nanjing 211100, China)

Abstract: The Xiluodu high-arch dam is situated in a synclinal basin, and one of the typical hydrogeologic features is that there exists an intact and regionally extended confined aquifer consisting of Yangxin limestone buried beneath the riverbed. Remarkable valley shrinkage deformation has been detected on both the upstream and downstream of the dam since the impoundment. The valley shrinkage deformation is speculated to be due to the expansion, which is associated with the decrease in the effective stress of the Yangxin limestone formation and the increase in the hydraulic uplift pressure imposed on the bottom plane of the relatively impervious formation, which result from the increase in pore water pressure when responding to the change of the reservoir stage. Based on the patterns of hydraulic responses of the Yangxin confined aquifer, an analytical model is established to calibrate and predict the valley shrinkage deformation of each measuring line. Furthermore, the convergence time and values of each line are predicted under two prescribed convergence principles with the respect of deformation rate, i.e., less than 0.01 mm/d and 0.001 mm/d. Overall, the proposed analytical model yields fairly good calibration performance, revealing that the valley shrinkage deformation is highly correlated with the change of the reservoir stage. The prediction results demonstrate that the valley shrinkage deformation of the Xiluodu Hydropower Plant is approaching the convergence condition.

Key words: valley shrinkage deformation; confined aquifer; hydraulic response; prediction

0 引言

国内外水利工程普遍遇到库岸变形问题, 相对于库岸山体的沉降变形, 抬升变形现象比较少见^[1]。伍法权等^[2]和祁生文等^[3]对湖南江垭水库大坝及近坝山体的抬升变形进行了机理分析和数值模拟研究, 并认为水库蓄水引起下覆热承压含水层水头增大是导致坝体和山体抬升的本质原因。张超萍等^[4]认为, 大渡河

最末梯级铜街子水电站蓄水后发生的右坝段抬升变形主要是由坝址区承压水头增加所导致的。蒋中明等^[1]总结分析国内外文献后认为, 水库枢纽区抬升变形的水文地质结构模式是坝址区存在倾向下游或两岸的承

基金项目: 国家自然科学基金项目(91747204); 中国三峡公司资助项目
收稿日期: 2018-08-01

*通讯作者(E-mail: zhouzf@hhu.edu.cn)

压含水层。

水库蓄水后可能出现谷幅收缩变形的现象, 即两岸边坡向河谷中心收缩。国内外许多大坝在蓄水期均观测到谷幅减少的现象, 如意大利的 Vajont 拱坝^[5]和加拿大的 Oldman 土石坝^[6], 中国的有李家峡拱坝^[7]、锦屏一级拱坝^[8-9]和溪洛渡拱坝^[10-11]等。

溪洛渡高拱坝水电站位于四川省雷波县和云南省永善县境内金沙江干流上。自 2012 年 12 月开始蓄水以来, 坝址区表现出 4 个典型的变形特征: ①上游近坝库区库盘总体沉降且左岸局部微抬; ②坝基与下游河谷基岩大部分上抬; ③拱坝坝顶累计径向位移朝向上游; ④坝区上下游均发生明显的谷幅收缩变形。其中, 谷幅收缩变形与其它水电工程相比呈现出变形量大、上下游基本一致、岸坡各高程变形量相当的特点。

梁国贺等^[10]通过建立逐步回归模型, 分析了溪洛渡谷幅发展过程与库水位、气温及其他作用因子的相关性, 分析认为谷幅收缩变形与库水位及气温的相关性较小。杨学超等^[11]对溪洛渡坝区各谷幅测线的监测数据采用指数函数进行了拟合, 据此预测了谷幅收缩变形发展趋势以及大坝的安全性。

目前, 造成溪洛渡坝区谷幅收缩变形的机理尚不明确, 仍有待深入研究。谷幅收缩变形最重要和最直接的原因在于水库蓄水导致了研究区水文地质条件发生了相应的变化。本文基于承压含水层对河水位变化的水力响应规律, 构建溪洛渡谷幅收缩变形反演及预测模型。根据实测变形监测资料率定模型参数, 并进一步预测谷幅收缩变形发展趋势。

1 溪洛渡谷幅收缩变形机理分析

溪洛渡坝址位于雷波—永善菱形盆地的中部, 该盆地内发育有两个次一级的、相对独立的向斜盆地, 即马湖向斜盆地和永盛向斜盆地, 其间为竹叶坪背斜隆起(图 1)。永盛向斜盆地轴向北东, 其中北西翼地层平缓, 倾角 $10^\circ \sim 15^\circ$, 南东翼较陡, 倾角 $20^\circ \sim 35^\circ$, 盆地北东长 35 km, 北西宽 25 km, 面积约 750 km², 为一个没有被区域断裂切割的、宽缓而相对完整的构造向斜盆地。由于竹叶坪隆起带下覆的志留系相对隔水层分布位置均较高, 天然状态下和水库正常蓄水后, 两个次一级水文地质单元之间无论是地表水, 还是地下水均无直接水力联系^[12]。因此, 坝区地下水系统的演变主要依赖于永盛向斜盆地的水文地质条件。

永盛向斜盆地内有 3 层较为连续的相对隔水层和 3 层透水层相间展布, 相对隔水层有二叠系上统宣威组砂页岩层(P_2X)、泥页岩层($P_2\beta_n$)和志留系泥页岩层(S), 3 层透水层有第四系松散堆积层(Q)、二叠系上

统峨眉山玄武岩层($P_2\beta$)和二叠系下统上段茅口组阳新灰岩层(P_1y), 各地层层间均为假整合接触且第四系不同成因的松散堆积物不整合于上述基岩之上。图 1 中 $P-P'$ 剖面线对应的地质剖面如图 2 所示。

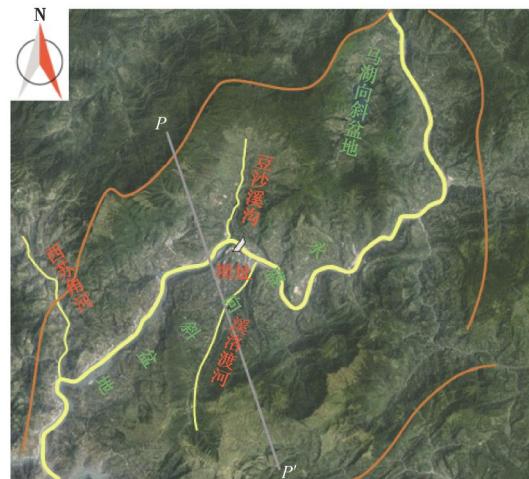


图 1 雷波—永善菱形盆地
Fig. 1 Leibo-Yongsheng rhombic basin

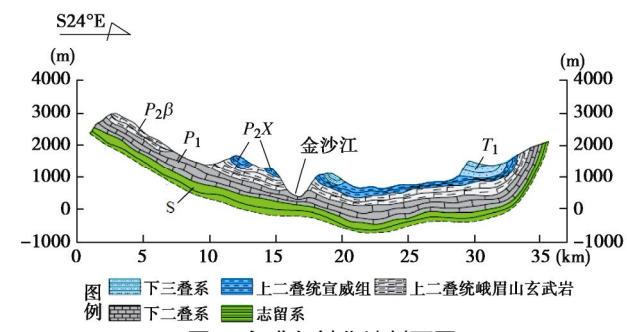


图 2 永盛向斜盆地剖面图
Fig. 2 Vertical cross-section of Yongsheng synclinal basin

永盛向斜盆地内峨眉山玄武岩广泛出露, 厚度约 500 m, 致密且坚硬。茅口组阳新灰岩以向斜形式埋藏于玄武岩下部, 总厚度 500 m 左右, 连续出露于永盛向斜盆地周边, 盆地内除金沙江横切的个别地段有灰岩出露外, 连续深埋于盆地下部(图 3), 在向斜轴部埋深于河床下 900 m, 高程 -500 m 以下, 谷肩以上埋深大于 1600 m。坝址区上游灰岩部分出露, 下游埋藏于玄武岩之下, 灰岩顶板在坝区河床下的高程为 220~300 m。 $P_2\beta_n$ 为海陆交互相沉积的泥页岩, 一般厚 2~3 m, 钻孔揭示最大厚度 5.1 m, 底板高程 234~255 m, 埋深 79~163 m, 岩性软弱。宣威组的碎屑沉积岩层和志留系页岩层, 层厚稳定, 在整个区域内连续分布, 分别是顶部孔隙含水层的隔水顶板和深部阳新灰岩含水层的隔水底板, 是坝区乃至整个永盛向斜盆地的相对抗水层, 对地下水运动起着边界控制作用。

金沙江横贯永盛向斜盆地, 其切割深度大于 1000~1500 m, 是盆地最低侵蚀基准面和地下水、地表水的排泄区。区域地下水系统的补给来源主要为

阳新灰岩地层出露区的大气降水入渗。永盛向斜盆地边缘, 灰岩地层出露高程大多在1500~2000 m。在永盛向斜盆地特定的地形、地貌、地质条件下, 由于地表水上部孔隙介质地下水和大气降水难以入渗至玄武岩层中, 且灰岩地层上部和下部为相对隔水层, 因此, 区域地下水主要是在接受永盛向斜盆地东、南、西三侧边缘灰岩出露区降水补给后, 顺阳新灰岩流向金沙江排泄(图3), 其水循环深度大, 循环周期长, 水量少, 地下水矿化度和水温一般较局部水流高。

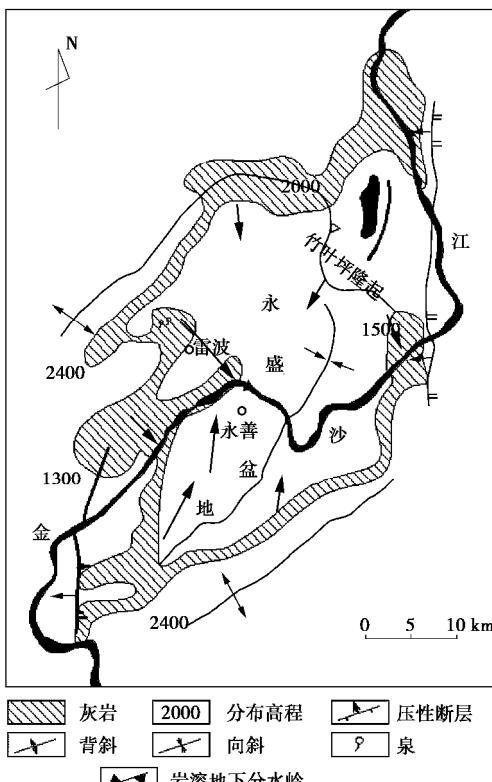


图3 永盛向斜盆地地下水流动系统示意图

Fig. 3 Schematic diagram of groundwater flow system of Yongsheng synclinal basin

阳新灰岩透水层在地下水埋藏条件上可视为区域性的承压含水层, 且已查明天然条件下坝址区的灰岩承压水位高于金沙江水位2~3 m。天然条件下, 阳新灰岩承压含水层与金沙江水力联系密切。位于灰岩地层的X25钻孔(距离河谷57.1 m)长期水位观测资料显示(观测起始时间为1992年1月10日), 灰岩地下水位随江水位的抬升或下降表现出同步性好, 迟后反应不明显的特点(图4)。这主要是因为灰岩岩体贮水空间非常有限, 灰岩承压水对江水的水力响应以压力传递为主, 地下水位对江水位反应敏感。因而, 阳新灰岩承压含水层的压力传导系数一般很大, 且水库蓄水以后, 沿金沙江向盆地边缘方向的较大范围内都有承压水位增加。与此同时, 灰岩地层有效应力减小, 且相对隔水层底板扬压力增加, 二者共同作用, 引发溪洛渡库岸山体抬升变形和谷幅收缩变形^[13-14]。

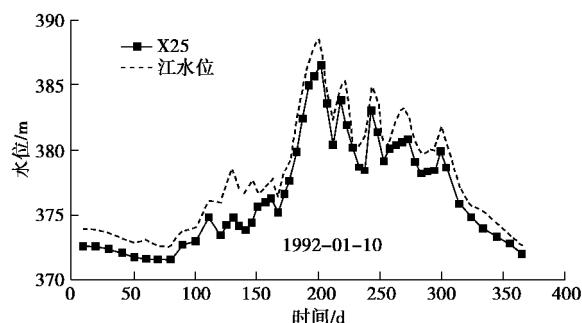


图4 阳新灰岩地下水位与江水位动态

Fig. 4 Dynamics of Jinsha River stage and groundwater level of Yangxin limestone formation

2 谷幅变形监测数据分析

溪洛渡坝址区谷幅变形监测采用外部变形一等边长观测方法进行观测, 共设置9条谷幅测线, 其中上游4条, 即VD01、VD02、VD03、VD04, 下游4条, 即VD05、VD06、VD07、VD08, 坝顶高程610 m灌浆平硐一条, 即VD09。各测线的具体布置见图5。

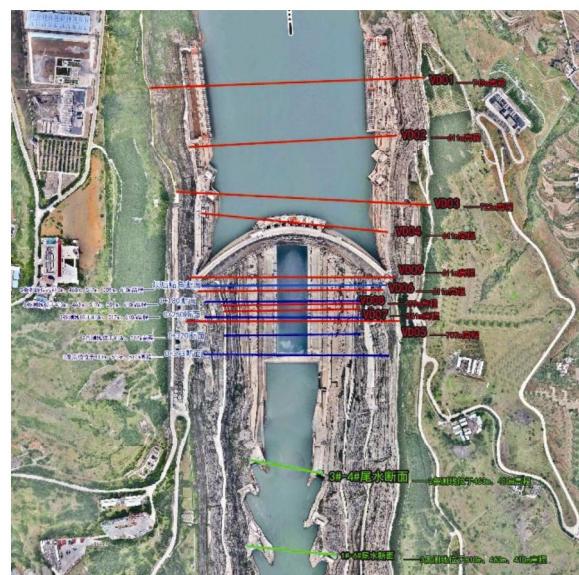


图5 溪洛渡坝区谷幅测线平面布置图

Fig. 5 Layout of valley deformation monitoring system for Xiluodu arch dam project

VD09的起测时间为2016年1月, VD08布置在561 m高程的抗力体排水洞内(深入岩体约150 m), 起测时间为2014年7月, 其他谷幅测线起测时间为2012年12月。水库蓄水以来的各谷幅测线监测的谷幅变形历时曲线如图6所示。可以看出, 上下游谷幅均表现为收缩变形(变形量为负值), 累计变形量-66.36~-87.31 mm, VD03的变形量最大。截至目前, 谷幅收缩变形速率为-1.04~-1.36 mm/月, 上下游各测线的变形速率相近; 距离坝体最近的VD04和VD07

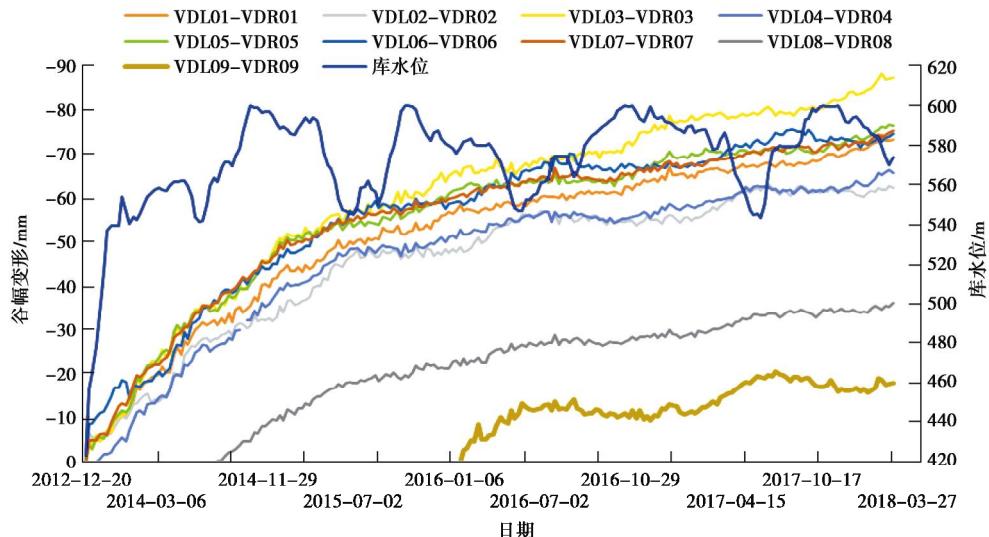


图 6 溪洛渡坝区谷幅变形和库水位历时曲线

Fig. 6 Transient variations of valley deformation and reservoir water level for Xiluodu dam project

的平均变形速率为 $-1.16\text{ mm}/\text{月}$ 。目前, 溪洛渡库区已经历了3次完整的蓄水、放水过程, 但是谷幅收缩变形仍在持续增长, 表明谷幅变形具有滞后性。不过, 谷幅收缩变形速率却是逐年递减的。截至2018年4月12日, 距离坝体最近的测线VD04所测得的谷幅收缩变形速率从2013年5月—2014年5月的 $-2.13\text{ mm}/\text{月}$ 递减至2017年5月—2018年4月的 $-0.47\text{ mm}/\text{月}$ 。

3 承压含水层水力响应规律

溪洛渡谷幅收缩变形直接影响着拱坝的安全, 因而, 对谷幅收缩变形的预测就显得尤为重要。目前, 针对溪洛渡谷幅变形的预测分析大多采用纯数学公式拟合的方法^[10-11], 还未有基于物理过程的反演及预测。

本研究将基于阳新灰岩承压含水层的一维水力响应解析解建立谷幅收缩变形反演及预测模型。传统的一维承压含水层解析解模型考虑的边界条件较为简单, 如模型一侧为非稳定的水位变化边界, 如瞬时定降深边界和周期波动性边界等, 而另一侧为定水头或者隔水边界。

对于溪洛渡水电站而言, 金沙江的库水位变化可作为模型一侧的非稳定边界, 可是从实际的监测数据可以发现, 库水位变化特征无法用定降深和周期性波动函数等一般数学函数来拟合, 而能准确概化实际水位变化过程的只有分段线性函数。同位素监测资料显示, 排泄区的灰岩地下水具有较为稳定的补给高程^[15]。因此, 模型的另一侧可设定为定水头或零降深边界。建立的一维阳新灰岩承压含水层对库水位变化的水力响应过程如图7所示。

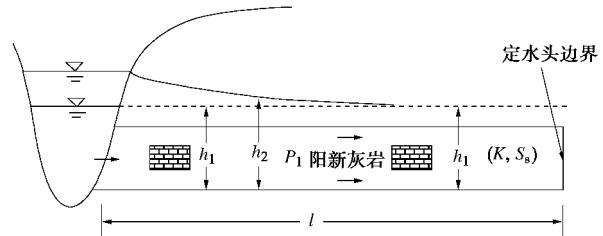


图 7 承压含水层水力响应示意图

Fig. 7 Schematic diagram of hydraulic responses of one-dimensional confined aquifer

假设: ①阳新灰岩承压含水层均质各向同性, 产状水平, 水平延展长度为 l ; ②承压含水层的右侧为定水头边界, 左边界为动水位边界, 水位与库水位一致; ③天然条件下, 承压含水层水位与蓄水前的库水位一致; ④库水位的变化可以用分段线性函数来表示。则承压含水层水力响应的控制方程为

$$\frac{\partial u(x,t)}{\partial t} = a \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2}, \quad (1)$$

初始条件为

$$u(x,0) = 0, \quad (2)$$

边界条件为

$$u(0,t) = b_i t - b_i t_{i-1} + \sum_{j=1}^{i-1} b_j (t_j - t_{j-1}), \quad (3)$$

$$u(l,t) = 0. \quad (4)$$

式中 $u(x,t)$ 为在第 i 个时间段内承压含水层中的地下水位在 x 处, t 时刻的变化量; $a = K/S_s$ 为承压含水层的压力传导系数, K 为渗透系数, S_s 为贮水率; b_i 为第 i 个时间段内库水位的变化速率; t_i 为第 i 个时间节点, 其中, $t_0 = 0$ 。

根据Zhuang等^[16]给出的分离变量法求得式(1)~(4)所示的初边值问题的解析解为

$$u(x,t) = \left[b_i(t-t_{i-1}) + \sum_{j=1}^{i-1} b_j(t_j - t_{j-1}) \right] \left(1 - \frac{x}{l} \right) - \frac{2l^2}{\pi^3 a} \sum_{j=1}^i b_j \sum_{n=1}^i \frac{1}{n^3} \left\{ \exp \left[-n^2 \pi^2 \frac{a}{l^2} (t - t_j) f(i-j) \right] - \exp \left[-n^2 \pi^2 \frac{a}{l^2} (t - t_{j-1}) \right] \right\} \sin \left(n \pi \frac{x}{l} \right) . \quad (5)$$

其中,

$$f(i-j) = \begin{cases} 0 & (j=i) \\ 1 & (j \neq i) \end{cases} . \quad (6)$$

将 2012 年 12 月 20 日作为研究时段的初始时刻, 将 2018 年 02 月 21 日作为研究时段的终了时刻, 溪洛渡库水位的变化过程经 41 个连续的线性段拟合如图 8 所示。取阳新灰岩承压含水层的水平延伸长度为 10 km, 当压力传导系数 $a = 50000 \text{ m}^2/\text{d}$ 时, 计算得距岸坡 1, 2, 5, 8 km 位置处的水力响应历时曲线如图 9 所示。

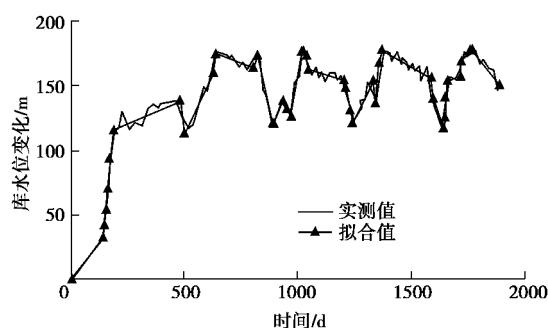


图 8 分段线性拟合库水位

Fig. 8 Variation of approximated Xiluodu reservoir stage by piecewise linear segments

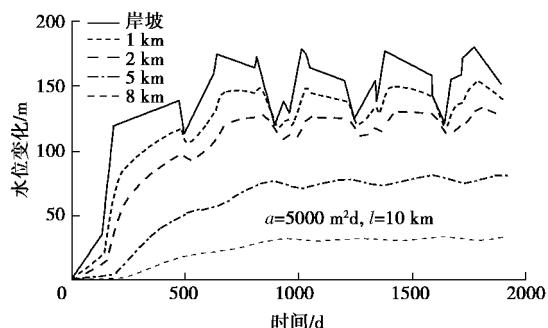


图 9 阳新灰岩承压含水层水位增量

Fig. 9 Transient increments in hydraulic head of confined aquifer consisting of Yangxin limestone

经过相同水力响应时间后, 承压含水层内离岸坡距离较近的位置承压水位变化幅度较大, 且能够反映出库水位的周期性变化特征, 离岸坡距离越远, 承压水位变化幅度越小, 周期性变化特征也随之衰减。

尽管承压含水层的贮水率较小, 但是较大的水平延伸长度使得承压含水层仍然具有一定的贮水能力,

因而含水层内各点的水力响应存在滞后性, 距离岸坡越远, 滞后性越明显。当库水位保持稳定的周期性波动时, 承压含水层水力响应的滞后性还可以从含水层地下水位与库水位的相位差来反映, 库水位由下降转而上升时, 承压含水层内距离岸坡一定位置处的地下水位总是继续下降一段时间, 而后才转而上升, 二者存在相位差, 且距离岸坡越远, 相位差就越大。

由于承压含水层各点的水力响应曲线是不相同的, 为了探求承压含水层在水平方向上的平均水力响应过程, 需将式中的 $u(x, t)$ 在水平方向上进行积分并除以水平延展长度 l , 求得承压含水层平均水力响应历时过程的解析解 $\bar{u}(t)$ 为

$$\bar{u}(t) = \frac{\int_0^l u(x, t) dx}{l} = \frac{1}{2} \left[b_i(t-t_{i-1}) + \sum_{j=1}^{i-1} b_j(t_j - t_{j-1}) \right] - \frac{2l^2}{\pi^4 a} \sum_{j=1}^i b_j \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^4} \left\{ \exp \left[-n^2 \pi^2 \frac{a}{l^2} (t - t_j) f(i-j) \right] - \exp \left[-n^2 \pi^2 \frac{a}{l^2} (t - t_{j-1}) \right] \right\} [1 - (-1)^n] . \quad (7)$$

取阳新灰岩承压含水层的水平延伸长度为 10 km, 当压力传导系数 $a = 10000, 20000, 50000, 70000 \text{ m}^2/\text{d}$ 时, 承压含水层平均水力响应历时曲线如图 10 所示。由图 10 可以看出: ①承压含水层的平均地下水位变化量随时间是逐渐增加的; ②总体而言, 经历相同水力响应时间, 压力传导系数 a 越大, 含水层平均地下水位变化量就越大, 所反映的周期性波动特征也越明显; ③当压力传导系数 a 足够大时, 地下水位变化量的差异不明显; ④水力响应时间足够长时, 含水层平均地下水位变化量将趋于稳定, 且等于稳定库水位变化量 (稳定蓄水位减去天然江水位) 的一半。

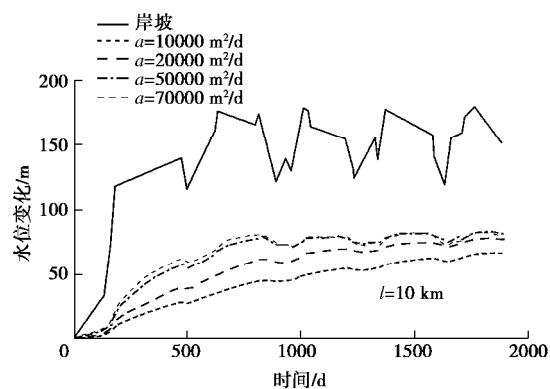


图 10 阳新灰岩承压含水层平均水位增量

Fig. 10 Average transient increments in hydraulic head of confined aquifer consisting of Yangxin limestone

4 谷幅收缩变形发展趋势预测

影响谷幅变形的因素有库水位、含水层水压力、温度、构造应力、地形地貌、岩层产状、岩体力学性质、岩体水力学性质等。结合前述分析, 溪洛渡谷幅变形与阳新灰岩承压含水层水位增加直接相关。此外, 对比图 10, 6 不难发现, 谷幅变形与承压含水层水力响应过程具有十分相似的时序变化特征。由此推断, 阳新灰岩岩体的水力学性质是影响谷幅变形的关键因素。一般来说, 在给定外部荷载的条件下, 岩体变形所能达到的最大变形量取决于岩体本身固有的变形能力, 因此灰岩及其上覆地层的岩体力学性质也是影响谷幅变形的关键因素。

综合考虑这两个关键因素, 并参考土力学中太沙基有效应力原理计算累计变形量的数学表达式, 从而建立基于图 10 所示的阳新灰岩承压含水层平均水位增量的谷幅变形反演预测模型为

$$y(t) = \bar{u} / (a' l' t) / 1000 , \quad (8)$$

式中, \bar{u} 为整个承压含水层范围内平均水头变化量, $a' = a / 10000$, $l' = l / 1000$ 。 a' 反映岩体的水力学性质, 常系数 ζ 主要反映岩体的力学性质。该模型基于承压含水层对库水位变化的水力响应过程, 以灰岩岩体的压力传导系数和含水层延伸长度为自变量, 通过常系数 ζ 将承压含水层水位变化与谷幅变形联系起来。对于平面上不同位置的各谷幅测线(图 5), 其对应的模型参数反演结果应当具有一定的差异性。这种差异性主要受岸坡形态、地形地貌、地下介质的非均质性、地下水径流条件等多因素的影响。

溪洛渡 9 条谷幅测线分布于大坝附近, 上下游均有分布。由于测线所处位置不同, 每条测线监测到的谷幅变形是该位置处所有影响因素综合作用的结果, 因此对每条谷幅测线都建立上述的反演模型, 采用基于 MCMC 的 DRAM 算法^[17]估计的上述 3 个模型参数结果如表 1 所示, 基于所估计的模型参数值计算得研

究时段内谷幅变形模拟值与实测值的对比如图 11 所示。谷幅变形模拟值与观测值的拟合程度用均方差 MSE 来评价, MSE 的值越小且越趋近于 0, 拟合程度就越高, 获得的模型参数估计值可靠性就越高。MSE 的表达式为

$$MSE = \frac{\sum_{n=1}^N (\hat{y}_n - y_n)^2}{N} , \quad (9)$$

其中, N 为谷幅变形数据总数, \hat{y}_n 为第 n 个谷幅变形监测值, y_n 为第 n 个谷幅变形模拟值。

从表 1 可以看出, VD01 和 VD05 实测值与模拟值拟合程度高, VD03、VD07 和 VD08 拟合程度较高, VD02、VD04 和 VD06 拟合程度较差。总体而言, 式 (8) 所示的模型均能较好地反映谷幅变形的发展趋势。VD09 拟合程度很差, 经分析与该测线位于坝体上方有关。监测资料显示, 谷幅收缩变形时坝体压应力增加, 这说明坝体能够阻碍谷幅的收缩变形, 因此基于式 (8) 所得的谷幅收缩变形模拟值与实测值差别很大。

根据表 1 所示的模型参数估计结果以及相应的协方差矩阵, 以 2012 年 12 月 20 日作为初始时刻, 预测 2012 年 12 月 20 日—2035 年 5 月 1 日(共计 8167 d) 的谷幅收缩变形发展趋势如图 12 所示(VD09 除外, 且只展示 VD01, VD03, VD05 和 VD07)。

总体而言, 目前, 谷幅收缩变形基本处于增长速率迅速减缓即趋于收敛阶段, 不同测线具有一定的差异性。差异性主要体现在两个方面, 一是谷幅收缩变形的收敛值, 二是达到收敛所需的时间。为获得谷幅变形收敛值和达到收敛所需的时间, 需首先确定谷幅收敛准则。本研究从谷幅收缩变形的平均速率角度, 拟定两个溪洛渡水电站谷幅收缩变形收敛准则, 分别为平均速率小于 0.01, 0.001 mm/d。根据拟定的收敛准则, 结合表 1 所示的模型参数反演结果, 对各条谷幅测线的收敛时间、收敛值进行了预测, 预测结果见表 2。

表 1 谷幅变形模型参数反演结果

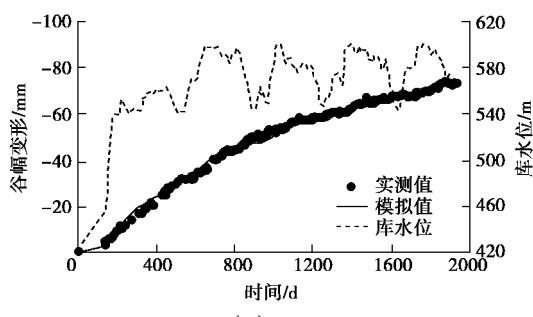
Table 1 Inversion results of parameters for valley shrinkage deformation model

谷幅测线	MSE/mm ²	X		$a' / (\text{mm}^2 \cdot \text{d}^{-1})$		l' / m	
		均值	95%置信区间	均值	95%置信区间	均值	95%置信区间
VD01	2.46	-1.16	-1.23 -1.09	1.67	1.08 2.26	13.97	12.47 15.46
VD02	8.14	-1.03	-1.11 -0.94	2.51	1.63 3.40	17.08	14.20 19.97
VD03	3.67	-1.53	-1.71 -1.35	1.61	0.73 2.49	15.63	13.53 17.73
VD04	5.45	-1.01	-1.05 -0.96	3.24	1.60 4.89	16.57	12.00 21.14
VD05	2.04	-1.06	-1.10 -1.02	1.72	1.27 2.17	11.62	11.26 11.98
VD06	8.74	-1.09	-1.14 -1.04	3.27	1.48 5.06	16.31	11.42 21.20
VD07	2.62	-1.03	-1.07 -0.99	1.54	1.17 1.91	10.58	9.95 11.21
VD08	3.04	-0.98	-1.00 -0.96	2.98	0.54 5.41	15.08	8.45 21.72
VD09	48.31	-0.99	-1.04 -0.94	1.70	0.48 2.92	13.94	9.43 18.45

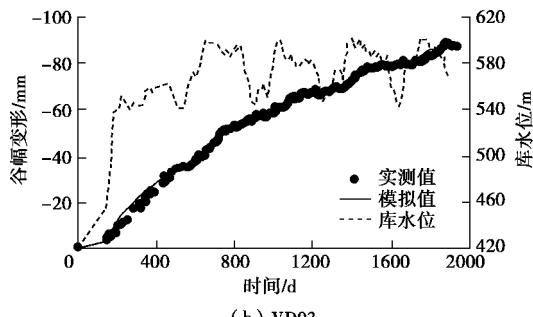
表 2 预测谷幅变形收敛时间与收敛值

Table 2 Predicted convergence time and values of valley shrinkage deformation

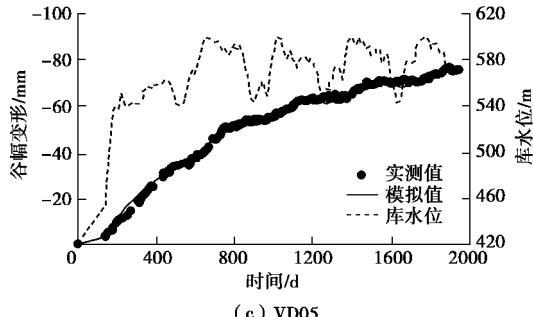
谷幅测线	收敛标准 1 (<0.01 mm/d)			收敛标准 2 (<0.001 mm/d)		
	时间/d	日期	收敛值/mm	时间/d	日期	收敛值/mm
VD01	2380	2019-06-27	-77.24	5040	2026-10-08	-90.92
VD02	2210	2019-01-08	-69.66	4890	2026-05-11	-78.82
VD03	3090	2021-06-06	-102.56	7570	2033-09-11	-118.51
VD04	1975	2018-05-18	-66.21	4295	2024-09-23	-75.44
VD05	1990	2018-06-02	-74.86	4180	2024-05-31	-82.67
VD06	2030	2018-07-12	-76.13	4260	2024-08-19	-84.98
VD07	1900	2018-03-04	-75.45	3900	2023-08-25	-80.67
VD08	1937	2018-04-10	-37.62	3827	2023-06-13	-41.88



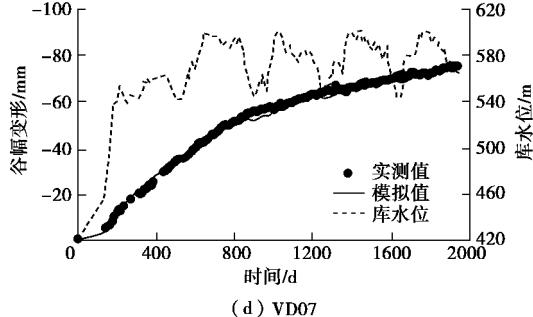
(a) VD01



(b) VD03



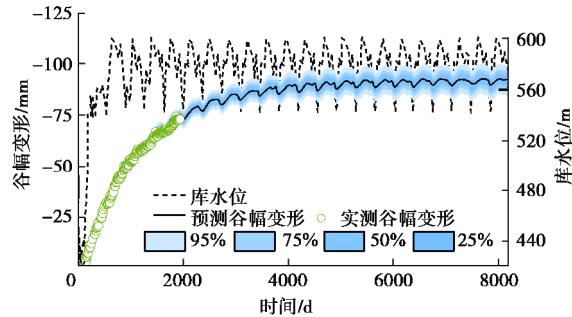
(c) VD05



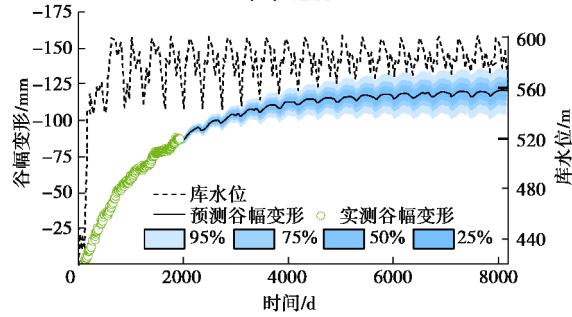
(d) VD07

图 11 实测谷幅变形与模拟结果对比

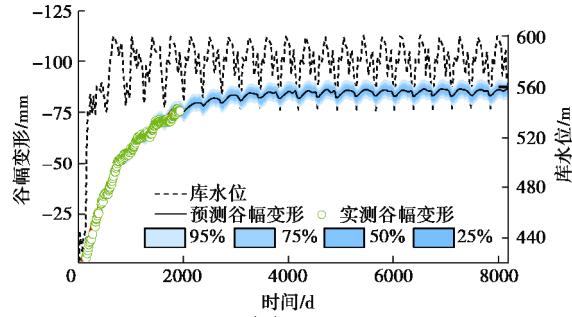
Fig.11 Simulated versus observed valley shrinkage deformation



(a) VD01



(b) VD03



(c) VD05

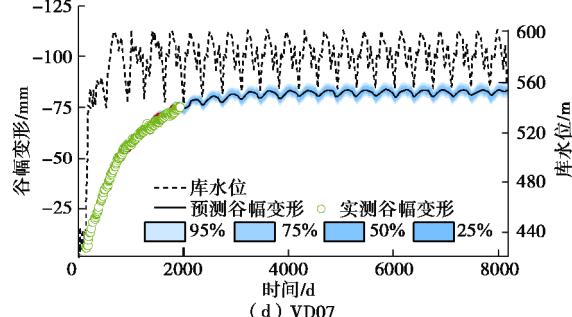


图 12 谷幅变形发展趋势预测

Fig. 12 Prediction of valley shrinkage deformation

对于拟定的收敛准则 1, VD04、VD05、VD06、VD07 和 VD08 测线的谷幅收缩变形已达到收敛状态, VD01 和 VD02 测线已接近达到收敛状态, 而 VD03 测线则仍需 3 a 左右的时间, 直至 2021 年才能基本收敛。对于拟定的收敛准则 2, VD04、VD05、VD06、VD07 和 VD08 测线的谷幅变形还需要 5~6 a 才能进入收敛状态, VD01、VD02 还需要 8 a 左右的时间达到收敛, 而 VD03 测线还需要约 15 a 才能进入收敛状态。

对比发现, 虽然两个收敛准则下的收敛时间有所差异, 但是收敛时对应的谷幅变形量差别不大, 除 VD01 和 VD03 测线外, 其余测线在不同收敛准则下的收敛值差异小于 10 mm, VD01 对应的差异为 13.68 mm, VD01 对应的差异为 15.95 mm。

受模型可靠性和实测数据量的限制, 预测值可能与后期的实测值存在一定差异。以水平、均质、各向同性的承压含水层解析模型作为预测模型具有一定的局限性, 这主要是因为: ①阳新灰岩承压含水层的空间展布并不是水平的, 而是受永盛向斜盆地地质构造的限制; ②在区域上阳新灰岩地层的渗透性是非均质的, 总体表现为靠近库岸的渗透性大于向斜核部; ③阳新灰岩地层的渗透性具有各向异性。为提高模型的可靠性, 后期需结合实际的区域水文地质条件, 建立相应的数值模型, 精细化模拟阳新灰岩承压含水层的水力响应过程。此外, 为增加模型预测的精度, 后期需继续增加谷幅变形的实测数据以提高模型参数反演的精度。

5 结 论

本文从溪洛渡水电工程特殊的区域水文地质条件出发, 基于承压含水层的水力响应规律建立了溪洛渡水电工程区谷幅收缩变形的反演及预测模型; 基于实测的谷幅收缩变形数据, 采用 MCMC 方法估计了模型参数, 并预测了谷幅收缩变形的发展趋势; 基于设定的谷幅收缩变形收敛准则, 估计了各条谷幅测线变形的收敛值和收敛时间, 得到以下 4 点结论。

(1) 溪洛渡谷幅收缩变形很大程度上是在永盛盆地特定水文地质结构条件下, 水库蓄水过程中阳新灰岩承压水位增加, 导致灰岩地层因有效应力减小而产生膨胀以及其上相对隔水层底板扬压力增加所引起的。

(2) 阳新灰岩承压含水层响应库水位变化时, 岸坡附近承压水位变化幅度较大, 且能够反映出库水位的周期性变化特征, 离岸坡距离越远, 承压水位变化幅度越小, 周期性变化特征也随之减弱, 但是滞后性

却随之增强。

(3) 基于一维承压含水层水力响应过程建立了溪洛渡谷幅变形反演预测模型, 谷幅测线 1 和 5 的变形实测值与模拟值拟合程度高, 测线 3, 7, 8 次之, 测线 2, 4, 6 较差, 总体而言, 除第 9 条测线外, 该模型能较好地重现各条谷幅测线的收缩变形过程。

(4) 截止目前, 溪洛渡谷幅收缩变形总体趋于收敛, 离大坝最近的 VD04 测线目前的平均收缩变形速率已经小于 0.01 mm/d, 预计达到 0.001 mm/d 还需要约 6 a 的时间。

基于精细化数值模拟的溪洛渡谷幅收缩变形反演预测还有待进一步研究。

参 考 文 献:

- [1] 蒋中明, 李双龙, 丁鹏, 等. 水库枢纽区抬升变形水文地质结构模式研究[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(11): 2026–2033. (JIANG Zhong-ming, LI Shuang-long, DING Peng, et al. Modes of hydro-geological structure for uplift deformation near reservoir pivot[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(11): 2026–2033. (in Chinese))
- [2] 伍法权, 祁生文. 江垭水库大坝及近坝山体抬升变形机理[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(4): 295–300. (WU Fa-quan, QI Sheng-wen. Mechanism of uplift deformation of the dam foundation of Jiangya reservoir and the nearby mountains[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, 25(4): 449–454. (in Chinese))
- [3] 祁生文, 伍法权. 江垭水库大坝及近坝山体抬升发展趋势[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(2): 259–262. (QI Sheng-wen, WU Fa-quan. Development of uplift deformation of dam foundation and surrounding mountains of Jiangya water power station[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(2): 259–262. (in Chinese))
- [4] 张超萍, 王东, 沈定斌, 等. 铜街子水电站右岸大坝抬升原因浅析[J]. 长江科学院院报, 2015, 32(5): 57–60, 65. (ZHANG Chao-ping, WANG Dong, SHEN Ding-bin, et al. Causes of uplift deformation on the right bank of the dam of Tongjiezi hydropower station[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2015, 32(5): 57–60, 65. (in Chinese))
- [5] MULLER P. The rock slide in the Vajont Valley [J]. Journal of the International Society of Rock Mechanics, 1964, 2: 148–212.
- [6] 邓建辉, CHAN D H, MARTIN C D, 等. 一例由蓄水诱发的库岸边坡变形[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2002,

- [13(1): 21 - 24. (DENG Jian-hui, CHAN D H, MARTIN C D, et al. Impounding-induced deformation of reservoir banks, a case history[J]. *The Chinese Journal of Geological Hazard and Control*, 2002, **13**(1): 21 - 24. (in Chinese))]
- [7] 杨杰, 胡德秀, 关文海. 李家峡拱坝左岸高边坡岩体变位与安全态分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2005, **24**(19): 3551 - 3560. (YANG Jie, HU De-xiu, GUAN Wen-hai. Analysis of high slope rock deformation and safety performance for left bank of Lijiaxia arch dam[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2005, **24**(19): 3551 - 3560. (in Chinese))]
- [8] 杨强, 潘元炜, 程立, 等. 蓄水期边坡及地基变形对高拱坝的影响[J]. *岩石力学与工程学报*, 2015, **34**(增刊 2): 3979 - 3986. (YANG Qiang, PAN Yuan-wei, CHENG Li, et al. Impounding influence of slope and foundation deformation on high arch dam[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2015, **34**(S2): 3979 - 3986. (in Chinese))]
- [9] 杨强, 潘元炜, 程立, 等. 高拱坝谷幅变形机制及非饱和裂隙岩体有效应力原理研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2015, **34**(11): 2258 - 2269. (YANG Qiang, PAN Yuan-wei, CHENG Li, et al. Mechanism of valley deformation of high arch dam and effective stress principles for unsaturated fractured rock mass[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2015, **34**(11): 2258 - 2269. (in Chinese))]
- [10] 梁国贺, 胡昱, 樊启祥, 等. 溪洛渡高拱坝蓄水期谷幅变形特性与影响因素分析[J]. *水力发电学报*, 2016, **35**(9): 101 - 110. (LIANG Guo-he, HU Yu, FAN Qi-xiang, et al. Analysis on valley deformation of Xiluodu high arch dam during impoundment and its influencing factors[J]. *Journal of Hydroelectric Engineering*, 2016, **35**(9): 101 - 110. (in Chinese))]
- [11] 杨学超, 高克静, 赵文光, 等. 谷幅收缩变形对溪洛渡拱坝的安全影响分析[J]. *水利与建筑工程学报*, 2018, **16**(1): 72 - 78. (YANG Xue-chao, GAO Ke-jing, ZHAO Wen-guang, et al. Influence of valley deformation on safety of Xiluodu arch dam[J]. *Journal of Water Resources and Architectural Engineering*, 2018, **16**(1): 72 - 78. (in Chinese))]
- [12] 周志芳, 王锦国. 河流峡谷区地下水温度异常特征分析[J]. *水科学进展*, 2003, **14**(1): 62 - 66. (ZHOU Zhi-fang, WANG Jin-guo. Abnormal characteristics analysis of groundwater temperature field in canyon areas[J]. *Advances in Water Science*, 2003, **14**(2): 62 - 66. (in Chinese))]
- [13] 周志芳, 李鸣威, 庄超, 等. 溪洛渡水电站谷幅变形形成因与形成条件[J]. *河海大学学报(自然科学版)*, 2018, **46**(6): 497 - 505. (ZHOU Zhi-fang, LI Ming-wei, ZHUANG Chao, et al. Impact factors and forming conditions of valley deformation of Xiluodu Hydropower Station[J]. *Journal of Hohai University (Natural Sciences)*, 2018, **46**(6): 497 - 505. (in Chinese))]
- [14] 周志芳, 庄超, 李鸣威, 等. 水库库盘变形的特征及其地质成因分析[J]. *工程地质学报*, 2019, **27**(1): 38 - 47. (ZHOU Zhi-fang, ZHUANG Chao, LI Ming-wei, et al. Analysis on the characteristics and geological causes of reservoir plate deformation[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2019, **27**(1): 38 - 47. (in Chinese))]
- [15] 周志芳, 王锦国. 金沙江溪洛渡水电站环境水文地质综合评价[J]. *高校地质学报*, 2002, **8**(2): 227 - 235. (ZHOU Zhi-fang, WANG Jin-guo. Comprehensive assessment of environmental hydrogeology in Xiluodu hydropower station[J]. *Geological Journal of China Universities*, 2002, **8**(2): 227 - 235. (in Chinese))]
- [16] ZHUANG C, ZHOU Z, ZHAN H, et al. A new type curve method for estimating aquitard hydraulic parameters in a multi-layered aquifer system[J]. *Journal of Hydrology*, 2015, **527**: 212 - 220.
- [17] HAARIO H, LAINE M, MIRA A, et al. DRAM: efficient adaptive MCMC[J]. *Statistics and Computing*, 2006, **16**: 339 - 354.

DOI: 10.11779/CJGE201908012

真空预压处理填埋污泥的固结解析解

田 乙¹, 吴文兵^{*1, 2, 3}, 梅国雄^{1, 2, 3}, 蒋国盛¹, 梁荣柱^{1, 2}

(1. 中国地质大学工程学院岩土钻掘与防护教育部工程研究中心, 湖北 武汉 430074; 2. 广西大学土木建筑工程学院广西防灾减灾与工程安全重点实验室, 广西 南宁 530004; 3. 广西大学工程防灾与结构安全教育部重点实验室, 广西 南宁 530004)

摘要: 真空预压法是一种行之有效的填埋污泥原位加固方法。在考虑真空预压的时间效应条件下, 基于椭圆柱等效模型推导了真空预压联合塑料排水板的固结解析解。利用实际监测数据, 拟合得出了预压时间效应参数。通过对比研究, 分析了传统的圆柱形等效模型与椭圆柱等效模型的差异及预压时间效应参数对固结发展的影响。进一步, 将根据解析解计算出的沉降曲线与实测沉降值比较, 验证了解答的合理性与实用性。表明, 在考虑塑料排水板的“形状效应”时, 椭圆柱体等效模型的效果最佳, 且基于各周长等效模型的计算结果与椭圆柱等效模型结果较为接近; 预压时间效应参数的值越大代表真空预压施加得越快, 对应的土体固结发展越快。

关键词: 真空预压; 土体固结; 填埋污泥; 椭圆柱等效模型; 塑料排水板

中图分类号: TU433 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1481-08

作者简介: 田 乙(1995—), 男, 硕士研究生, 主要从事土体固结理论方面的研究工作。E-mail: tianyibox@163.com。

Analytical solutions for the consolidation of sludge by vacuum preloading

TIAN Yi¹, WU Wen-bing^{1, 2, 3}, MEI Guo-xiaong^{1, 2, 3}, JIANG Guo-sheng¹, LIANG Rong-zhu^{1, 2}

(1. Engineering Research Center of Rock-Soil Drilling & Excavation and Protection, Ministry of Education, Faculty of Engineering, China

University of Geosciences, Wuhan 430074, China; 2. Guangxi Key Laboratory of Disaster Prevention and Structural Safety, College of Civil Engineering and Architecture, Guangxi University, Nanning 530004, China; 3. Key Laboratory of Disaster Prevention and Structural Safety, Ministry of Education, Guangxi University, Nanning 530004, China)

Abstract: The vacuum preloading is an effective method for the in-situ consolidation of sludge in landfills. Considering its time effects, the analytical solutions for the consolidation by the vacuum preloading combined with the prefabricated vertical drain are obtained based on the equivalent elliptical cylinder model. Then, the parameter reflecting the time effects is obtained by fitting the measured data. The comparative analysis is carried out to validate the rationality and the practicability of the proposed solutions by comparing the settlement curve calculated from the proposed solutions to the measured one. The analysis results show that the elliptic cylinder equivalent model is the optimum choice to consider the shape effects of the PVD, and the calculated results based on the perimeter equivalent models are closer to those based on the elliptic cylinder equivalent model. The larger parameter α means the vacuum pressure is applied on the soil more quickly, which will lead to a quicker consolidation process.

Key words: vacuum preloading; consolidation of soil; sludge; elliptical cylinder equivalent model; prefabricated vertical drain

0 引言

城市污泥处理是当今市政卫生建设的重难点。目前中国各大中城市都建有规模不一的污泥填埋库, 但由于污泥产量大、处理不及时等方面的影响不仅严重缩减了填埋库的使用效率, 还增加了填埋库的安全隐患。故对污泥库的加固处理和库容的恢复是目前亟待解决的难题。对污泥库的污泥采用焚烧、土地利用、建材化等处置方式, 极易造成严重的二次污染^[1], 因此对污泥进行原位处理是比较合理的方法, 其不仅可以加固污泥填埋库, 同时还可以有效地扩大库容^[2]。

目前鉴于真空预压法施工方便、安全、环保、成本低等优点, 常常被应用于污泥原位处理, 广受工程界青睐。

目前, 真空预压联合塑料排水板处理软基的固结计算主要是套用较为成熟的砂井固结理论。为此, 许多学者提出了多种不同的等效模型, 以将扁矩形截面

基金项目: 国家自然科学基金项目(51578164, 51678547, 51878185); 中国博士后科学基金面上项目(2016M600711)

收稿日期: 2018-09-27

*通讯作者 (zjwwb1126@163.com)

的塑料排水板等效为圆形截面的排水井，如 Hansbo^[3] 基于截面周长相等的原则，建立了周长等效模型；Fellenius 等^[4] 基于截面面积相等原则，提出了面积等效模型；考虑到塑料排水板扁平形状造成的“形状效应”，Atkinson 等^[5]、Long 等^[6]、Abuel-Naga 等^[7] 提出了不同的修正周长等效模型方法，分别建立了不同的等效模型；《海堤工程设计规范》^[8] 及《真空预压加固软土地基技术规程》^[9] 也提出了一些修正后的周长等效法，以供实际工程计算参考。近期，卢萌盟等^[10] 提出一种环形等效模型，将塑料排水板等效为外表面积和截面积与原排水板相等的环形柱排水体。以上诸类等效模型将塑料排水板等效为圆柱体或者圆环体的排水体，进而沿用砂井固结理论进行计算，一定程度上简化了塑料排水板的固结计算。但是这些等效模型仅对塑料排水板本身进行了等效，而忽略了塑料排水板的“形状效应”从而会造成土体中渗流流线以及等势线与圆柱体排水体的差异。因此，黄朝煊等^[11-12] 将塑料排水板等效为一种椭圆柱排水体，并在椭圆柱坐标系中，建立了一个渗流等势线为椭圆形、渗流流线为同焦双曲线的固结模型，并求解了在堆载作用下的塑料排水板加固地基的固结解析解。在真空预压法中，塑料排水板主要是受真空负压的作用来进行排水的，因此，将此椭圆柱等效模型推广至真空预压法的研究工作还有待开展。

采用真空预压处理超软土，塑料排水板中的真空负压的传递特性直接影响到土体的加固效果（尤其是深部土体）^[13]。为此，许多学者进行了大量研究工作，Tang 等^[14] 通过现场试验测出：在真空预压处理结束后，不同深度土体中的孔压基本相等，从而得出真空负压在排水板中传递效果较好，衰减很小。Chu 等^[15] 先后通过工程实测曲线分析，得出真空负压沿土体深度近似呈线性分布。Indraratna 等^[16] 通过室内模型试验测出真空负压沿塑料排水板深度的分布规律，认为真空负压沿塑料排水板深度呈梯形递减分布。岑仰润^[17] 通过总结一些学者提出的真空负压分布模式以及对实测资料进行反分析，得出：当塑料排水板打设深度在 20 m 以内时，在打设深度范围内，负压分布沿深度基本一致，其值一般在膜下真空度的 50% 左右，部分点的负压值接近膜下真空度值；当打设深度较深时，负压分布模式离散性大，需要进一步收集资料进行研究。基于此，蒋基安等^[18] 和高广运等^[19] 对真空预压下的地基固结问题进行了一系列理论推导研究。但是，实际上真空负压的施加总是需要一定时间才能到达设定的稳定值，以上负压分布模式均未考虑到这种真空预压的时间效应，因此会导致计算结果产生一定误差。

本文结合工程实测，在已有塑料排水板中的真空

负压分布模式的基础上，提出一种与时间相关的真空负压分布模式，以考虑真空预压的时间效应；进一步，引入椭圆柱等效模型，推导真空预压法加固污泥（或软基）的径向固结解析解，并分析相关参数对污泥固结的影响，最后结合试验实测资料进行计算验证。

1 真空负压沿塑料排水板的分布模式

根据岑仰润^[17] 和姜彦彬等^[20] 对真空负压与真空度的区分解释可知：下文所述的真空负压是一种相对压力，是相对于静止水压力而言的负孔隙水压力。在真空预压加固土体的固结过程中，超孔隙水压力即为负压。而真空度是相对于大气压而言，用于描述膜下砂垫层中的孔隙压力。

在一般的真空预压处理软土的过程中，真空荷载的作用过程可概述为：通过真空泵工作，首先在密封膜下形成一个相对于大气压的真空度，然后此真空度再经砂垫层传递至土体表面，并在塑料排水板中造成一定的真空负压，最后真空负压经排水板向周围土体传递，从而排出土体中的孔隙水，达到固结土体的效果（图 1）。

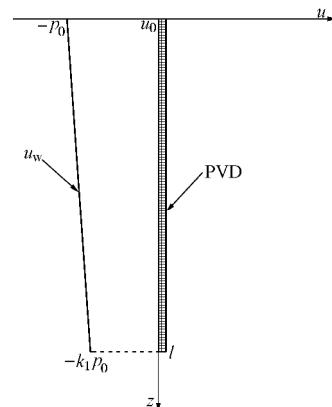


图 1 真空负压沿塑料排水板的分布

Fig. 1 Distribution pattern of vacuum pressure along PVD

基于 Indraratna 等^[16] 和岑仰润^[17] 的研究，塑料排水板中的真空负压分布模式如图 1 所示，可表示为

$$u_w = -p_0 \left[1 - (1 - k_1) \frac{z}{l} \right], \quad (1)$$

式中， p_0 为排水板在土体深度为零处的稳定真空负压值，一般为稳定后的膜下真空度 p_v 的 50% 左右， k_1 为真空负压衰减系数。

从式 (1) 可以看出，该分布形式并未考虑到真空预压的时间效应，而实际上真空负压施加至稳定值需要一定的时间，而不是瞬时完成的。在初始时刻 ($t=0$ 时)，膜下真空度为零，排水板中的真空负压也为零；随着真空泵持续抽真空，膜下真空度也持续增大，排水板中的负压值也随之增大；到一定时间后，膜下真

空度趋于一稳定值, 排水板中的真空负压分布也趋于稳定分布。基于此, 本文提出一种考虑预压时间效应的真空负压分布模式如下:

$$u_w = -p_0 \left[1 - (1 - k_1) \frac{z}{l} \right] (1 - e^{-at}) , \quad (2)$$

式中, a 为反映真空预压施加快慢的时间效应参数, 其值越大, 表示真空预压施加得越快。

根据式(2)中的真空负压分布模式, 可将膜下真空度表示为

$$P_v = -p_v (1 - e^{-at}) , \quad (3)$$

式中, p_v 为膜下真空度稳定后的值, 可由实际监测结果直接得出。

将罗小勇^[21]在模型试验中的膜下真空度监测结果与本文提出的膜下真空度增长模式(如式(3))相拟合, 结果如图2所示, 拟合得出的时间效应参数 a 为 0.194 d^{-1} 。从图2可以看出, 实测的膜下真空度并不是瞬时恒定的, 而是经过一段时间的增长后达到一个相对稳定的值 p_v , 实测结果与本文提出的增长模式拟合较好, 验证了本文提出的考虑时间效应的真空负压分布模式的合理性。

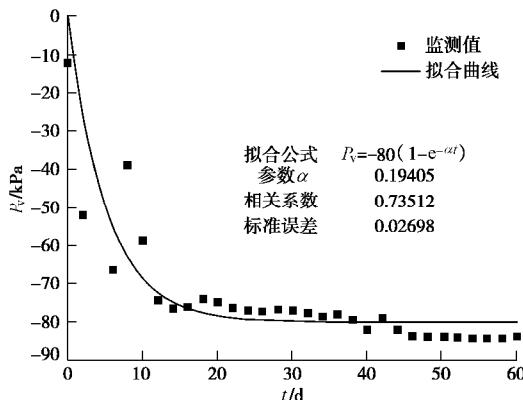


图2 膜下真空度拟合曲线

Fig. 2 Fitting curves of vacuum degree under sealing film

2 塑料排水板的椭圆柱等效模型

基于 Huang 等^[11]提出的椭圆柱等效模型, 根据面积、周长同时最优等效的原则, 将宽度为 b , 厚度为 δ 的塑料排水板等效为长轴和短轴分别为 $1.04b$ 和 1.22δ 的椭圆柱体, 如图3所示。

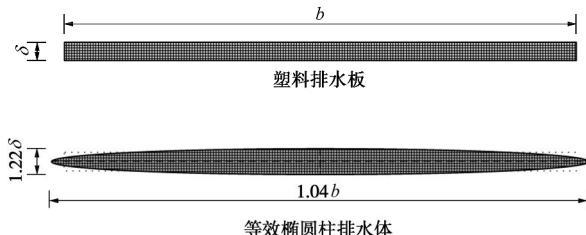


图3 塑料排水板等效示意图

Fig. 3 Sketch of equivalent model for PVD

为了模拟塑料排水板扁平形状对加固土体的渗流场的影响, 建立如图4所示的同焦椭圆曲线族和双曲线族, 分别表示塑料排水板加固土体中的孔压等势线和渗流流线。根据椭圆柱坐标系理论可得如下坐标变换:

$$\begin{cases} x = ahx, \\ y = \pm a\sqrt{(x^2 - 1)(1 - h^2)}, \\ z = z. \end{cases} \quad (4)$$

式中, a 为椭圆族和双曲线族的焦点坐标, 也是等效椭圆柱排水体的焦点坐标, 且 $a = \frac{\sqrt{(1.04b)^2 - (1.22\delta)^2}}{2}$, η, ξ, z 为椭圆柱坐标系中的坐标变量。

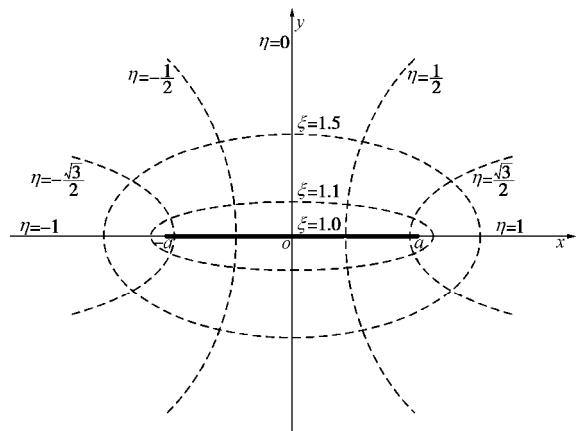


图4 椭圆柱坐标系简图

Fig. 4 Sketch of ellipse coordinate

由式(4)可得椭圆曲线族和双曲线族分别为

$$\frac{x^2}{x^2 - 1} + \frac{y^2}{a^2} = a^2 , \quad (5)$$

$$\frac{x^2}{h^2} - \frac{y^2}{1 - h^2} = a^2 . \quad (6)$$

由此可看出, x 取不同值时代表不同的椭圆曲线, η 取不同值代表不同的双曲线, 且两族曲线相互垂直。

根据以上坐标转换关系, 将等效椭圆柱排水体的长轴 $1.04b$ 代入式(5)中, 可求得椭圆柱等效排水板对应的径长坐标为

$$x_w = \frac{1.04b}{2a} . \quad (7)$$

结合工程实际, 为真空预压下的土体固结作如下基本假设: ①满足等应变条件, 即同一深度平面上任一点的竖向变形相等, 无侧向变形; ②仅考虑同焦椭圆族法向渗流, 渗流均符合 Darcy 定律; ③加固土体为饱和各向同性线弹性体; ④仅考虑土体的径向渗流, 忽略土体中的竖向渗流。

基于以上基本假设, 在椭圆柱坐标系中建立单排

水板固结模型, 如图 5 所示, 其中, l 为塑料排水板的打设深度, k_s , k_h 分别为排水板的渗透系数、扰动土体的水平渗透系数和原状土体的水平渗透系数, x_w , x_s , x_e 分别为排水板的等效径长坐标、涂抹区的径长坐标和影响区的径长坐标, 且 $s_{el} = x_s/x_w$ 。另外, u 为土体中的超孔隙水压力, \bar{u}_x 为土体中任意深度处的平均超孔隙水压力, u_w 为排水板内的超孔隙水压力, u_0 为土体在真空预压前的静止孔隙水压力, e_v 为土体的体积应变, m_v 为土体的体积压缩系数。

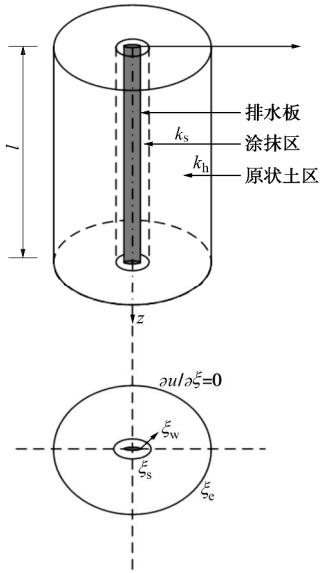


图 5 单排水板固结示意图

Fig. 5 Sketch of consolidation with single PVD

3 固结解析解的推导

参照砂井固结理论, 根据饱和土体中排出的孔隙水的体积等于土体体积的变化量的原则, 推导得出椭圆柱坐标系中的固结基本微分方程^[11]为

涂抹区 (D 区) 微分方程:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{a^2 g_w}{2k_s} \left(\frac{x_e \sqrt{x_e^2 - 1}}{\sqrt{x^2 - 1}} - x \right) \frac{\partial e_v}{\partial t} \quad (x_w \leq x \leq x_s) \quad (8)$$

原状土区 (U 区) 微分方程:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{a^2 g_w}{2k_h} \left(\frac{x_e \sqrt{x_e^2 - 1}}{\sqrt{x^2 - 1}} - x \right) \frac{\partial e_v}{\partial t} \quad (x_s \leq x \leq x_e) \quad (9)$$

加固土体中任意深度处的平均超孔隙水压可表示为

$$\bar{u}_x = \frac{\left(\int_D u_x dA + \int_U u_x dA \right)}{\pi a^2 (x_e \sqrt{x_e^2 - 1} - x_w \sqrt{x_w^2 - 1})} \quad (10)$$

将式 (8), (9) 作积分变换后代入式 (10) 中得

$$\bar{u}_x = F \frac{a^2 g_w}{k_h} \frac{\partial e_v}{\partial t} + u_w \quad (11)$$

式中,

$$F = \frac{1}{32(\sinh 2r_e - \sinh 2r_w)} \cdot \{ k \cdot [4(r_s - r_w) \cosh 4r_e + \sinh 4r_s - \sinh 4r_w - 8 \cosh 2r_s \cdot \sinh 2r_e + 8 \cosh 2r_w \cdot \sinh 2r_e] + 4(r_e - r_s) \cosh 4r_e - 3 \sinh 4r_e - \sinh 4r_s + 8 \cosh 2r_s \cdot \sinh 2r_e \} \quad (12)$$

其中, $k = k_h/k_s$, $r_e = \operatorname{acosh} x_e$, $r_s = \operatorname{acosh} x_s$, $r_w = \operatorname{acosh} x_w$, “acosh” 表示双曲余弦函数 “cosh”的反函数。

研究表明^[22-23], 真空预压加固机理与传统的堆载预压加固机理有所不同, 在真空预压过程中, 土体内的总应力不变, 通过抽真空, 真空负压向土体中逐渐扩散, 同时, 由于土体的渗透性以及固结过程中存在的水力梯度, 土体内的孔隙水被逐渐排出, 从而使土体内的孔隙水压力降低, 有效应力增大, 产生相应的沉降。因此, 真空预压下土体的应力应变关系可表示为

$$\frac{\partial e_v}{\partial t} = -m_v \frac{\partial \bar{u}_x}{\partial t} \quad (13)$$

将式 (2), (13) 代入式 (11) 得

$$\frac{\partial \bar{u}_x}{\partial t} + \frac{c_h}{R_{el}^2} \bar{u}_x = -\frac{c_h}{R_{el}^2} p_0 [1 - (1 - k_1) \frac{z}{l}] (1 - e^{-at}), \quad (14)$$

式中, $c_h = k_h/(g_w m_v)$, 为径向固结系数, $R_{el} = \sqrt{Fa}$, 可视为土体在椭圆柱坐标系中的平均等效径向排水距离。

求解方程 (14) 得其通解为

$$\bar{u}_x = C e^{-\frac{c_h}{R_{el}^2} t} - \left(1 - \frac{c_h}{c_h - a R_{el}^2} e^{-at} \right) \left[1 - (1 - k_1) \frac{z}{l} \right] p_0. \quad (15)$$

土体固结的初始条件为

$$\bar{u}_x(z, 0) = 0 \quad (16)$$

将初始条件 (16) 代入式 (15) 得

$$C = -\frac{a R_{el}^2}{c_h - a R_{el}^2} \left[1 - (1 - k_1) \frac{z}{l} \right] p_0. \quad (17)$$

将式 (17) 代入式 (15), 可得真空预压下土体内任意深度处的平均超孔隙水压力为

$$\bar{u}_x = p_0 \left[1 - (1 - k_1) \frac{z}{l} \right] \left(\frac{c_h}{c_h - a R_{el}^2} e^{-at} - \frac{a R_{el}^2}{c_h - a R_{el}^2} e^{-\frac{c_h}{R_{el}^2} t} - 1 \right). \quad (18)$$

根据土体总沉降与应变之间的关系, 可得真空预压下土体表面在任意时刻的沉降量为

$$\begin{aligned}
 S &= \int_0^l e_v dz \\
 &= \int_0^l -m_v \bar{u}_x dz \\
 &= -\frac{1}{2} m_v p_0 l (1 + k_1) \cdot \\
 &\quad \left(\frac{c_h}{c_h - aR_{el}^2} e^{-at} - \frac{aR_{el}^2}{c_h - aR_{el}^2} e^{-\frac{c_h-t}{R_{el}^2}} - 1 \right) \quad (19)
 \end{aligned}$$

加固区土体的平均固结度^[17]为

$$\begin{aligned}
 \bar{U} &= \frac{\int_0^l \bar{u}_x dz}{\int_0^l -p_0 \left[1 - (1 - k_1) \frac{z}{l} \right] dz} \\
 &= \frac{aR_{el}^2}{c_h - aR_{el}^2} e^{-\frac{c_h-t}{R_{el}^2}} - \frac{c_h}{c_h - aR_{el}^2} e^{-at} + 1 \quad (20)
 \end{aligned}$$

4 比较分析

4.1 不同等效模型的比较分析

在堆载作用下, 黄朝煊等^[12]分析了基于各种圆柱形等效模型的固结计算结果和基于椭圆柱等效模型的计算结果之间的差异。通过分析 Indraratna 等^[24]和 Lu 等^[25]基于圆柱形等效模型的固结理论推导, 并将其与本文推导相比较, 可发现圆柱形等效模型和椭圆柱等效模型的不同之处在于平均等效径向排水距离的不同。如上文所述, 椭圆柱等效模型中的平均等效径向排水距离可表示为

$$R_{el} = \sqrt{Fa} \quad (21)$$

圆柱形等效模型中的平均等效径向排水距离可表示为

$$R_{cy} = r_e \cdot \sqrt{\frac{F_{cy}}{2}} \quad (22)$$

其中,

$$\begin{aligned}
 F_{cy} &= \left[\ln \left(\frac{n_{cy}}{s_{cy}} \right) + k \ln s_{cy} - \frac{3}{4} \right] \frac{n_{cy}^2}{n_{cy}^2 - 1} + \\
 &\quad \frac{s_{cy}^2}{n_{cy}^2 - 1} (1 - k) \left(1 - \frac{s_{cy}^2}{4n_{cy}^2} \right) + k \frac{1}{n_{cy}^2 - 1} \left(1 - \frac{1}{4n_{cy}^2} \right) \quad (23)
 \end{aligned}$$

式中 r_e 为影响区的半径; $n_{cy} = r_e/r_w$, r_w 为塑料排水板的等效半径; $s_{cy} = r_s/r_w$, r_s 为涂抹区半径。

如表 1 所示, 国内外众多学者基于塑料排水板横截面的面积等效或者周长等效原则提出了不同的等效模型, 根据式 (21), (22), 可以分别计算出不同等效模型对应的平均等效径向排水距离。为了进一步探讨塑料排水板的“形状效应”对土体固结的影响, 在不考虑涂抹效应的情况下作出基于不同等效模型计算出的固结度曲线, 结果如图 6 所示, 其中, 为了使土体在有限时间内能达到完全固结, 其固结系数取

$1.18 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, 渗透系数取 $1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ 。

表 1 塑料排水板的不同等效模型

Table 1 Different equivalent models of PVD

等效模型	等效式 ($b \times d = 100 \text{ mm} \times 4 \text{ mm}$)	平均等效径 R_{cy} 或 R_{el}/mm
Hansbo ^[3]	$r_w = (b + d)/\pi$	0.497
Fellenius 等 ^[4]	$r_w = (bd/\pi)^{1/2}$	0.617
Long 等 ^[6]	$r_w = 0.25b + 0.35d$	0.524
Abuel-Naga 等 ^[7]	$r_w = 0.225b$	0.543
GB/T 51015—2014 ^[8]	$r_w = 0.75[(b + d)/\pi]$	0.532
椭圆柱等效法	$r_w = \frac{1.04b}{\sqrt{(1.04b)^2 - (1.22d)^2}}$	0.520

如图 6 所示, 不同等效模型的固结度计算结果有所不同。椭圆柱等效模型的固结度曲线与 Long & Covo 等效模型的固结度曲线最相近, 与《海堤工程设计规范》(GB/T 51015—2014) 中的等效模型、Abuel-Naga & Bouazza 等效模型以及 Hansbo 等效模型的固结度曲线也较为接近。其中, 基于 Hansbo 等效模型计算的固结度发展最快, 而基于 Long & Covo 等效模型、《海堤工程设计规范》中的等效模型模型以及 Abuel-Naga & Bouazza 等效模型计算的固结度曲线都较椭圆柱等效模型的发展慢。Fellenius & Castonguay 等效模型的固结度计算结果与本文的椭圆柱等效模型的计算结果相差最大, 且计算出的固结度发展偏慢。进一步分析可知, 相比于面积等效模型, 各周长等效模型或者改进周长等效模型与椭圆柱等效模型较为接近。因为对于可忽略井阻的塑料排水板而言, 塑料排水板的外表面积的大小更能体现其排水能力的强弱。此分析结论与黄朝煊等^[12]得出的结论相一致。

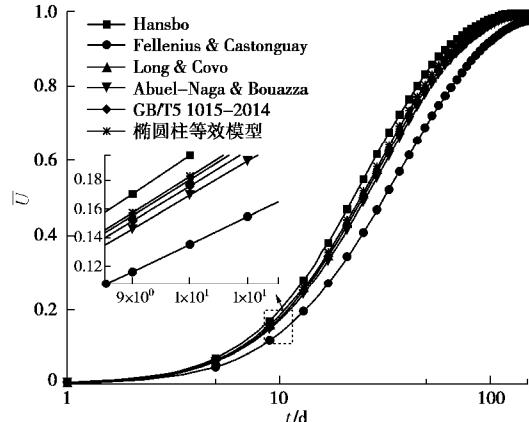


图 6 不同等效模型下的固结度曲线

Fig. 6 Curves of consolidation degree in different equivalent models

结合表 1 分析, 从平均等效径向排水距离方面看, 椭圆柱等效模型与 Long & Covo 等效模型最相近, 并且后者的平均等效径向排水距离比前者的略大, 故基

于两者计算出的固结度曲线最接近, 且前者的固结比后者略快。以此类推, Hansbo 等效模型、椭圆柱等效模型、《海堤工程设计规范》中的等效模型、Abuel-Naga & Bouazza 等效模型、Fellenius & Castonguay 等效模型, 它们的平均等效径向排水距离依次增大, 其对应的固结度曲线发展也依次减慢。

综合表 1 和图 6 分析, 基于不同的等效模型计算出的固结度曲线有所差异, 究其根本, 造成这种差异的本质原因是不同的等效模型的平均等效径向排水距离不同, 并且平均等效径向排水距离越大, 土体固结就越慢。此解释合乎常理, 同时也验证了本文提出的平均等效径向排水距离概念的合理性。另外, 从等效模型的本质方面考虑, 椭圆柱等效模型是目前最能反映由塑料排水板扁平形状对固结造成的“形状效应”的模型, 并且各周长等效模型比面积等效模型更接近椭圆柱等效模型。

4.2 预压时间效应参数对土体固结的影响

本文提出了考虑预压时间效应的真空负压分布模型, 其中预压时间效应参数 a 对真空荷载的施加快慢起着决定性作用。为探讨该参数对土体固结的影响, 在膜下稳定真空度为一定值的情况下, 分别取 a 为 0.194, 1.94, 19.4, 194 d⁻¹, 作出对应的固结度曲线, 结果如图 7 所示。显而易见, 预压时间效应参数 a 的不同会造成土体固结发展的快慢有别, 其值越大代表真空负压施加得越快, 对应的固结度曲线发展越快, 土体越早完成固结。另外, 随着预压时间效应参数的增大, 不同固结度曲线的差距减小, 当其增大到一定的值 (194 d⁻¹) 时, 真空预压相当于瞬时施加, 土体固结最快, 并且与预压时间效应参数取 0.194 d⁻¹ (上文实测拟合值) 对应的固结度曲线之间存在一定差距, 这也说明不考虑真空预压的时间效应会对计算结果造成一定误差。

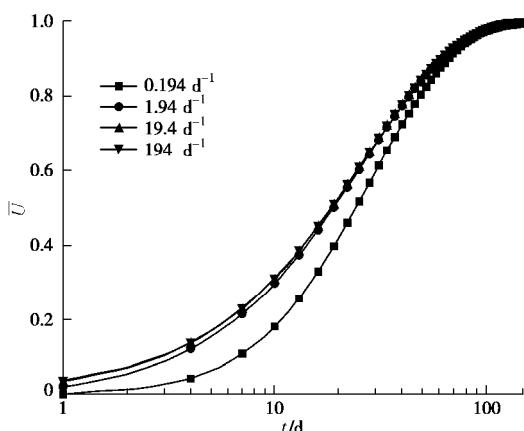


图 7 不同预压时间效应参数 a 下的固结曲线

Fig. 7 Curves of consolidation degree at different values of parameter a

5 实例验算

罗小勇^[21]曾设计并开展了污泥真空预压模型试验, 验证了真空预压法处理污泥库中污泥的效果和可行性, 并了解到污泥在真空预压下的固结沉降效果及其随时间的变化规律。该试验采用上海老港垃圾填埋场降解 2~3 a 的污泥进行真空预压, 其基本土工性质参数如表 2 所示。试验装置采用浙江大学岩土工程研究所自主研制的大型地基处理模拟试验装置, 模型筒内径为 1 m, 即试验中排水板的加固区为内径为 1 m 的圆柱形区域。试验中沿着模型筒轴心打设一根 100 mm×4 mm 的塑料排水板, 泥污填埋高度为 1.8 m, 在上表面设置两处沉降监测点 CJ1 和 CJ2, 试验模型俯视图如图 8 所示。

表 2 上海污泥库中污泥的基本土工性质参数

Table 2 Basic geotechnical parameters of sludge from Shanghai sludge landfill

密度 /(g·cm ⁻³)	含水率/%	颗粒相对密度	渗透系数 /(cm·s ⁻¹)	固结系数 /(cm·s ⁻¹)
1.06	520	1.94	1.0×10^{-7}	1.18×10^{-5}

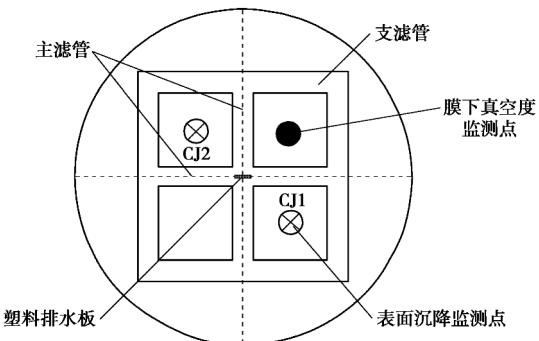


图 8 试验模型俯视图

Fig. 8 Top view of test model

考虑到该试验中的塑料排水板打设深度较浅, 根据岑仰润^[17]曾总结得出的结论, 取 $p_0=50\text{ kPa}$, $k_1=1.0$ 。如图 2 的拟合结果所示, 预压时间效应参数 $a = 0.194\text{ d}^{-1}$ 。为了进一步验证本文推导得出的解析解的合理性, 将基于上文推导出的解析解计算出的沉降曲线与实测沉降值进行比较, 比较结果如图 9 所示。其中, 在模型试验中, 污泥土体本身并不是原状土体, 故在计算中忽略排水板对土体的扰动, 即 $\zeta_w = \zeta_s$; 另外, 根据等效前后影响区面积相等的原则, 即 $\pi a^2 x_e^2 \sqrt{x_e^2 - 1} = \frac{\pi}{4} d^2$, 加固区的等效径长坐标为^[11]

$$x_e = \cosh \left[\frac{1}{2} \operatorname{asinh} \left(\frac{d^2}{2a^2} \right) \right], \quad (24)$$

式中, d 为模型筒的内径长。

图9为不同模型计算结果与监测结果的对比, 同时表3列出了各模型对应的解析解与两个测点监测结果的平均拟合优度, 从中可以看出, 本文根据椭圆柱等效模型所得解析解计算出的沉降曲线与实测沉降值的吻合度较高, 说明本文的解答能够较好地反映实际的污泥固结情况, 也进一步验证了本文解答的合理性和实用性。

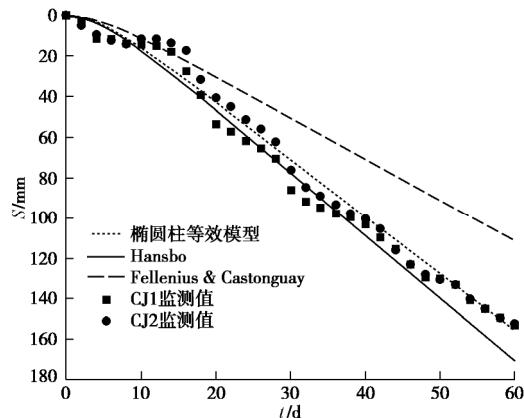


图9 计算沉降曲线与实测沉降曲线比较图

Fig. 9 Comparison between measured and calculated settlement curves

表3 各等效模型计算结果与监测值的拟合优度

Table 3 Goodness of fitting between calculated results from different models and measured results

椭圆柱等效模型	Hansbo	Fellenius & Castonguay
0.993	0.972	0.689

6 结论

本文在考虑真空预压时间效应的条件下, 基于椭圆柱等效模型, 推导得出真空预压联合塑料排水板加固土体的固结解析解, 然后比较分析了椭圆柱等效模型与其它几种常见等效模型的差异, 并通过作图分析了预压时间效应参数对土体固结的影响, 最后通过实例验算, 验证了本文解答的合理性, 得到以下3点结论。

(1) 本文提出的考虑时间效应的负压分布模式能很好地与实测值拟合, 并得出相应的预压时间效应参数 a , 说明本文提出的负压分布模式较为合理。

(2) 基于周长等效模型或改进周长等效模型的计算结果与本文的椭圆柱等效模型结果较为接近。在考虑塑料排水板的“形状效应”时, 椭圆柱体等效模型的效果最佳, 是真空预压下联合塑料排水板固结计算的最优选择; 圆柱形周长等效模型或改进周长等效模型对于真空预压下联合塑料排水板的固结计算也较适用。

(3) 预压时间效应参数 a 的不同会造成土体固

结发展的快慢有别, 其值越大代表真空负压施加得越快, 对应的固结度发展越快。

参考文献:

- [1] 韦小颖, 肖细元, 张珑, 等. 城市污泥中重金属和有机污染物的净化与污泥土地利用[J]. 环境工程, 2010(增刊1): 235 - 240. (WEI Xiao-ying, XIAO Xi-yuan, ZHANG Long, et al. Heavy metal and organic contaminants removal from sewage sludge for land application[J]. Chinese Journal of Environment Engineering, 2010(S1): 235 - 240. (in Chinese))
- [2] 郭清嵩, 顾潇, 武博然, 等. 真空预压处理非规范填埋污泥的中试[J]. 环境工程, 2017(12): 124 - 128. (GUO Qing-song, GU Xiao, WU Bo-ran, et al. Pilot test on the piled sewage sludge by air-boosted vacuum preloading[J]. Chinese Journal of Environment Engineering, 2017(12): 124 - 128. (in Chinese))
- [3] HANSBO S. Consolidation of clay by band-shaped prefabricated drains[J]. Ground Engineering, 1979, **12**(5): 16 - 18, 21.
- [4] FELLENIUS B H, CASTONGUAY N G. The efficiency of band shaped drains: a full scale laboratory study[R]. Ottawa: National Research Council and the Industrial Research Assistance Programme, 1985.
- [5] ATKINSON M S, ELDRED P J L. Consolidation of soil using vertical drains[J]. Géotechnique, 1981, **31**(31): 33 - 43.
- [6] LONG R P, COVO A. Equivalent diameter of vertical drains with an oblong cross section[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, **120**(9): 1625 - 1630.
- [7] ABUEL-NAGA H, BOUAZZA A. Equivalent diameter of a prefabricated vertical drain[J]. Geotextiles & Geomembranes, 2009, **27**(3): 227 - 231.
- [8] GB/T 51015—2014 海堤工程设计规范[S]. 2014. (GB/T 51015—2014 Code for design of sea dike project[S]. 2014. (in Chinese))
- [9] JTS 147—2—2009 真空预压加固软土地基技术规程[S]. 2009. (JTS 147—2—2009 Technical specification for vacuum preloading technique to improve soft soils[S]. 2009. (in Chinese))
- [10] 卢萌盟, 张强, 靖洪文, 等. 基于环形等效的排水板地基固结[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(2): 513 - 520. (LU Meng-meng, ZHANG qiang, JING Hong-wen, et al. Consolidation of band-shaped drain based on equivalent annular drain[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(2): 513 - 520. (in Chinese))

- [11] HUANG C, DENG Y, CHEN F. Consolidation theory for prefabricated vertical drains with elliptic cylindrical assumption[J]. *Computers & Geotechnics*, 2016, **77**(1): 156 - 166.
- [12] 黄朝煊, 方咏来. 线性加载下塑料排水板地基固结理论探讨[J]. *工程地质学报*, 2017, **25**(3): 678 - 685. (HUANG Chao-xuan, FANG Yong-lai. Consolidation theory for prefabricated vertical drain with linear preloading[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2017, **25**(3): 678 - 685. (in Chinese))
- [13] 占鑫杰. 市政污泥的化学调理和真空预压联合作用固结机理及应用[D]. 杭州: 浙江大学, 2015. (ZHAN Xin-jie. Study on the consolidation mechanism of sewage sludge under combined effect of chemical conditioning and vacuum preloading and its application[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2015. (in Chinese))
- [14] TANG M, SHANG J Q. Vacuum preloading consolidation of Yaoqiang Airport runway[J]. *Géotechnique*, 2004, **50**(6): 613 - 623.
- [15] CHU J, YAN S W. Estimation of degree of consolidation for vacuum preloading projects[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2005, **5**(2): 158 - 165.
- [16] INDRARATNA B, BAMUNAWITA C, KHABBAZ H. Numerical modeling of vacuum preloading and field applications[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2004, **41**(6): 1098 - 1110.
- [17] 岑仰润. 真空预压加固地基的试验及理论研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2003. (CEN Yang-run. Vacuum preloading: experiment and theory[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2003. (in Chinese))
- [18] 蒋基安, 陈海英, 陈越, 等. 排水板真度损耗的排水固结解析解[J]. *岩土工程学报*, 2016, **38**(3): 406 - 418. (JIANG Ji-an, CHEN Hai-ying, CHEN Yue, et al. Analytical solutions to drainage consolidation considering vacuum loss in prefabricated vertical drain[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2016, **38**(3): 406 - 418. (in Chinese))
- [19] 高广运, 聂春晓, 张海丘, 等. 塑料排水板结合真空预压法的径向固结解析解[J]. *同济大学学报(自然科学版)*, 2017, **45**(9): 1290 - 1297. (GAO Guang-yun, NIE Chun-xiao, ZHANG Hai-qiu, et al. Radial consolidation solution of plastic wick drain combined vacuum preloading[J]. *Journal of Tongji University (Nature Science)*, 2017, **45**(9): 1290 - 1297. (in Chinese))
- [20] 姜彦彬, 何宁, 许滨华, 等. 真空预压负压分布规律模型试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2017, **39**(10): 127 - 136. (JIANG Yan-bin, HE Ning, XU Bin-hua, ZHOU Yan-zhang, et al. Model tests on negative pressure distribution in vacuum preloading[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, **39**(10): 127 - 136. (in Chinese))
- [21] 罗小勇. 处置库污泥工程特性测试及其对垃圾堆体稳定性影响评估[D]. 杭州: 浙江大学, 2012. (LUO Xiao-yong. Measurement of geotechnical properties for sewage sludge at a disposal site and evaluation of its influence on slope stability of MSW landfill[D]. Hangzhou: Zhejiang Universaty, 2012. (in Chinese))
- [22] 龚晓南, 岑仰润. 真空预压加固软土地基机理探讨[J]. *哈尔滨建筑大学学报*, 2002, **35**(2): 7 - 10. (GONG Xiao-nan, CEN Yang-run. Mechanism of vacuum preloading[J]. *Journal of Harbin University of Civil Engineering and Architecture*, 2002, **35**(2): 7 - 10. (in Chinese))
- [23] 梅国雄, 徐锴, 宰金珉, 等. 真空预压加固软土地基变形机理的探讨[J]. *岩土工程学报*, 2006, **28**(9): 1168 - 1172. (MEI Guo-xiong, XU Kai, ZAI Jin-min, et al. Deformation mechanism of soft foundation under vacuum preloading[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, **28**(9): 1168 - 1172. (in Chinese))
- [24] INDRARATNA B, RUJIKIATKAMJORN C, SATHANANTHAN I. Analytical and numerical solutions for a single vertical drain including the effects of vacuum preloading[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2005, **42**(4): 994 - 1014.
- [25] LU M M, XIE K H, GUO B. Consolidation theory for a composite foundation considering radial and vertical flows within the column and the variation of soil permeability within the disturbed soil zone[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2010, **47**(2): 207 - 217.

DOI: 10.11779/CJGE201908013

类矩形盾构施工对地下管线影响的模型试验研究

魏纲¹, 王辰², 蔡诗淇¹, 许讯¹, 洪子涵¹, 崔程虹², 徐银峰¹

(1. 浙江大学城市学院土木工程系, 浙江 杭州 310015; 2. 安徽理工大学土木建筑学院, 安徽 淮南 232001)

摘要: 类矩形盾构隧道开挖使土体以不均匀沉降形式作用于地下管线, 导致管线产生纵向变形、破坏。针对类矩形盾构隧道施工, 采用室内缩尺寸模型试验, 综合考虑管隧相对位置、管线埋深及土体损失率3个影响因素, 研究类矩形盾构隧道在砂土地层中施工, 地下管线沉降、变形及地表沉降的规律变化。研究结果表明: 管隧垂直工况时, 管线竖向位移曲线呈高斯分布, 竖线位移反弯点出现在隧道轴线附近处, 管线弯矩呈“M”型分布, 最大竖向位移及弯矩位于隧道轴线正上方; 管隧斜交工况所受影响比管隧垂直工况影响更大; 管线埋深越大, 管线受影响程度越深; 管线竖向位移随土体损失率减小相应降低, 隧道轴线正上方管线竖向位移与管线最大正弯矩及两个较大负弯矩减小幅度较大, 管线两端受影响程度较小; 地表沉降受土体损失影响较大, 沉降值比管线大。

关键词: 类矩形盾构; 缩尺寸模型试验; 土体损失; 沉降; 弯矩

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1489-07

作者简介: 魏纲(1977—), 男, 浙江杭州人, 博士, 教授, 研究方向为地下隧道施工对周边环境影响及风险评估与控制。E-mail: weig@zucc.edu.cn。

Model tests on influences of quasi-rectangular shield construction on underground pipelines

WEI Gang¹, WANG Chen², CAI Shi-qi¹, XU Xun¹, HONG Zi-han¹, CUI Cheng-hong², XU Yin-feng¹

(1. Department of Civil Engineering, Zhejiang University City College, Hangzhou 310015, China; 2. College of Civil Engineering and Architecture, Anhui University of Science and Technology, Huainan 232001, China)

Abstract: Excavation of quasi-rectangular shield tunnels causes uneven settlement of soils in pipelines, resulting in longitudinal deformation and failure of the pipelines. The indoor shrinkage model tests are conducted for the construction of quasi-rectangular shield tunnels. The influencing factors of the relative position of tunnels, buried depth of pipelines and soil loss rate are taken into account. The rules of subsidence, deformation of underground pipelines and surface settlement in dry sand are studied. The results reveal that the vertical displacement curve of the pipelines is Gaussian, the reverse bending point of the vertical displacement appears near the tunnel axis, the bending moment of the pipelines is “M” type distribution, and the maximum vertical displacement and bending moment are located directly above the tunnel axis. The impact of skew conditions of pipelines and tunnels is greater than that of their vertical conditions. The deeper the pipeline is, the larger the influence is. The vertical displacement of the pipelines decreases with the decrease of the soil loss rate. The vertical displacement of the pipelines directly above the tunnel axis and the maximum positive bending moment and two large negative bending moments of the pipelines decrease greatly, and the both sides of the pipelines are less affected. The surface settlement is directly affected by the soil loss, and the settlement value is larger than that of the underground pipelines.

Key words: quasi-rectangular shield; reduced-scale model test; soil loss; settlement; bending moment

0 引言

地下空间结构复杂, 地铁隧道经过大多为城市繁华地区, 类矩形盾构施工节约地下空间, 内部空间利用效率高; 安全埋置深度较浅。地下管线被誉为城市的生命线, 分布错综复杂。盾构施工易造成地下管线破损, 影响城市居民正常生活。因此, 有必要对类矩形盾构施工对邻近地下管线的影响进行研究。

国内外学者就此进行了大量研究, 主要研究方法包括经验公式法^[1-3]、理论解析法^[4-6]、数值模拟法^[7-9]、离心模型试验法^[10-11]和缩尺寸模型试验法^[12-15]。在经验公式法中: Peck^[1]基于工程实测数据, 提出了地层损失的概念; 吴为义^[2]针对管隧垂直、平行两种工况,

基金项目: 浙江省科技厅公益技术研究项目(2016C33051)

收稿日期: 2018-08-17

提出了管线纵向分布规律；李兴高等^[3]在地层移动规律的基础上，提出了管线受地铁施工影响的安全评价方法。在理论解法中：马亚航^[4]将管线当作弹性体考虑，给出了管线变形微分方程；Klar 等^[5]采用边界积分法研究连续管线的隧道效应问题；魏纲等^[6]基于 Winkler 地基模型，推导了地面出入式管线弯矩、应变和应力公式。采用数值模拟法有：彭基敏等^[7]、吴波等^[8]利用 ANSYS 程序软件，对盾构施工对管线沉降的影响进行了分析；魏纲等^[9]采用三维有限元法，分析地下管线的受力变形；离心模型试验法有：邵羽^[10]、马少坤等^[11]通过离心模拟试验，研究不同埋深盾构双隧道开挖对既有管线的影响；采用室内缩尺寸模型试验法有：王正兴等^[12]、朱叶艇等^[13]通过室内缩尺寸模型试验，研究管隧垂直工况下管线变形规律；王海涛等^[14]、黄晓康等^[15]研究管隧不同交角工况下，地下管线沉降、变形规律。室内缩尺寸模型试验操作简单、不易受外界条件影响，能较真实反映管线竖向位移与受力变化。类矩形盾构与单洞双线大型圆隧道相比，大幅度的减少了占用地下空间；当开挖面积相同时，单圆盾构半径较大，对土体扰动更大，引起地下管线沉降比类矩形盾构大^[16]。目前未见有人采用模型试验法研究类矩形盾构施工对地下管线研究，因此很有必要采用模型试验法进行研究。

本文采用大型室内缩尺寸模型试验，设计了管隧不同位置、管线不同埋深、不同土体损失 3 种工况，在砂土条件下，研究类矩形盾构隧道开挖对地下管线的影响规律。研究结果可为类矩形盾构（以下简称盾构）在施工过程中，对邻近管线维护及加固提供依据。

1 室内模型试验

1.1 试验模型

本文依托于宁波地铁 3 号线一期出入线段工程，试验选取 50 m 隧道作为研究对象，类矩形盾构隧道实际外包尺寸为 11.5 m×6.94 m，管片厚度为 450 mm，隧道上覆土 9.75 m，模型试验几何相似比为 1:20，试验模型装置照片见图 1。



图 1 试验装置图

Fig. 1 Test device diagram

(1) 模型箱

试验模型箱采用钢板制成整体框架模型结构，框架四面采用角钢加固，顶部左右两侧设置滑槽，便于抽砂设备滑动，均匀撒砂。模型箱长 3.0 m，宽 2.5 m，高 2.1 m，根据几何相似比以及做工精度问题，类矩形盾构衬砌模型结构外包尺寸为 572 mm×370 mm，厚度 2.5 mm。一侧采用有机玻璃，便于观察填土高度变化；在试验过程中，更可以直接观察试验现象。靠近有机玻璃一侧，制作模拟盾构机脱出轨道，防止模拟盾构机全部脱出，直接落地造成意外影响。模拟盾构机采用液压机通过钢绞绳拉出，在轨道上滑动。

(2) 输送装置

输送装置主要包括了抽砂机和撒砂机，将砂土装入漏斗，通过抽砂机，注入至临时装砂箱，再由撒砂机均匀撒入至模型箱内，撒砂机电动机功率为 3 kW，转速 1440 r/min，抽砂管径为 12 cm，如图 2 所示。

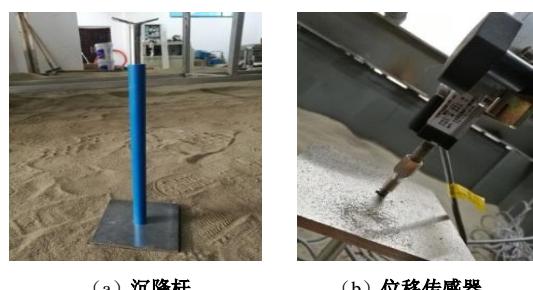


图 2 输送装置图

Fig. 2 Conveyor diagram

(3) 测量系统

试验中管线竖向位移通过使用电阻式 TST-50 型位移传感器和 DHDAS 动态信号采集分析系统软件测得。位移传感器通过磁性底座吸附在模型箱内的高于地表 15 cm 杆件上。由于管线埋藏在土体一定深度处，无法用位移计直接测量管线竖向位移。采用自制沉降杆，将管线与位移传感器通过沉降杆搭接，沉降杆具有一定刚度，可直接穿过土层与管线顶部通过强力胶进行黏结，位移传感器与沉降杆顶板契合，顶板中间有预留孔洞，可将位移传感器一端牢牢卡住，防止位移传感器左右滑动，影响数据的精确性。沉降杆竖杆使用 PVC 套管，防止沉降杆与土体直接接触，减小摩擦。测点安装完毕后将所有导线接入至应变测试系统，通过网线与电脑连接进行测量读取数据，见图 3。



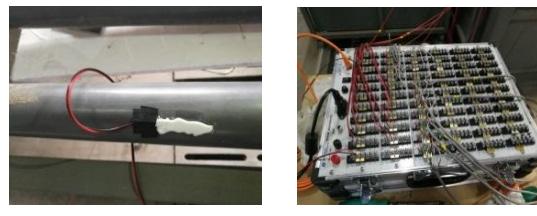


图 3 测量系统

Fig. 3 Measuring system

(4) 控制系统

控制系统主要由发动机、液压机、自制轨道以及钢绞绳组成, 其中轨道长度为 3.2 m, 高度为 1.1 m, 液压机最大拉力为 100 kN, 额定压力为 16 MPa。

1.2 试验材料

试验土体材料选用海砂, 采用室内烘干方法获得干砂, 具体物理指标见表 1, 管线参数如表 2 所示, 图 4 为海砂的颗粒级配曲线。考虑几何和物理相似比, 采用 PVC 管模拟铸铁管, 试验研究对象为连续管线。

表 1 试验砂物理力学指标

Table 1 Parameters of sand in tests

土类	密度 /(g·cm ⁻³)	含水 率/%	内摩 擦角 /(°)	黏聚 力 /kPa	孔隙 比	压缩 模量 /MPa
干砂	1.806	0.23	34.3	0	0.482	6.28

表 2 试验管线参数

Table 2 Parameters of test pipes

材质	弹性模量 /GPa	外径 /mm	壁厚/mm	刚度 $E_p I_p$ (kN·m ²)
PVC	3.33	69	3	1.13×10^6

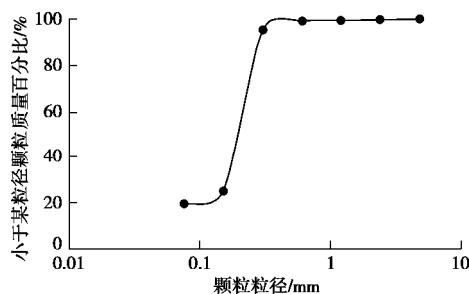


图 4 试验砂颗粒级配曲线图

Fig. 4 Grain-size distribution curve of sand in tests

1.3 试验工况

针对管隧相对位置、管线不同埋深及不同土体损失 3 种试验控制变量, 本文设计进行了 5 组试验来研究管线变化规律。具体试验工况见表 3。

选取试验 1 作为标准工况。管隧垂直工况测点布置如图 5 所示。管线上部位移测点从左往右, 编号从 #1~#9; 下部贴有应变片, 为应变测点, 从左往右编

号从 #10~#18, 测量管线应变。与隧道轴线垂直有 7 个地表测点, 测点间距为 300 mm, 编号从 #19~#25, 间距 400 mm, 与隧道轴线平行布置 5 个测点, 标号从 #26~#30, 间距为 450 mm。测点均为等间距分布(斜交工况未布置地表测点, 其他测点均与垂直工况相同)。测点布置完毕, 导线接好后, 接通电源, 盾构匀速脱出。

表 3 试验工况

Table 3 Test conditions

试验编号	管隧位置	管线埋深/cm	土体损失率/%
1	垂直	15	5
2	平行	15	5
3	斜交	15	5
4	垂直	20	5
5	斜交	15	4

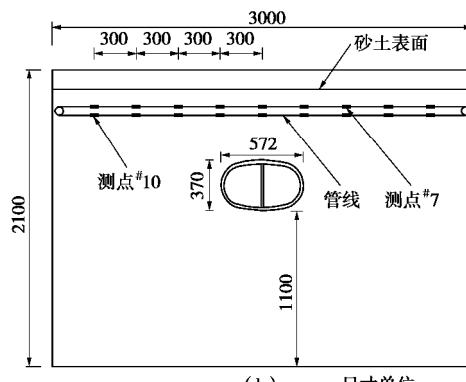
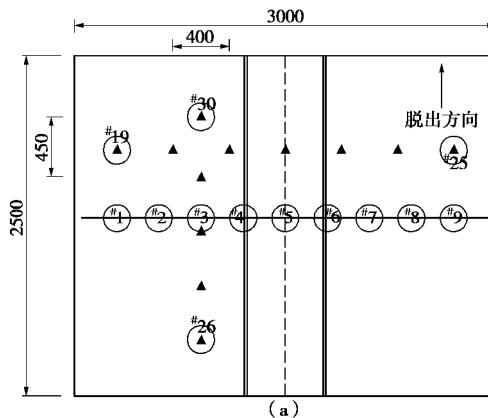


图 5 测点布置图

Fig. 5 Layout of measuring point

1.4 试验步骤

(1) 将干砂通过抽砂机输送至装砂箱内, 启动撒砂机并前后移动, 均匀地将干砂撒至模型箱内, 注土高度每达到 10 cm 夯实一次。当注土高度达到 1.1 m 时(依据于原型工况隧道上覆土 9.75 m 以及考虑到几何相似比和模型箱高度), 将模拟盾构机和管片推放入至模型箱内, 继续填土、夯实至达到埋藏管线深度, 安放管线。

(2)埋置管线之前需对管线上提前贴好的应变片进行检测,防止应变片损坏或者与导线焊接有误,导致最后读取数据存在偏差情况。将导线焊接在接线端子上,与应变片相接。贴好后的应变片表面及焊接导线部位,需涂抹703硅橡胶,防止土体对应变片破坏。

(3)在管线上布置测点,安装沉降杆及位移传感器(位移传感器与沉降杆需共线,并且与地面垂直),填土夯实至设计标高。将管线上导线与位移传感器的导线一起接入到静态应变测试系统(导线需提前标号,防止测点位置错乱),应变仪与电脑通过网线连接。

(4)使用液压机通过钢绞绳,环扣模拟盾构机接通电源,通过发动机,将模拟盾构机匀速脱出,速度6 cm/s,同时电脑读取数据至盾构完全脱出,关闭电源。

2 试验结果分析

2.1 标准工况试验研究

由图6可以看出,盾尾到达测点前,管线竖向位移较小,最大沉降值为0.6 mm,(试验数据均为模型试验测得原始数据)盾尾到达测点和通过测点后,管线竖向位移从0.9 mm急剧增至2.1 mm。管线竖向位移变化幅度最大。管线产生最大竖向位移位于隧道轴线正上方,最大沉降值为3 mm,距离隧道轴线越远,管线竖向位移越小。管线竖向位移分布关于隧道轴线对称,呈“V”型分布。在盾构隧道外侧附近,存在位移曲线拐点,结合图7中隧道两侧上方管线弯矩为零,反证出管线竖向位移存在拐点。

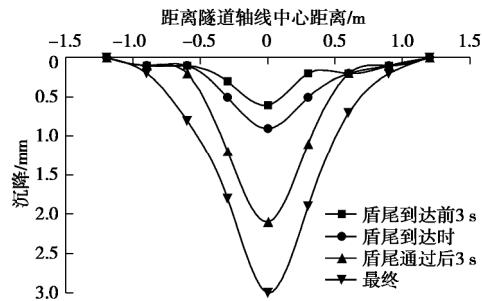


图6 各时间段管线沉降曲线

Fig. 6 Settlement curves of pipelines in each time period

标准工况下试验结果与文献[16]数值模拟结果规律一致,管线沉降呈高斯分布,管线两端影响最小。

从图7中可以看出,在盾构隧道开挖中,管线弯矩呈“M”型分布,在盾构施工过程中,管线弯矩会出现一个最大正弯矩,位于隧道轴线正上方,弯矩值为28.17 N·m,和两个较大负弯矩,距离隧道轴线60 cm处,分别为-18.18, -18.2 N·m。管线呈现出上拱下拉效应,原因在于管线两端被锚固,中间部位存在土体

损失,受土体压力,管线向下受拉。管线最外两侧弯矩几乎无变化,表明距离隧道轴线越远,管线弯矩越小,所受影响越小。

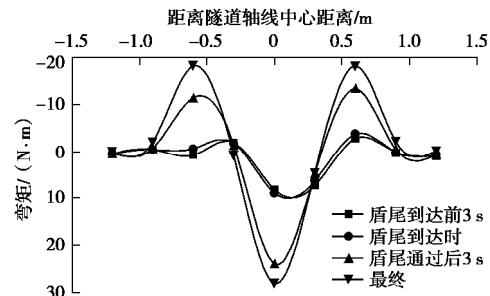


图7 各时间段管线弯矩曲线

Fig. 7 Curves of bending moment of pipelines in each time period

图8为管线测点竖向位移随时间变化分布图。从图中可以看出,在盾构隧道施工中, #1~#5测点,测点竖向位移依次增大,#4和#5测点竖向位移从21 s后增长速度较快。#5测点因距离隧道轴线最近,竖向位移增长最快,达到3 mm。原因在于从第21 s开始,盾尾到达测点,盾构机与衬砌结构外壁之间存在土体损失,管线竖向位移显著增大。

从图9中可以看出,盾尾到达测点前,地表沉降已经存在一定影响。同地下管线沉降规律,盾尾到达测点及通过测点后,地表沉降显著增大,由3.3 mm增至6.1 mm。盾构与衬砌结构之间的土体损失导致地表沉降增大。

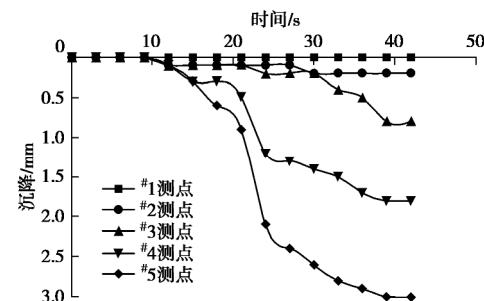


图8 管线测点沉降曲线

Fig. 8 Settlement curves at measuring points of pipelines

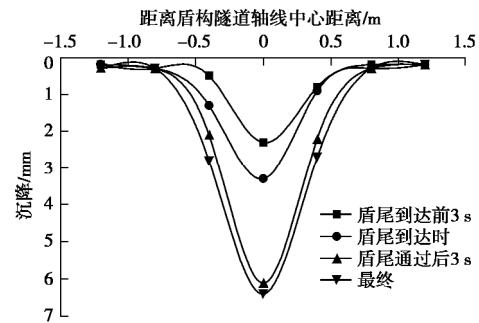


图9 各时间段地表沉降曲线

Fig. 9 Surface settlement curves in each time period

图 10 为横向地表沉降曲线, 可以看出横向地表沉降随时间呈台阶状变化, 稳定较快, 沉降值缓慢增长至 0.7 mm, 这是由于测点离隧道较远。

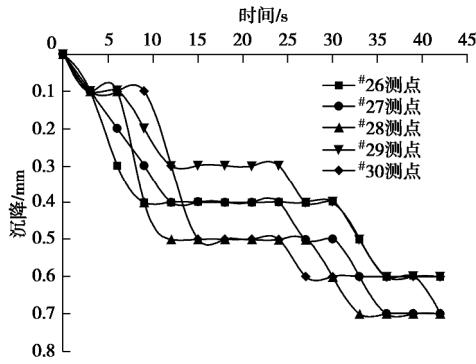


图 10 地表横向测点沉降曲线

Fig. 10 Settlement curves at surface lateral measurement points

2.2 管隧相对位置研究

选取试验编号 1 号、2 号、3 号 3 组试验即管隧垂直、平行、斜交 3 种不同位置。研究管线埋深 15 cm 时, 管线竖向位移分布规律及管线弯矩变化。管隧平行工况时, 管线距离隧道轴线 60 cm 布置, 管线上设置 7 个测点, 间距为 30 cm。管隧斜交工况设置斜交角度为 45°, 等间距布置 9 个测点, 间距为 30 cm。

图 11 为管隧垂直、平行工况, 距离中心测点(隧道轴线) 60 cm 处, 同一位置测点的沉降图。从图中可看出, 平行工况时测点竖向位移稳定保持在 0.3 mm。垂直工况管线竖向位移随时间持续增大至 0.7 mm。原因在于管隧平行时, 管线整体距离隧道轴线较远, 管土相互作用较弱, 管线竖向位移较小。管隧垂直时, 盾构施工阶段管线影响较大, 特别当盾构通过测点后, 由于存在土体损失, 管线竖向位移显著增大。

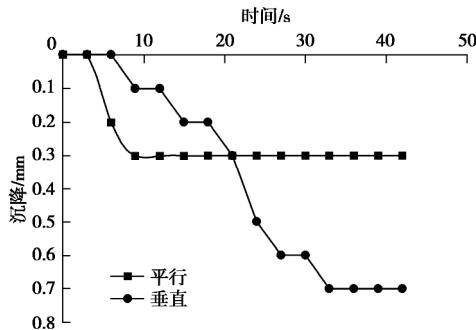


图 11 同一测点位置沉降曲线

Fig. 11 Settlement curves at same measuring point

从图 12 中可以看出, 管隧垂直与斜交工况下, 管线竖向位移分布均关于隧道轴线对称分布。但管隧斜交时, 各测点的竖向位移均比管隧垂直工况大, 原因在于斜交工况时, 相同测点位置距离隧道轴线比垂直

工况测点更近, 受盾构施工影响程度更高, 故竖向位移较大。越往两端, 测点竖向位移相差越小, 原因在于距离隧道轴线越远, 管线所受影响逐渐减小。

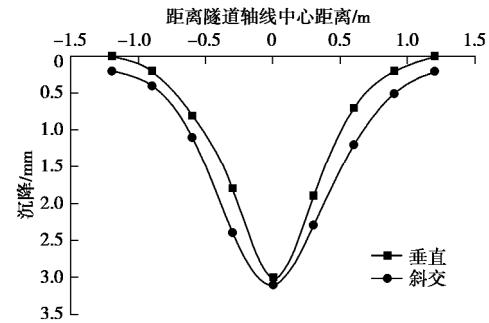


图 12 管隧不同位置沉降曲线

Fig. 12 Settlement curves of pipe tunnel at different positions

由图 13 可以看出, 对比管隧垂直、斜交工况, 分布规律基本一致, 呈“M”型分布。图中管隧斜交工况中距离隧道轴线第三个测点 (#11 测点) 达到最大负弯矩值, 而垂直工况 #12 测点达到最大负弯矩值。原因为斜交管线 #11 测点位置比其他测点(特别是 #12 测点) 与垂直管线 #12 测点位置至隧道轴线中心距离相差最小, 故弯矩分布如图 13 所示。并且斜交管线最大负弯矩较垂直管线最大负弯矩小, 原因在于斜交工况时管线的管土作用小于垂直工况。

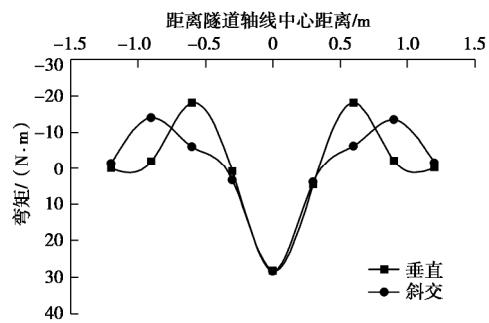


图 13 管隧不同位置弯矩曲线

Fig. 13 Curves of bending moment of pipe tunnel at different positions

2.3 管线不同埋深研究

本节选取试验 1 与试验 4 研究管隧垂直工况, 考虑管线不同埋深下, 管线沉降与弯矩的变化规律。

由图 14 可知, 管线埋深越大, 距离隧道越近, 盾构施工时管线竖向位移越大, 表明管线受盾构施工影响越大, 且管线沉降槽宽度随管线埋深增大而增大。

由图 15 可知, 管线埋深增大, 管线弯矩响应更显著, 施工时应更加注意管线保护。管线两端受影响很小, 不受管线埋深影响, 几乎可以忽略。由图 14、15 可知, 管线变形与管线埋深之间影响呈正相关变化。

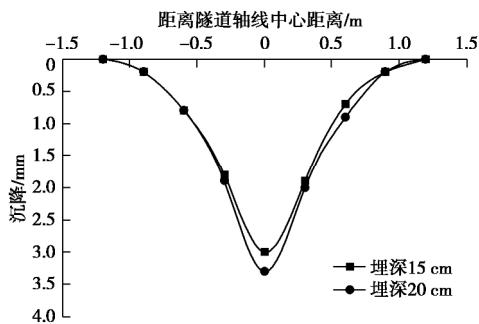


图 14 管线不同埋深沉降曲线

Fig. 14 Settlement curves of pipelines at different buried depths

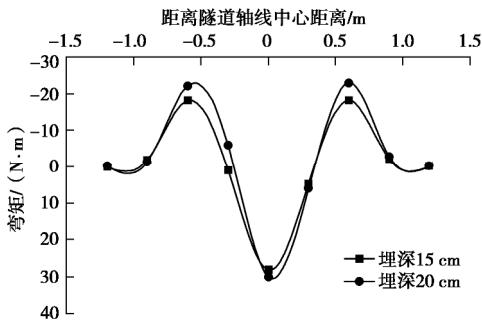


图 15 管线不同埋深弯矩分布

Fig. 15 Distribution of bending moment of pipeline at different buried depths

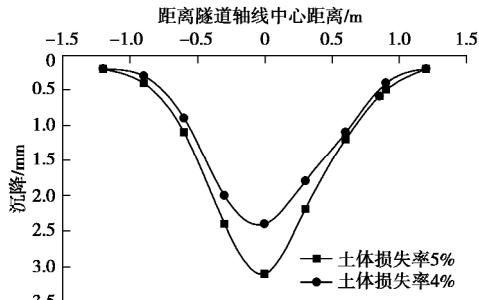


图 16 不同土体损失率管线沉降曲线

Fig. 16 Settlement curves of pipelines under different soil losses

2.4 不同土体损失率研究

土体损失是由盾构机与衬砌外壁之间存在空隙造成的，通过在衬砌外壁黏贴一定厚度的纸张，改变盾构机与衬砌外壁之间空隙大小来改变土体损失率。本节选取试验3与试验5，对比管隧斜交、不同土体损失率工况下，管线沉降与弯矩的变化规律。土体损失率取值考虑为类矩形盾构隧道开挖的极限情况。

由图16可看出，土体损失率减小，管线位移相应减小，并且管线最大竖向位移减小幅度较大。靠近管线两端，管线竖向位移越小，位移减小幅度也越小。土体损失对沉降影响很大，应注意仪器的精准度。

图17反映出土体损失率越小，管线弯矩所受影响减弱，最大正弯矩值从28.33 N·m减小至9.57 N·m，

左右两个较大负弯矩分别由-14.02, -13.48 N·m降至-6.75, -5 N·m，管线弯矩波峰波谷整体降低。表明土体损失率降低，管线受盾构施工影响程度减弱。

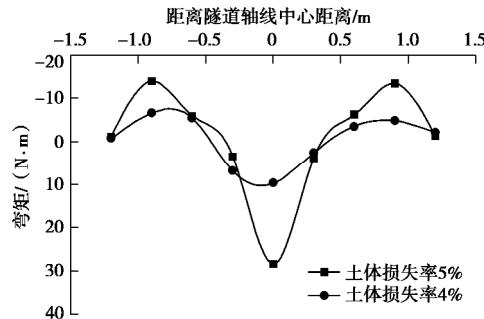


图 17 不同土体损失率管线弯矩分布曲线

Fig. 17 Distribution curves of bending moment of pipelines under different soil losses

3 结 论

(1) 管隧垂直及斜交工况时，地下管线竖向位移呈高斯分布；弯矩变化呈“M”型分布，出现一个最大正弯矩与两个较大负弯矩；在整个施工阶段内，盾构通过测点时管线竖向位移与弯矩的变化率最大。表明在此阶段内，管线最有可能发生变形或者破坏。

(2) 相同测点，管隧斜交工况时测得的沉降及弯矩均较管隧垂直工况时测得数据大，表明相同影响因素条件下，管隧斜交工况所受影响更大；同一位置，垂直工况下管线受影响程度高于平行工况。

(3) 管线埋深增加，竖向位移相应增大，弯矩响应更显著，表明管线受损程度与埋深呈正相关；而管线两端的沉降与弯矩受埋深影响较小。

(4) 随着土体损失率减小，地下管线各测点竖向位移（除最外侧两个测点）降低，隧道轴线正上方竖向位移减小幅度最大；管线弯矩也相应减弱，管线上拱下拉效应急剧减弱。

本文模型试验中采用连续空心管，管内无压力，土体为单一砂土，在今后试验中仍需进一步去完善，同时还应注意仪器装备制作的精准性。

参考文献：

- [1] PECK R B. Deep excavations and tunneling in soft ground[C]// Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico City, 1969: 225 – 290.
- [2] 吴为义. 盾构隧道周围地下管线的性状研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2008. (WU Wei-yi. Study on mechanical behaviors of buried pipelines induced by shield tunneling construction[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2008. (in

- Chinese))
- [3] 李兴高, 王 霆. 柔性管线安全评价的简便方法[J]. 岩土力学, 2008, **29**(7): 1861 – 1864, 1876. (LI Xing-gao, WANG Ting. Simple method for evaluating safety of flexible pipelines[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(7): 1861 – 1864, 1876. (in Chinese))
- [4] 马亚航. 隧道开挖引起的地层变形及其对地下管线的影响分析[D]. 长沙: 湖南大学, 2011. (MA Ya-hang. Effect of tunneling on ground movements and underground pipelines[D]. Changsha: Hunan University, 2011. (in Chinese))
- [5] KLAR A, MARSHALL A M, SOGA K, et al. Tunneling effects on jointed pipelines[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2008, **45**(1): 131 – 139.
- [6] 魏 纲, 黄 文, 姜 鑫. 地面出入式盾构开挖对邻近地下管线的影响分析[J]. 铁道科学与工程学报, 2017, **14**(9): 1934 – 1941. (WEI Gang, HUANG Wen, JIANG Xin. Analysis of influence of ground penetrating shield tunnel excavation on adjacent underground pipeline[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2017, **14**(9): 1934 – 1941. (in Chinese))
- [7] 彭基敏, 张孟喜. 盾构法施工引起邻近地下管线位移分析[J]. 工业建筑, 2005, **35**(9): 50 – 53. (PENG Ji-min, ZHANG Meng-xi. Analysis of the displacements of underground pipelines caused by shield construction[J]. Industrial Construction, 2005, **35**(9): 50 – 53. (in Chinese))
- [8] 吴 波, 高 波. 地铁区间隧道施工对近邻管线影响的三维数值模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, **21**(增刊 2): 2451 – 2456. (WU Bo, GAO Bo. 3D numerical simulation on effect of tunnel construction on adjacent pipeline[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, **21**(S2): 2451 – 2456. (in Chinese))
- [9] 魏 纲, 魏新江, 裘新谷, 等. 过街隧道施工对地下管线影响的三维数值模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(增刊 1): 2853 – 2859. (WEI Gang, WEI Xin-jiang, QIU Xin-gu, et al. 3D numerical simulation of effect of underground urban street-passage tunnel construction on adjacent pipeline[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(S1): 2853 – 2859. (in Chinese))
- [10] 邵 羽. 盾构双隧道施工对临近地理管线的影响研究[D]. 南宁: 广西大学, 2017. (SHAO Yu. Mechanism behavior of existing buried pipeline due to twin shield tunneling[D]. Nanning: Guangxi University, 2017. (in Chinese))
- [11] 马少坤, 邵 羽, 刘 莹, 等. 不同埋深盾构双隧道及开挖顺序对临近管线的影响研究[J]. 岩土力学, 2017, **38**(9): 2487 – 2495. (MA Shao-kun, SHAO Yu, LIU Ying, et al. Effects of construction sequences of twin tunneling at different depths on the adjacent pipeline[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(9): 2487 – 2495. (in Chinese))
- [12] 王正兴, 缪林昌, 王冉冉, 等. 砂土中隧道施工对相邻垂直连续管线位移影响的模型试验研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(增刊 2): 143 – 149. (WANG Zheng-xing, MIAO Lin-chang, WANG Ran-ran, et al. Model test study of vertical buried continuous pipelines displacements affected by tunneling in sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(S2): 143 – 149. (in Chinese))
- [13] 朱叶艇, 张 桓, 张子新, 等. 盾构隧道推进对邻近地下管线影响的物理模型试验研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(增刊 2): 151 – 160. (ZHU Ye-ting, ZHANG Huan, ZHANG Zi-xin, et al. Physical model test study of influence of advance of shield tunnel on adjacent underground pipelines[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(S2): 151 – 160. (in Chinese))
- [14] 王海涛, 金 慧, 袁大军. 砂土地层隧道施工对埋地管道影响的模型试验研究[J]. 土木工程学报, 2017, **50**(增刊 2): 118 – 126. (WANG Hai-tao, JIN Hui, YUAN Da-jun. Model test study on influence of pipeline caused by tunnel construction in sand[J]. China Civil Engineering Journal, 2017, **50**(S2): 118 – 126. (in Chinese))
- [15] 黄晓康, 卢坤林, 朱大勇. 盾构施工对不同位置地下管线变形的影响模拟试验研究[J]. 岩土力学, 2017, **38**(增刊 1): 123 – 130. (HUANG Xiao-kang, LU Kun-lin, ZHU Da-yong. Simulation test study of deformations of pipelines located at different geometric positions arising from shield tunneling[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(S1): 123 – 130. (in Chinese))
- [16] 崔程虹. 不同断面类型盾构施工对临近地下管线沉降影响的研究 [D]. 淮南: 安徽理工大学, 2018. (CUI Cheng-hong. Research on the influence of different sections shied tunnel construction on adjacent underground pipelines[D]. Huainan: Anhui University of Science and Technology, 2018. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201908014

原状和压实黄土持水特性及湿陷性对比试验研究

穆青翼¹, 党影杰¹, 董琪^{2,3}, 廖红建^{*1,4}, 董欢¹

(1. 西安交通大学人居环境与建筑工程学院, 陕西 西安 710049; 2. 西安交通大学机械结构强度与振动国家重点实验室, 陕西 西安 710049;
3. 陕西科技控股集团有限责任公司, 陕西 西安 710003; 4. 长安大学西部矿产资源与地质工程教育部重点实验室, 陕西 西安 710054)

摘要: 通过对对比研究具有相同初始干密度和含水率的原状和压实黄土, 揭示黄土结构对其持水特性和湿陷性影响。利用扫描电镜观察原状和压实黄土微观结构, 对试验结果辅助分析。研究显示: 压实黄土持水特征曲线进气值较原状黄土大 75%。这可能是由于原状黄土中存在超大团粒间孔隙, 造成显著的瓶颈效应。另外, 原状黄土持水特征曲线的滞回度在低吸力范围(小于 7 kPa)较压实黄土大, 而在中间吸力范围(7~80 kPa)较压实黄土小。这是由于原状和压实黄土经历不同脱—吸湿历史。对于湿陷性, 高含水率时(大于 18%)原状和压实黄土湿陷系数差别不大, 而在低含水率(16%)时, 原状黄土湿陷系数大于压实黄土。这是由于原状黄土中存在黏土颗粒胶结, 使其具有较大抵抗加载变形能力(竖向应力 200 kPa)。随后的注水, 导致黏土颗粒胶结作用失效, 引起较大湿陷变形。此外, 原状黄土屈服应力较压实黄土屈服应力增大的程度随含水率减小而显著增加, 这说明了原状黄土的结构性随含水率的降低而显著增强。

关键词: 原状黄土; 压实黄土; 持水特性; 湿陷性

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1496-09

作者简介: 穆青翼(1988—), 男, 博士, 讲师, 主要从事非饱和土力学和环境岩土工程等方面的教学和科研工作。E-mail: qingyimu@mail.xjtu.edu.cn。

Water-retention characteristics and collapsibility behaviors: comparison between intact and compacted loesses

MU Qing-yi¹, DANG Ying-jie¹, DONG Qi^{2,3}, LIAO Hong-jian^{1,4}, DONG Huan¹

(1. School of Human Settlement and Civil Engineering, Xi'an Jiaotong University, Xi'an 710049, China; 2. State Key Laboratory for Strength and Vibration of Mechanical Structures, Xi'an Jiaotong University, Xi'an 710049, China; 3. Shaanxi Science and Technology Holding Group, Xi'an 710003, China; 4. Key Laboratory of Western Mineral Resources and Geological Engineering, Ministry of Education, Chang'an University, Xi'an 710054, China)

Abstract: The compacted and intact loesses with the same dry density and water content are tested to investigate the structural effects on the water-retention characteristics and collapsibility behaviors of loess. The scanning electron microscopy (SEM) tests are carried out to assist in the interpretation of test results. It is found that the air entry value of the intact loess is 75% smaller than that of the compacted loess. This is likely because that the extra-large pores in the intact loess result in pronounced ink-bottle effects. The water-retention curve of the intact loess exhibits larger and smaller hysteresis than that of the compacted loess at suctions ranging from 0.1 to 7 kPa and from 7 to 80 kPa, respectively. This can be explained by the different wetting-drying history experienced by intact and compacted loesses. Similar collapsibility potential is observed for the intact and compacted loesses with high water contents (>18%), whereas the wetting-induced collapsibility of the intact loess is larger than that of the compacted loess with low water content (16%). This is because that the clay bonding in the intact loess results in a more resistant structure. This resistant structure assists in the intact loess to maintain large void ratios during mechanical loading (200 kPa). During soaking, clay bonding is destroyed and significant collapse is induced. In addition, the differences in the yield stress between the intact and compacted loesses increase with the decreasing water content. It is indicated that the resistant structure of the intact loess is enhanced with the decrease of the water content.

Key words: intact loess; compact loess; water retention characteristic; collapsibility

0 引言

研究黄土的持水特性和湿陷性对中国西北地区工

基金项目: 国家自然科学基金项目(51879212, 41630639); 西部矿产资源与地质工程教育部重点实验室开放基金项目(310826171107); 中国博士后科学基金项目(2018M631166)

收稿日期: 2018-08-01

*通讯作者(E-mail: hjiao@mail.xjtu.edu.cn)

程建设中黄土遇水后的沉降评估及其控制具有重要意义^[1]。西北地区由于半干旱气候特征, 黄土的骨架结构在吸力和胶结作用下维持稳定^[2-3]。在水入渗条件下, 由于吸力减小和胶结作用失效, 造成黄土骨架失稳进而产生湿陷变形。在工程建设中遇到的黄土, 一般有原状和压实两种结构状态, 其持水特性和湿陷变形差异显著。目前, 针对黄土的持水特性和湿陷性, 国内外学者做了深入研究^[4-21]。然而, 这些研究多针对原状或压实黄土单独考虑, 较少将同一黄土在原状和压实两种结构状态下对比研究。一方面, 原状黄土和压实黄土均是工程建设中广泛遇到的岩土材料, 如路基建设等。更重要的是, 将原状黄土和压实黄土进行对比研究可更好地理解黄土结构对其持水特性和湿陷性的影响。

针对黄土的持水特性, 学者们多通过一维压力板试验或非饱和三轴试验进行研究。研究结果表明原状和压实黄土的持水特性与应力状态^[11, 17]、干密度^[7, 13, 15]和温度^[8, 12]等因素相关。如: 王铁行等^[8]测试了不同干密度和温度条件下压实黄土的持水特征曲线, 发现干密度和温度对压实黄土的持水能力均有不同程度的影响。刘奉银等^[12]的研究显示干密度对压实黄土持水特征曲线的影响主要体现在进气值和残余含水率, 对减湿率影响不大。陈存礼等^[11]研究表明当竖向应力大于400 kPa, 应力状态对原状黄土持水特征曲线影响较大, 然而当竖向应力小于400 kPa时, 其对持水特征曲线的影响可忽略。褚峰等^[15]研究发现干密度对原状黄土的持水特征曲线具有不可忽视的作用, 然而竖向应力对其影响可忽略。针对黄土的湿陷性, 学者们多通过一维非饱和压缩试验或非饱和等向压缩试验进行研究。研究结果表明原状和压实黄土的湿陷变形与其应力状态^[5, 10, 16-17]、干密度^[9, 20]和应力路径^[6, 19]相关。关亮等^[9]研究表明提高压实黄土的干密度可显著减小湿陷变形。陈存礼等^[19]研究显示原状黄土湿陷变形随应力增大而呈现先增大后减小趋势。王娇等^[20]研究揭示相同应力条件下, 压实黄土湿陷性随吸力的增大而增大。此外, 学者们还通过原位浸水试验研究黄土的湿陷变形^[22-24], 对黄土遇水后的湿陷机理从全比尺角度进行揭示。综上可知现有关于黄土持水特性和湿陷性的研究多针对单一原状或压实黄土开展, 缺少原状与压实黄土对比研究。

本研究针对西安某基坑的原状黄土及其所对应的具有相同初始干密度和含水率的压实黄土进行对比研究, 揭示不同结构状态下黄土的持水特性与湿陷性。研究同时结合电镜扫描试验分析原状和压实黄土结构性的差异, 用以辅助解释其持水特性和湿陷性的差异。通过本研究中对原状和压实黄土持水特性和湿陷性的

试验测试、理论分析以及微观机理解释, 期望可增进结构性对黄土工程特性影响机理的理解。

1 试验概况

1.1 试验黄土物理参数

本研究中所测试的原状黄土取自基坑施工现场, 该基坑位于西安市雁翔路与北陆路交路口, 经度108.997°, 纬度34.221°, 土样的取土深度为5.5 m。取样时, 首先将大小为30 cm×30 cm×30 cm的立方体土块从基坑中切出, 然后利用纱布和石蜡对其进行快速密封。该处理可以较好地保持原状土样中水分和减少运输过程中土样扰动。土样运回实验室后, 采用密度计法对其粒径分布进行测试, 结果如图1所示。由测试结果可知, 本试验中黄土包含18.4%的黏土颗粒和81.3%的粉土颗粒。此外, 依据土工试验标准测定, 该黄土塑限和液限分别为16.2%和35.7%, 塑性指数为19.5。按照《土的分类标准》(GBJ 145—90), 所取黄土属于低液限黏土。值得注意的是, 本文所取黄土原状样的干密度为1.52 g/cm³, 该值与西北地区常见Q3黄土干密度值1.30 g/cm³相比略大。图2给出了在基坑现场取样时所拍摄的原状黄土照片。从图2可看出, 该原状黄土的颗粒排列整体较为致密, 但零星分布一些0.5 mm左右大小的大孔隙。其它物理参数指标详见表1。

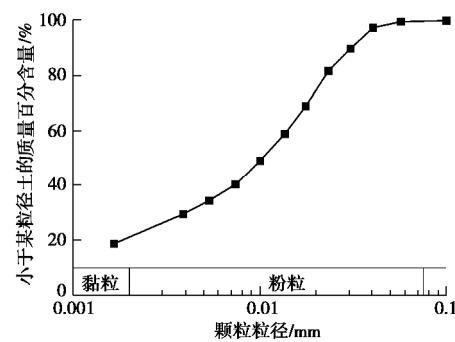


图1 黄土粒径分布曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curve of test loess



图2 原状黄土现场照片

Fig. 2 Photo of intact loess

表 1 黄土的物理性质指标

Table 1 Physical properties of test loess

颗粒相 对密度	含水 率/%	干密度 $(g \cdot cm^{-3})$	液限	塑限	塑性指数
2.70	16.6	1.52	35.7	16.2	19.5

1.2 原状和压实土样制备方法

本研究涉及黄土的原状和压实两种结构状态。其中原状土样制备时,首先利用环刀切入现场取回的立方体土块,切入的同时利用刀具对试样周边进行切削处理,避免因环刀切入阻力过大而对试样扰动破坏。环刀切入土块后,利用钢丝锯对其上下表面进行磨平。原状土样制作完毕后,测试其干密度和含水率分别为 $1.52 g/cm^3$ 和 16.6%。

针对压实土样,首先将制作原状土样切削残留的土烘干并过 2 mm 直径标准筛。然后将过筛后的干土与水混合,达到与原状土样相同的含水率(16.6%)。将该湿土再次过 2 mm 直径的标准筛以减少土体的结团现象^[25],提高压实土样的均匀性。二次过筛后的湿土放入密封袋中 3 d 以达到水分在黄土中均匀分布。制备压实土样时,首先根据击实目标干密度(与原状黄土干密度 $1.52 g/cm^3$ 一致)和环刀体积(直径为 60 mm;高度为 20 mm),计算制备压实土样所需散土质量。然后,将一半质量的散土均匀倒入环刀内,并击实至环刀高度 10 mm。第一层击实完毕后,用刀具对表面进行拉毛处理,以减小与后续击实土层之间土样分层现象。最后,将剩余一半质量的散土均匀倒入环刀内,并击实至环刀高度 20 mm。

2 试验设备及方案

2.1 试验设备

本试验中黄土持水特性研究采用购自于美国 Soil Moisture Equipment 公司的压力板仪。该装置利用轴平移技术对试样进行吸力控制。试验时将土样放置于压力室内饱和陶土板上,陶土板下水槽通过细软管与外界大气相连通。如选取陶土板水槽为基准面,可认定土样中孔隙水压(u_w)为 0,试验时通过改变压力室内的气压(u_a)来对土样施加不同的吸力($u_a - u_w$)。待吸水或脱水稳定后,从压力室内取出试样进行质量称量,计算各级吸力下土样含水率。黄土湿陷性的研究采用一维饱和固结仪。由于试验中需要对试样进行常含水率状态下的压缩,因此对固结仪的试样盒进行了密封处理以防止试验过程中试样水分蒸发。

本文持水特征曲线测试过程中涉及小吸力(如 0.1 kPa)情况下的黄土持水特性。考虑到气压源稳定性和气压表量程精度,该小吸力并不能通过增加压力室内

气压来施加。因此,本文采用了调节出水口位置水头的方法来测试小吸力情况下黄土持水特性,其原理如图 3 所示。施加 0.1 kPa 小吸力时,压力室内气压为大气压,并将陶土板下方出水管口固定在距基准面(假设为土样中心高度所在平面)以下 0.01 m 处。在该状态下,土样内水分进出平衡并达到稳定状态。考虑土样中心点位置 1 和出水口位置 2,在平衡状态下该两位置处总水头(h_T)相等,即 $h_{T1}=h_{T2}$ 。由于总水头由位置水头(h_h)和压力水头(h_w)构成,即: $h_{w1}+h_{h1}=h_{w2}+h_{h2}$,且有位置 1 处 $h_{h1}=0$,位置 2 处 $h_{h2}=-0.01 m$, $h_{w2}=0$ (相对大气压值)。经计算,上述平衡状态下土样内的压力水头 $h_{w1}=-0.01 m$ 。因此,施加的吸力为 $s=u_a-u_w=u_a-p_wgh_{w1}=0.1 \text{ kPa}$ 。

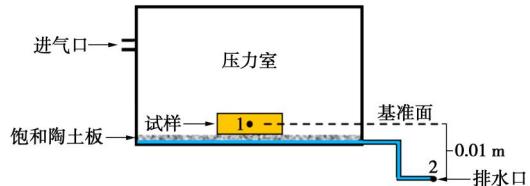


图 3 土水特征曲线测试中小吸力值施加方法

Fig. 3 Illustration of applying small suction values during water-retention characteristic tests

为从微观角度揭示原状和压实黄土持水特性和湿陷性的区别,本研究对原状和压实黄土进行扫描电镜试验。所采用的扫描电镜仪器购自于日本日立公司,仪器型号为 S-3000N。

2.2 试验方案

本研究共进行 3 组试验,每组试验的目的及所包含的试样信息如表 2 所示。其中第一组试验的目的是研究原状和压实黄土持水特性。该组试验包含两个试样(C 和 S),其中原状和压实土样各一个。进行该组试验时,直接将 1.2 节中制备好的原状和压实土样放进压力板仪中,通过轴平移技术对试样进行增湿—脱湿—再增湿。试验测试一个干湿循环条件下原状和压实土样的持水特征曲线。本研究中吸力施加范围为 0~400 kPa。第二组试验研究原状和压实黄土在不同含水率下的湿陷性。该组试验包含 8 个试样(C16, C17, C19, CS, I16, I18, I20 和 IS),其中原状和压实土样各 4 个。原状土样的含水率分别考虑 16%,17%,19% 和饱和状态,压实土样的含水率分别考虑 16%,18%,20% 和饱和状态。需要指出的是,上述试样各含水状态是将 1.2 节中制备好的土样放在压力板仪中进行吸湿或脱湿平衡后获得的。对上述试样在一维饱和固结仪中进行常含水率下逐级压缩,至竖向应力为 200 kPa,然后对试样注水,待变形稳定后逐级加载至 800 kPa。第 3 组试验目的是研究原状和压实黄

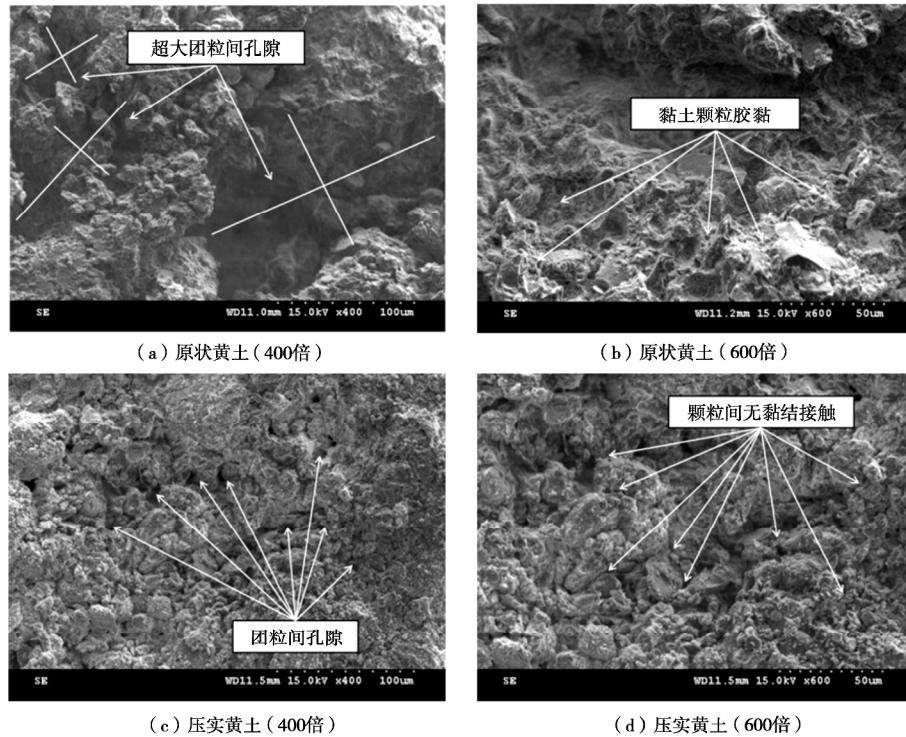


图 4 黄土扫描电镜图

Fig. 4 SEM observations of loesses

土在不同含水率下的压缩特性。同时该组试验也为利用非饱和土弹塑性理论解释黄土湿陷性提供支持。该组试验中包含试样及其含水率与第二组试验中完全一致 (C16, C17, C19, CS, I16, I18, I20 和 IS)。同样对该组试验中的试样在一维饱和固结仪中实施常含水率的逐级压缩, 直至竖向应力达到 800 kPa。

表 2 试验方案及目的

Table 2 Test programs and objectives

试验系列	试验目的	试样编号
一	原状和压实黄土持水特性	C 和 I
二	原状和压实黄土在不同含水率状态下湿陷性	C16, C17, C19 和 CS I16, I18, I20 和 IS
三	原状和压实黄土在不同含水率状态下压缩特性	C16, C17, C19 和 CS I16, I18, I20 和 IS

注: C: 压实; I: 原状; S: 饱和。

3 试验结果及分析

3.1 扫描电镜试验结果及分析

图 4 给出原状和压实黄土在初始制样后的扫描电镜图像。图 4 (a) 显示原状黄土在 400 倍分辨率下的图像。从图中可看出, 黏土颗粒和粉土颗粒形成的团粒广泛分布于原状黄土中。这和前文中颗粒分布测试结果 (见图 1) 显示该黄土包含 18.4% 的黏土颗粒和 81.3% 的粉土颗粒相一致。更重要的是, 土样中分布

有直径大于 100 μm 的超大团粒间孔隙。以往研究^[1-2]表明团粒间形成的超大孔隙稳定性较差, 在非饱和状态下, 这些超大孔隙凭借吸力和颗粒间胶结作用可维持稳定。然而如遇水或者加载, 这些超大孔隙将失去稳定而破坏, 进而产生土体压缩变形。图 4 (b) 为原状黄土在分辨率为 600 倍情况下的图像。在该较高分辨率情况下, 可清晰地观察到原状黄土中的黏土颗粒或覆盖在粉土颗粒表面或在粉土颗粒接触的地方形成胶结。当土样处于非饱和状态时, 该种形式的黏土颗粒分布可显著提高黄土骨架的稳定性。然而在遇水情况下, 该黏土胶结作用将被破坏^[10], 造成颗粒骨架结构失去稳定, 引起显著的湿陷变形。

图 4 (c) 为压实黄土在 400 倍分辨率下的图像。从图中可看出, 和原状黄土相同的由黏土颗粒和粉土颗粒形成的团粒也广泛分布于压实黄土中。这是由于原状和压实土样均由相同的黄土制备而成, 其颗粒分布是一致的。然而, 与原状黄土不同的是, 压实黄土中并未观察到超大团粒间孔隙, 其团粒间孔隙大小相对均匀。这与压实黄土的制样过程中经历了过筛和重新击实有关。同样的, 为观察压实黄土中颗粒间的胶结状态, 图 4 (d) 为分辨率为 600 倍的图像。从图中可看出, 压实黄土中黏土颗粒的分布方式与原状黄土显著不同。压实黄土中, 黏土颗粒虽仍部分的附着于粉土颗粒表面, 但是粉土颗粒间的黏土颗粒胶结不明显, 反之粉土颗粒间以直接接触为主。这是由于压实

土样在制备过程中经历了磨碎和过筛处理，颗粒间的黏土胶结被不同程度的破坏。

3.2 持水特性试验结果及分析

图 5 给出原状和压实黄土在吸湿—脱湿—再吸湿路径下的持水特征曲线。从图 5 中可看出，在初始吸湿路径中，原状和压实黄土含水率均随吸力减小而增加。在吸力为 0.1 kPa 时，原状和压实黄土的含水率分别为 29.8% 和 29.1%。通过比较可知，原状和压实黄土的初始吸湿曲线差别不大。在接下来的脱湿路径中，原状和压实黄土的含水率均随吸力增加而减少。值得注意的是，由脱湿曲线确定的原状和压实黄土进气值分别为 4, 7 kPa。由此可见，具有相同干密度的原状和压实黄土持水特征曲线的进气值相差近 75%。这是由于，虽然两种试样具有相同的干密度，即平均孔隙比，但二者的孔隙分布差别显著。如前文扫描电镜结果所示(见图 4)，原状土样中分布有直径大于 100 μm 的超大团粒间孔隙，而压实黄土中团粒间孔隙较小，且分布相对均匀。根据 Yang-Laplace 公式 ($u_a - u_w = 2s_{iw}/r$ ，其中， s_{iw} 和 r 分别为表面张力和孔隙半径)，原状黄土中的超大团粒间孔隙影响低吸力状态下的脱湿过程，进而造成原状土样较低的进气值。此外，对比原状和压实土样的脱湿曲线，当吸力在 6~100 kPa 之间变化时，二者的差别显著。相较于压实黄土，原状黄土具有更高的脱湿率。然而当吸力范围在 100~400 kPa 范围内时，二者脱湿曲线基本重合。在接下来的再吸湿过程中，原状和压实黄土的吸湿曲线也基本重合。

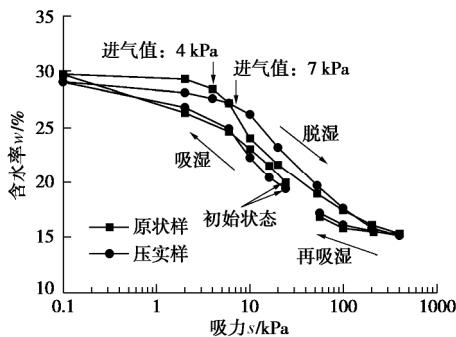


图 5 原状与压实黄土持水特征曲线

Fig. 5 Water-retention characteristic curves of intact and compacted loesses

值得注意的是，在吸湿—脱湿—再吸湿这一干湿循环路径下，原状和压实黄土持水特征曲线均显示了滞回效应。根据已有研究^[26]，持水特征曲线的滞回效应可归结于以下 4 种原因：①孔隙通道不均匀的截面直径，造成的瓶颈效应；②脱—吸湿过程中接触角的差异；③脱—吸湿过程中封闭气泡的影响；④脱—吸湿循环历史引起的时效作用。为了对持水特征曲线滞

回性进行定量分析，Lu 等^[28]定义了滞回度概念，即某一吸力下土样在脱—吸湿路径下含水率的差与含水率平均值的比值。本文依据该定义，计算了原状和压实黄土持水特征曲线在不同吸力水平下的滞回度，结果如图 6 所示。由结果可知，原状和压实黄土的滞回度与吸力的关系大致可以分为 3 段：①第一段：当吸力小于 7 kPa 时，原状黄土的滞回度大于压实黄土。这可能是由于原状黄土中存在超大团粒间孔隙，这些超大孔隙与一般孔隙形成的孔隙通道具有显著的不均匀截面直径，因此在低吸力范围内原状黄土产生更大的瓶颈效应。②第二段：当吸力大于 7 kPa 小于 80 kPa 时，原状黄土的滞回度小于压实黄土。这是由于原状黄土在现场经历了多次脱—吸湿循环历史，而压实土样尚未经历任何脱—吸湿循环。因此，由脱—吸湿循环历史引起的时效作用对原状黄土更为明显，导致原状黄土持水特征曲线在该吸力范围内呈现出较低滞回度。③第三段：当吸力大于 80 kPa 时，原状黄土与压实黄土的滞回度基本相同。这可能是由于影响该吸力范围内持水特征曲线的孔径分布相对于原状和压实黄土来说差别并不大。另一方面，在吸力较大时，控制持水特征曲线的毛细管作用弱化，反之土体表面吸附作用提高。该吸附作用主要与土体的矿物成分和比表面积等因素有关^[27]。而本研究中原状和压实黄土具有相同的矿物组成和粒径分布，其控制吸力的吸附作用是一致的。基于以上两种原因，原状和压实黄土持水特征曲线在吸力较大时差别较小。

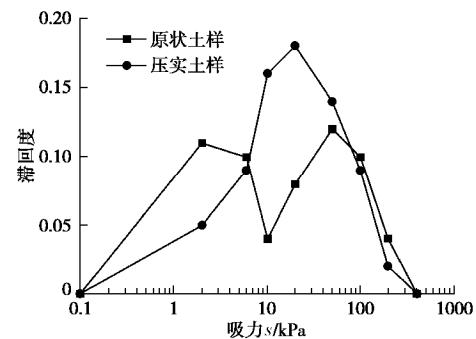


图 6 原状与压实土样持水特征曲线滞回度

Fig. 6 Hysteresis of water-retention characteristic curves of intact and compacted loesses

3.3 湿陷试验结果及分析

试验系列 2 中不同含水率下黄土湿陷结果如图 7 所示。图 7 (a) 为原状黄土的湿陷结果。从图中可看出，不同含水率的原状黄土在施加竖向应力为 200 kPa 时注水饱和，产生不同程度湿陷变形。此外，该湿陷变形随含水率的增加而减少。该试验结果与王娇等^[20]的研究结论一致。原状黄土在注水后继续进行逐级压缩，其后续的压缩曲线与饱和原状试样的压缩曲线相

重合。图 7(b) 为不同含水率下压实土样的湿陷结果。从图中可以看出, 不同含水率的压实黄土在施加竖向应力为 200 kPa 时注水饱和, 也均产生不同程度的湿陷变形。注水后, 继续进行逐级压缩所得到的压缩曲线也均与饱和黄土的压缩曲线相重合。然而, 值得注意的是, 具有相同初始干密度的原状和压实黄土在施加竖向应力为 200 kPa 下所产生的湿陷变形差别显著。需要指出的是本文湿陷试验中黄土试样是从 0 kPa 逐级加载到 200 kPa, 待稳定后进行注水饱和, 最后继续逐级加载至 800 kPa。试验中对每级加载后的稳定变形量都进行了记录, 并绘制于图 7(a), (b) 中(如 0~200 kPa 和 200~800 kPa 曲线上数据点)。

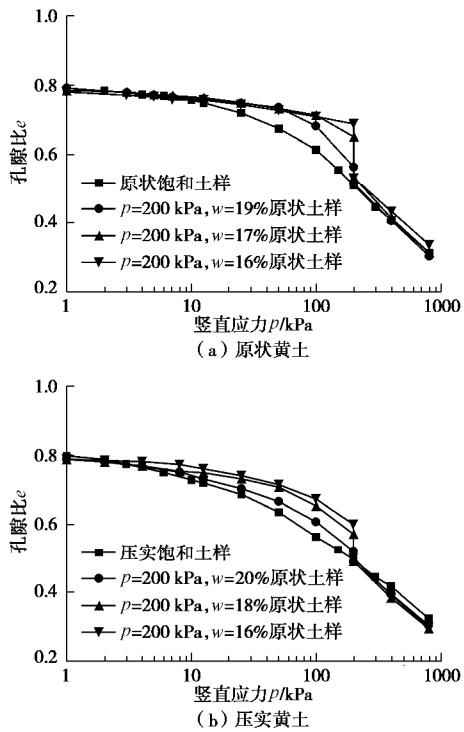


图 7 不同含水率下黄土湿陷结果

Fig. 7 Collapsibility behaviors of loesses with different water contents

为了定量对比分析原状和压实黄土湿陷变形, 本研究计算了黄土的湿陷系数: $d_s = (h_p - h'_p)/h_0$, 其中 h_p 为注水前试样高度, h'_p 为注水后试样稳定高度, h_0 为试样初始高度。图 8 给出原状和压实黄土湿陷系数随含水率的变化结果。从图 8 中可以看出, 原状和压实黄土的湿陷系数均随含水率的增加而降低。更重要的是, 在低含水率状态下(如 $w=16\%$), 原状黄土的湿陷系数比压实黄土大 42%。这主要是由于原状黄土颗粒间存在黏土颗粒的胶结作用, 在竖向应力为 200 kPa 时仍可保持相当大的孔隙比, 在接下来的注水过程中, 颗粒间的黏土颗粒胶结作用部分失效破坏, 产生较大的湿陷变形。另一方面, 在高含水率状态下(如 $w>18\%$), 原状黄土和压实黄土的湿陷系数差别不大。

这是由于随着含水率的增加, 原状黄土中的黏土颗粒胶结作用减弱, 导致原状黄土压缩至 200 kPa 时产生较大的塑性压缩变形, 其结构性显著破坏。进而而在随后的注水过程中产生与压实黄土相当的湿陷变形。

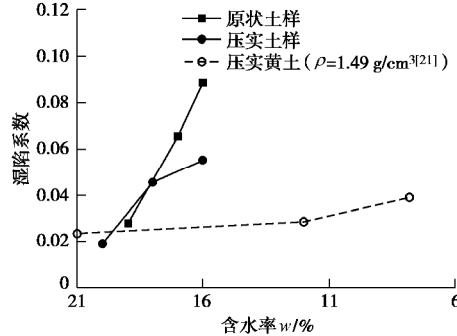


图 8 不同含水率下原状和压实黄土湿陷系数

Fig. 8 Collapsibility potentials of intact and compacted loesses with different water contents

值得注意的是, 本文所测试黄土的初始干密度为 1.52 g/cm^3 , 且在 200 kPa 竖向应力作用下的湿陷系数均大于 0.015, 这与已有研究中^[30]提出黄土湿陷性的临界干密度为 1.40 g/cm^3 的研究结果有所差异。这可能是由于测试黄土的结构性不同进而导致的湿陷性差异。针对本文原状黄土, 采样时整体看其颗粒排列较为致密, 但其内部存在一些 $0.5\sim1 \text{ mm}$ 大孔隙, 当含水率较低时(如 16%), 先期施加的 200 kPa 应力可能并未完全破坏这些大孔隙, 在接下来的浸水过程中, 由于结构性的破坏导致这些大孔隙的失稳, 进而产生较大湿陷变形。针对本文中压实黄土, 当在 20% 的高含水率时, 其湿陷系数为 0.019。这与近期杨玉生等^[21]针对具有相同应力状态(200 kPa)和相近干密度(1.49 g/cm^3)和含水率(21%)的压实黄土测试得出 0.023 的湿陷系数较为接近(如图 8 所示)。然而在低含水率状态下, 本文所测试压实黄土湿陷系数较杨玉生等^[21]结果偏大(如图 8 所示)。这一方面是因为所采用黄土的物性指标不同造成的湿陷性差异。另一方面, 可能是由于采用的压实制样方法不同而造成压实黄土的微观结构差异, 进而表现出不同的宏观湿陷性。根据已有针对一般土的研究结果显示^[31-32], 制作压实土样的初始含水率和击实方法(如静压和动压)等因素, 均会造成压实土样微观结构的差异, 且这种差异在低含水率状态下更为明显。这种微观结构的差异会造成即使具有相同干密度和含水率的压实土样, 其在宏观上也会表现出不同的变形特性。但是这些针对一般土的研究结论是否适用黄土还需进一步的研究。

3.4 压缩试验结果及分析

图 9(a) 给出了原状黄土在不同含水率下的压缩曲线。由结果可知, 原状黄土的孔隙比随竖向应力的变化显示很强的非线性关系。每条压缩曲线可明显的

区分弹性线性段和塑性线性段。弹性线性段和塑性线性段的交点定义为屈服应力。从图中可以看出,原状黄土在饱和、含水率为16%、17%和19%情况下,其屈服应力分别为38, 73, 101, 223 kPa。由此可知,原状黄土的屈服应力随含水率的增加而显著减少。这与陈存礼等^[19]研究结果一致。这可能由两方面原因造成:①随含水率的增加,原状土样中毛细弯液面的数量减少,由于该毛细弯液面产生的张拉应力对土骨架有稳定作用^[29],因此导致原状土样的屈服应力减小;②随含水率的增加,原状土样颗粒间由黏土颗粒产生的胶结作用减弱^[10],因此也会造成土骨架强度的削弱,进而降低屈服应力。图9(b)给出了压实黄土在不同含水率下的压缩曲线。和原状黄土类似,压实黄土的压缩曲线中孔隙比和竖向应力的关系也显示出很强的非线性。同样定义其弹性线性段和塑性线性段的交点为屈服应力。压实黄土在饱和含水率和含水率为16%,18%和20%条件下的屈服应力分别为25, 39, 58, 72 kPa。由结果可知压实土样的屈服应力同样随含水率增加而减小。这与之前学者^[4, 19]的研究结果一致。然而,由于制样原因,压实土样中颗粒间黏土颗粒的胶结作用被很大程度上破坏(见图4扫描电镜结果)。因此该屈服应力的减小只归因于毛细弯液面数量的减少。为了进一步定量的分析原状和压实黄土的屈服特性,图(10)绘制了原状和压实黄土的屈服应力随含水率的变化规律。

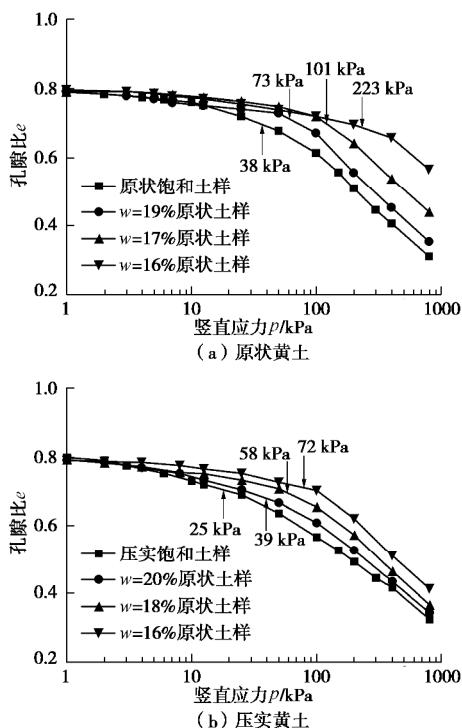


图9 不同含水率下黄土压缩试验结果

Fig. 9 Compression curves of loesses with different water contents

图10给出了原状和压实黄土在不同含水率状态下屈服应力的对比数据。从图10中可以看出,原状黄

土在各个含水率状态下的屈服应力均大于相应含水率下压实黄土的屈服应力。这是由于原状黄土具有黏土颗粒胶结进而产生结构性而导致的(见前文针对图4扫描电镜结果分析)。更重要的是,原状黄土屈服应力较压实黄土屈服应力增大的程度随含水率的减小而显著增加。例如,在饱和含水率状态下,原状黄土屈服应力较压实黄土屈服应力大52%。然而,当含水率减小至16%时,原状黄土屈服应力较压实黄土大210%。上述结果说明了原状黄土的结构性是随含水率的降低而显著增强的。这也与图8中原状和压实黄土湿陷试验结果相一致,即原状黄土由于结构性的减弱,其在高含水状态下的湿陷性与压实黄土较为接近。在低含水率状态下,由于原状黄土的强结构性,其湿陷性较压实黄土显著增加。

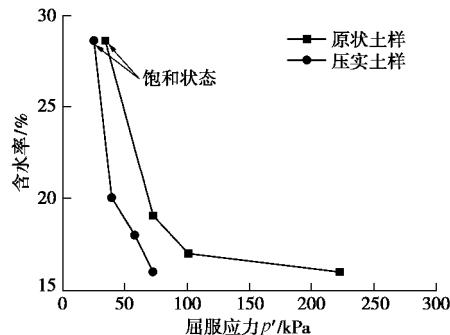


图10 原状和压实黄土屈服应力随含水率变化规律

Fig. 10 Relationship between water content and yield stress of intact and compacted loesses

4 结 论

本文通过对比研究具有相同初始干密度和含水率的原状和压实黄土的持水特性和湿陷性可得出3点主要结论。

(1) 压实黄土持水特征曲线的进气值相比于原状黄土进气值大75%。另一方面,在吸力小于7 kPa时,原状黄土持水特征曲线的滞回度大于压实黄土,这主要是由于原状黄土中存在超大团粒间孔隙导致孔隙通道截面直径差别显著,所以原状黄土的瓶颈效应更为显著。在吸力范围为7~80 kPa时,原状黄土的持水特征曲线的滞回度小于压实黄土。这主要是由于原状黄土在现场经历了多次的脱—吸湿循环,因此由脱—吸湿循环历史产生的时效性对原状黄土更为显著,导致较小的滞回性。

(2) 原状和压实黄土的湿陷性均随含水率的增加而降低。对比原状和压实黄土湿陷性可知,在含水率较低情况下(16%),原状黄土的湿陷性较压实黄土大。这是由于原状黄土中存在黏土颗粒胶结,在该胶结作用下原状黄土在施加200 kPa的竖向应力后仍可维持较高的孔隙比,在随后的注水过程中,黏土颗粒的胶

结作用被很大程度的破坏, 产生较大的湿陷性。另一方面, 在较高的含水率状态下($>18\%$), 研究发现原状和压实黄土的湿陷性差别不大。

(3) 原状和压实黄土的压缩试验显示其屈服应力均随含水率的增加而减小, 并且相同含水率情况下原状黄土的屈服应力较压实黄土大。更重要的是, 原状黄土屈服应力较压实黄土屈服应力的增大程度随含水率的减小而显著增加。这说明了原状黄土的结构性与其含水状态相关且随着含水率的降低而增强。上述结论可进一步说明原状和压实黄土在高含水率状态下湿陷性较为接近, 但在低含水率状态下湿陷性差别显著这一试验结果。

参考文献:

- [1] 陈正汉. 非饱和土与特殊土力学的基本理论研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(2): 201 - 272. (CHEN Zheng-han. On basic theories of unsaturated soils and special soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(2): 201 - 272. (in Chinese))
- [2] LIU Z, LIU F, MA F, et al. Collapsibility, composition, and microstructure of loess in China[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2015, **53**(4): 673 - 686.
- [3] NG C W W, MU Q Y, ZHOU C. Effects of soil structure on the shear behaviour of an unsaturated loess at different suctions and temperatures[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2017, **54**(2): 270 - 279.
- [4] ASSALLAY A M, ROGERS C D F, SMALLEY I J. Formation and collapse of metastable particle packings and open structures in loess deposits[J]. Engineering Geology, 1997, **48**(1/2): 101 - 115.
- [5] CHEN Z H, FREDLUND D G, GAN J K. Overall volume change, water volume change, and yield associated with[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1999, **36**(2): 321 - 329.
- [6] 张茂花, 谢永利, 刘保健. 增(减)湿时黄土的湿陷系数曲线特征[J]. 岩土力学, 2005, **26**(9): 1363 - 1368. (ZHANG Mao-hua, XIE Yong-li, LIU Bao-jian. Characteristics of collapsibility coefficient curves of loess during moistening and demoistening process[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(9): 1363 - 1368. (in Chinese))
- [7] 卢 靖, 程 彬. 非饱和黄土土水特征曲线的研究[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(10): 1591 - 1592. (LU Jing, CHENG Bin, Research on soil-water characteristic curve of unsaturated loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, **29**(10): 1591 - 1592. (in Chinese))
- [8] 王铁行, 卢 靖, 岳彩坤. 考虑温度和密度影响的非饱和黄土土-水特征曲线研究[J]. 岩土力学, 2008, **29**(1): 1 - 5. (WANG Tie-hang, LU Jing, YUE Cai-kun, Soil-water characteristic curve for unsaturated loess considering temperature and density effect[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(1): 1 - 5. (in Chinese))
- [9] 关 亮, 陈正汉, 黄雪峰, 等. 非饱和填土(黄土)的湿化变形研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(8): 1698 - 1704. (GUAN Liang, CHEN Zheng-han, HUANG Xue-feng, et al. Study of wetting deformation of unsaturated remolded loess[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(8): 1698 - 1704. (in Chinese))
- [10] MUÑOZCASTELBLANCO J, DELAGE P, PEREIRA J M, et al. Some aspects of the compression and collapse behaviour of an unsaturated natural loess[J]. Géotechnique Letters, 2011, **1**(2): 17 - 22.
- [11] 陈存礼, 褚 峰, 李雷雷, 等. 侧限压缩条件下非饱和原状黄土的土水特征[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(3): 610 - 615. (CHEN Cun-li, CHU Feng, LI Lei-lei, CAO Ze-min, et al. Soil-water characteristics of unsaturated loess under confined compression condition[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(3): 610 - 615. (in Chinese))
- [12] 刘奉银, 张 昭, 周 冬, 等. 密度和干湿循环对黄土土-水特征曲线的影响[J]. 岩土力学, 2011, **32**(增刊 2): 132 - 136. (LIU Feng-yin, ZHANG Zhao, ZHOU Dong, et al. Effects of initial density and drying-wetting cycle on soil water characteristic curve of unsaturated loess[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(S2): 132 - 136. (in Chinese))
- [13] 赵天宇, 王锦芳. 考虑密度与干湿循环影响的黄土土水特征曲线[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2012, **43**(6): 2445 - 2453. (ZHAO Tian-yu, WANG Jin-fang. Soil-water characteristic curve for unsaturated loess soil considering density and wetting-drying cycle effects[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2012, **43**(6): 2445 - 2453. (in Chinese))
- [14] JIANG M, HU H, LIU F. Summary of collapsible behaviour of artificially structured loess in oedometer and triaxial wetting tests[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2012, **49**(10): 1147 - 1157.
- [15] 褚 峰, 邵生俊, 陈存礼. 干密度和竖向应力对原状非饱和黄土土水特征影响的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(2): 413 - 420. (CHU Feng, SHAO Sheng-jun, CHEN Cun-li. Experimental research on influences of dry density and vertical stress on soil water characteristic curves of intact unsaturated loess[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(2): 413 - 420. (in Chinese))
- [16] 张登飞, 陈存礼, 杨 焰, 等. 侧限条件下增湿时湿陷性

- [1] 黄土的变形及持水特性[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(3): 604 - 612. (ZHANG Deng-fei, CHEN Cun-li, YANG Jiong, et al. Deformation and water retention behaviour of collapsible loess during wetting under lateral confinement[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(3): 604 - 612. (in Chinese))
- [17] 韦 锋, 姚志华, 苏立海, 等. 非饱和 Q3 原状黄土及其重塑土的持水特性研究[J]. 工程勘察, 2015, 43(8): 1 - 5. (WEI Feng, YAO Zhi-hua, SU Li-hai, et al. Study on water holding capacity of unsaturated undisturbed and remolded loess of Q3[J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2015, 43(8): 1 - 5. (in Chinese))
- [18] 邵生俊, 王丽琴, 邵 帅, 等. 黄土的结构屈服及湿陷变形的分析[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(8): 1357 - 1365. (SHAO Sheng-jun, WANG Li-qin, SHAO Shuai, et al. Structural yield and collapse deformation of loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(8): 1357 - 1365. (in Chinese))
- [19] 陈存礼, 张登飞, 张 洁, 等. 等向应力下原状黄土的压缩及增湿变形特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(7): 1736 - 1747. (CHEN Cun-li, ZHANG Deng-fei, ZHANG Jie, et al. Compression and wetting deformation behavior of intact loess underisotropic stresses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(7): 1736 - 1747. (in Chinese))
- [20] 王 娇, 邵生俊, 陈 攀. 非饱和重塑黄土的土水特性及压缩屈服与湿陷性的研究[J]. 岩土力学, 2017, 38(增刊 2): 217 - 222. (WANG Jiao, SHAO Sheng-jun, CHEN Pan. Experimental study of soil water properties, compression yield and collapse deformation of unsaturated remolded loess[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(S2): 217 - 222. (in Chinese))
- [21] 杨玉生, 李 靖, 邢义川, 等. 压实黄土增湿变形性质及其影响因素试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(4): 626 - 635. (YANG Yu-sheng, LI Jing, XING Yi-chuan, et al. Experimental study on moistening deformation characteristics of compacted loess and their influencing factors[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(4): 626 - 635. (in Chinese))
- [22] 马 闫, 王家鼎, 彭淑君, 等. 大厚度黄土自重湿陷性场地浸水湿陷变形特征研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(3): 537 - 546. (MA Yan, WANG Jia-ding, PENG Shu-jun, et al. Immersion tests on characteristics of deformation of self-weight collapsible loess under overburden pressure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(3): 537 - 546. (in Chinese))
- [23] 邵生俊, 李 骏, 邵 将, 等. 大厚度湿陷性黄土地层的现场砂井浸水试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(9): 1549 - 1558. (SHAO Sheng-jun, LI Jun, SHAO Jiang, et al. In-situ sand well immersion tests on self-weight collapsible loess site with large depth[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(9): 1549 - 1558. (in Chinese))
- [24] 安 鹏, 张爱军, 邢义川, 等. 伊犁深厚湿陷性黄土浸水入渗及沉降变形特征分析[J]. 岩土力学, 2017, 38(2): 557 - 564. (AN Peng, ZHANG Ai-jun, XING Yi-chuan, et al. Analysis of soak infiltration and deformation characteristics for thick collapsible loess in Ili region[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(2): 557 - 564. (in Chinese))
- [25] ZHAN T L T, YANG Y B, CHEN R, et al. Influence of clod size and water content on gas permeability of a compacted loess[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2014, 51(12): 1468 - 1474.
- [26] PHAMH Q, FREDLUND D G, BARBOUR S L. A study of hysteresis models for soil-water characteristic curves[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2005, 42(6): 1548 - 1568.
- [27] MU Q Y, NG C W W, ZHOU C, et al. A new model for capturing void ratio-dependent unfrozen water characteristics curves[J]. Computers and Geotechnics, 2018, 101: 95 - 99.
- [28] LU N, KHORSHIDI M. Mechanisms for soil-water retention and hysteresis at high suction range[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2015, 141(8): 04015032.
- [29] WHEELER S J, SHARMA R S, BUISSON M S R. Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils[J]. Géotechnique, 2003, 53(1): 41 - 54.
- [30] 武小鹏, 赵永虎, 徐安花, 等. 黄土湿陷性与其物理力学指标的关系及评价方法[J]. 长江科学院院报, 2018, 35(6), 75 - 80. (WU Xiao-peng, ZHAO Yong-hu, XU An-hua, et al. Correlation of collapsibility of loess with physical indexes and evaluation methods[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2018, 35(6), 75 - 80. (in Chinese))
- [31] ALONSO E E, PINYOL N M, GENZ A. Compacted soil behaviour: initial state, structure and constitutive modeling[J]. Géotechnique, 2013, 63(6): 463 - 478.
- [32] SIVAKUMAR V, WHEELER S J. Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay: part 1 wetting and isotropic compression[J]. Géotechnique, 2010, 50(4): 359 - 36.

DOI: 10.11779/CJGE201908015

四类常见边坡岩石类别识别和边界范围确定的方法

王鹏宇, 王述红*

(东北大学资源与土木工程学院, 辽宁 沈阳 110819)

摘要: 岩质边坡岩石的分类与边界范围的确定对于边坡稳定性的分析至关重要, 目前人工方法效率低且受主观因素影响, 所以基于 Tensorflow 建立了岩质边坡图像集分析的卷积神经网络模型, 通过卷积操作和池化操作分别对 80000 张岩质边坡图像进行特征信息的提取和压缩, 然后对网络模型进行训练从而实现了岩质边坡岩石的自动识别与分类; 采用训练集和测试集中的岩质边坡图像对模型进行检验分析, 训练集准确率达到了 98%, 测试集准确率达到了 90%, 显示了训练之后的网络模型具有良好的鲁棒性, 达到了理想的训练效果。接下来以边坡不同岩石的颜色为主要区分依据, 利用深度学习回归操作对岩质边坡不同种类岩石的范围进行确定, 为验证算法效果, 选取标准彩色岩质边坡图像进行仿真试验, 边界检测效果准确。最终采用深度学习建立的网络模型, 实现了岩质边坡岩石识别与边界范围划分的快速化、自动化, 为后续将图像识别获取的岩质边坡信息导入团队自主研发的 GeoSMA-3D 软件中, 作为对岩质边坡等級判定的重要参数。

关键词: 岩质边坡; 卷积神经网络; 深度学习; 图像识别; 边界范围

中图分类号: TU45 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1505-08

作者简介: 王鹏宇(1994—), 男, 博士研究生, 主要从事岩石力学方面的研究工作。E-mail: wangpengyu6666@126.com。

Method for identifying four common rock types of slopes and determining boundary range

WANG Peng-yu, WANG Shu-hong

(School of Resources & Civil Engineering, Northeastern University, Shenyang 110819, China)

Abstract: Rock classification and boundary determination of rock slopes are very important for the analysis of slope stability. At present, the artificial methods are inefficient and affected by subjective factors. So a convolution neural network model for the image set analysis of a rock slope is established based on Tensorflow. Through convolution operation and pooling operation, the feature information of 8000 original rock slope images is extracted and compressed respectively. Then the network model is trained to realize the automatic recognition and classification of the rock slope. The model is tested and analyzed by using the images of rock slopes in training set and testing set. The accuracy rate of the training set and the testing set is 98% and 90%, respectively. It is shown that the network model after training has good robustness and achieves ideal training effect. Next, the color of different rocks on the slope is taken as the main basis. The boundary of different types of rock on the rock slope is calibrated by the deep learning boundary extraction technology. To verify the effectiveness of the algorithm, the standard color image of the rock slope is selected for simulation experiment, and the results of boundary detection are accurate. The network model established by deep learning realizes the requirements of rapid and automatic rock identification and boundary range division of rock slopes, and introduces the rock slope information acquired by image recognition into the GeoSMA-3D software independently developed by the team, as an important parameter for determining the grade of rock slopes.

Key words: rock slope; convolutional neural network; deep learning; image recognition; boundary range

0 引言

边坡不同岩石的类别和范围的划定是边坡科学的研究中的基础性工作。过去往往通过复杂的仪器设备进行现场取样, 人为地根据岩石的颜色、结构构造等辨识边坡岩石的种类以及不同岩石边界范围的标定, 这样的过程费时费力。但是随着大数据时代的来临, 通过人

工智能对边坡岩石图像快速识别类别成为可能^[1-3]。自

基金项目: 国家自然科学基金项目(U1602232, 51474050); 中央高校基本科研业务专项资金项目(N170108029); 辽宁省自然科学基金项目(20170540304; 20170520341); 东北大学双一流建设项目(2018)

收稿日期: 2019-01-22

*通讯作者(E-mail: shwang@mail.neu.edu.cn)

20世纪80年代以来,神经网络在理论和应用等方面都获得了巨大成功,2016年围棋选手李世石4:1惨败于AlphaGo,将“深度学习”推向高潮,人工智能时代已经来临。所谓深度学习(deep learning)就是通过多隐层的感知器将低层次的特征有效组合起来,对特征逐步进行提取从而形成能够表示某类属性的抽象高层次特征,即通过多层次抽象来学习数据表征^[4-6]。

本文试图基于Tensorflow框架将卷积神经网络(convolutional neural networks, CNNs)引入到岩质边坡岩石图像处理中。通过深度学习不仅需要对边坡岩石的类别进行识别还需要对不同岩石的范围进行标定,为分析岩质边坡的稳定性提供重要的参考依据。

1 边坡岩石识别特征及研究方法

常规的边坡岩石识别与分类主要有两种方法。第一种是物理试验法,即运用物理测试手段对边坡岩石进行检测。例如,采用X射线粉末衍射、扫描电镜、红外光谱、差热分析、电子探针、高光谱图像等方法进行分析^[7-8]。第二种是数学统计分析法,即通过传统的数学统计与计算分析对岩质边坡的分类特征进行识别与提取。例如,运用 S_r 和 Y_b 作为分类特征或者综合运用多重分形局部奇异性与空间加权分析的方法识别和提取岩石异常信息^[9-11]。

上述两类方法存在试验复杂、周期偏长、受主观影响较大等缺陷,同时无法满足现场测量评价的需要,为了可快速准确地提取岩质边坡岩石信息,很多专家通过智能算法对岩石图像进行了研究:张旭等^[12]应用朴素贝叶斯K邻近算法进行了岩石图像分类;康丽萍等^[13]分别利用softmax多分类器和多分类支持向量机(SVM)实现图像分类;张嘉凡等^[14]提出了基于聚类分析算法的岩石CT图像分割及量化方法;Li等^[15]采用迁移学习方法对砂岩图像进行了训练,最终获得了精度较高的砂岩图像分类模型。分析上述研究进展发现存在一些不足之处:首先图像采用经过后续加工后的标准岩石薄片,而不是以原始状态的岩质边坡图像作为训练数据集;其次,未对边坡不同岩石的边界进行标定,无法确定边坡各类岩石的边界范围。对此,本文提出一种基于CNN的边坡岩石分类及范围标定的方法,其中数据集采用现场未经处理的边坡岩石图像。

2 岩质边坡图像识别的原理与方法

2.1 四类常见边坡岩石图像样本库的建立

从互联网到物联网,再到最后的万物智能,大数据发挥了至关重要的作用,从图1数据规模与深度学习效果的关系可以看出充足的数据样本可以大大提高

深度学习的效果^[16]。

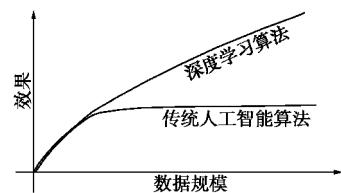


图1 数据规模与深度学习效果的关系

Fig. 1 Relationship between data size and deep learning effects

对高陡边坡岩石图像的采集存在一定的风险性,复杂多变的地质条件加大了工程人员的测量难度,如何不受地质条件的限制实现边坡全景图像的获取,并保证测量人员的安全,成为边坡图像获取中的棘手问题。对此团队采用无人机设备进行了岩质边坡全景图像的采集(见图2),取得了很好的效果。生成8000张高分辨率原始图像数据集,对数据集进行增强处理,先将8000张原始数据集图片采用Horizontal flips操作,对图像进行水平翻转,再采用Random crops操作,对图像进行裁剪,将图片调整为224×224的大小,图像数据集扩大到80000张。

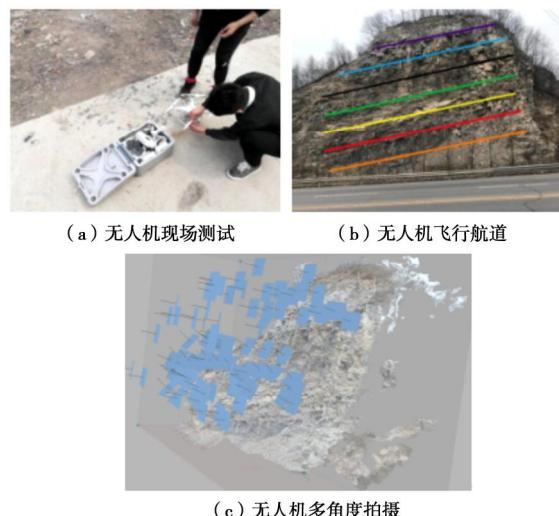


图2 无人机现场采集数据

Fig. 2 Data acquisition by UAV on site

采集了常见的4类边坡岩石图像,训练集与测试集数量见表1,训练集是从各类岩质边坡总样本中随机抽取,剩下的作为测试集。

表1 样本数据

Table 1 Sample data

边坡岩石种类	图像数量	训练集	测试集
玄武岩	20000	16000	4000
花岗岩	20000	16000	4000
砂岩	20000	16000	4000
片岩	20000	16000	4000

2.2 图像预测方法

岩质边坡图像在计算机中表示成三维数组形式

(w , h , d), 其中 w 为图像宽度, h 为图像高度, d 为图像色彩通道, 当图像是灰度图时 d 取 1, 彩色图时 d 取 3。每张图像由若干像素点组成, 每个像素点取值范围从 0 到 255, 本文将边坡岩石图像统一切割成 $224 \times 224 \times 3$ 的大小。通过得分函数计算每张图像属于各类别的得分值, 当某一类别得分值最高, 预测结果则属于该类别, 得分函数为

$$f(x, W) = Wx + b \quad , \quad (1)$$

式中, x 为图像中各像素点大小, W 为计算机随机生成的权重参数, b 为图像进行的几分类操作。假定一张边坡岩石图像有 4 个像素点, 分别为 56, 231, 24, 2, 进行 3 分类操作, 得分函数计算出该图像属于 A 类别的得分值为 -96.8, 属于 B 类别的得分值为 437.9, 属于 C 类别的得分值为 61.95, 可以通过得分值判断该图像属于 B 类别(见图 3)。

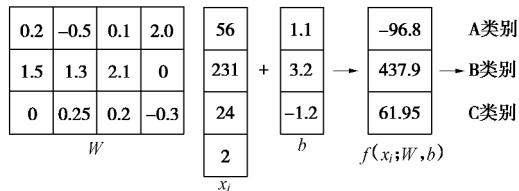


图 3 得分函数的计算结果

Fig. 3 Calculated results of score function

2.3 预测结果的修正

在图像识别过程中仅仅依靠得分函数进行分类判断是不够准确的。比如有三类边坡岩石类别 A, B, C, 计算得分值如表 2 所示。

表 2 得分函数预测结果

Table 2 Predicted results of score function

网络分类	真实分类		
	A	B	C
A	3.2	1.3	2.2
B	5.1	4.9	2.5
C	-1.7	2.0	-3.1

对比发现图像最大得分值所对应的岩质边坡类别与实际类别不一致, 出现分类错误, 需要引入修正方法, 本文在网络中加入 SVM 损失函数:

$$L_i = \sum_{j \neq y_i} \max(0, s_j - s_{y_i} + 1) \quad (2)$$

式中, s_j 为预测结果属于错误类别的得分, s_{y_i} 为预测结果属于正确类别时的得分。利用 SVM 损失函数计算出 A 类边坡岩石图像的损失值为 $\max(0, 5.1-3.2+1)+\max(0, -1.7-3.2+1)=2.9$; B 类边坡岩石图像的损失值为 $\max(0, 1.3-4.9+1)+\max(0, 2-4.9+1)=0$; C 类边坡岩石图像的损失值为 $\max(0, 2.2-(-3.1)+1)+\max(0, 2.5-(-3.1)+1)=10.9$ 。

由损失函数计算结果发现图像预测结果与实际越

接近损失值越小, 图像预测结果与实际越偏离损失值越大。当有多组图像时, SVM 损失函数表达式为

$$L = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \sum_{j \neq y_i} \max(0, f(x_i; W)_j - f(x_i; W)_{y_i} + 1) \quad (3)$$

式中, N 为图像的数量。在边坡岩石图像识别的神经网络模型计算得分函数时发现有时会出现 $W_1^T x = W_2^T x$ 的现象, 比如当像素点 $x=[1,1,1,1]$ 时, 计算机自动生成的权重参数 $W_1=[1,0,0,0]$ $W_2=[0.25,0.25,0.25,0.25]$ 时, $W_1^T x = W_2^T x = 1$ 。虽然得分值相同, 但是权重参数 $W_1=[1,0,0,0]$ 时只关注图像数据中的第一个像素点, 其他像素点等于任何值对得分结果没有任何影响。权重参数 $W_2=[0.25,0.25,0.25,0.25]$ 的分布则比较均匀, 会对图像数据中所有像素点进行计算。 W_1 只能关注图像数据中的一部分, W_2 关注于图像数据的整体, 为了在边坡岩石图像识别卷积神经网络中得到 W_2 类型的权重参数, 在网络模型中引入正则化惩罚项, 即

$$R(W) = \sum_k \sum_l W_{k,l}^2 \quad . \quad (4)$$

权重参数 W_1 的正则化惩罚结果为 1, W_2 的正则化惩罚结果为 0.25, SVM 损失函数的最终形式为

$$L = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \sum_{j \neq y_i} \max(0, f(x_i; W)_j - f(x_i; W)_{y_i} + 1) + I R(W) \quad . \quad (5)$$

当得分值越大, 对应的损失函数结果越小, 得分值越小, 对应的损失函数结果越大, 所以损失函数值越小, 预测结果越准确。

2.4 得分值的转化

通过上述 SVM 损失函数计算输出的是得分值, 而不同类别的得分值之间相互比较很麻烦, 因为本文进行的是边坡岩石图像分类操作, 引入 softmax 分类器可以成功地将得分值转换成为概率值, 概率值在分类处理时更加方便、直观。一张边坡岩石图像预测属于玄武岩边坡的概率为 60%, 属于砂岩边坡的概率为 30%, 属于花岗岩边坡的概率为 20%, 此时便可以直观地将该岩石图像归类为玄武岩边坡。

softmax 函数如式 (6) 所示, 其中输入值是一组向量, 向量中各元素为所有类别的评分值, 结果输出一组向量, 向量中每个元素值范围为 0~1, 且所有元素之和为 1。

$$f_j(z) = \frac{e^{Z_j}}{\sum_k e^{Z_k}} \quad , \quad (6)$$

式中, Z_j 为边坡岩石图像属于正确类别时的得分, Z_k 为图像属于错误类别时的得分。得分值转化为概率值时采用如下式所示的损失函数:

$$L_i = -\log \left(\frac{e^{f_{yi}}}{\sum_j e^{f_j}} \right) , \quad (7)$$

式中, f_{yi} 为边坡岩石图像属于正确类别时的概率值, f_j 为图像属于错误类别时的概率值。

输出概率时采用对数函数计算损失值, 因为当对正确类别的概率值计算损失值时, 概率值越趋近于 1 符合正确类别的概率越大, 所以要求其损失计算结果越趋近于 0, 概率值越趋近 0 符合正确类别的概率越小, 所以要求其损失计算结果越大, 这样的变化趋势符合对数函数。对数函数中当 x 取值越接近于 1 时, 对应的结果 y 值越小, 也就是损失值越小; 当 x 取值越接近于 0 时, 对应的结果 y 越大, 得到的损失值越大。

3 岩质边坡图像深度学习模型构建

卷积神经网络为代表的深度学习模型是目前图像识别中应用最广泛的方法, 完整的卷积神经网络包含输入层、卷积层、池化层、全连接层、输出层。相比其他神经网络多了卷积层和池化层。卷积层可以更有效的提取图像的特征, 池化层压缩图像特征, 减少计算量^[17-18]。本文卷积神经网络总体模型结构的设计和模型的运算过程如图 4 所示, 整体模型共包含 16 层: 其中 13 个卷积层, 3 个全连接层。

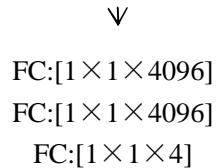
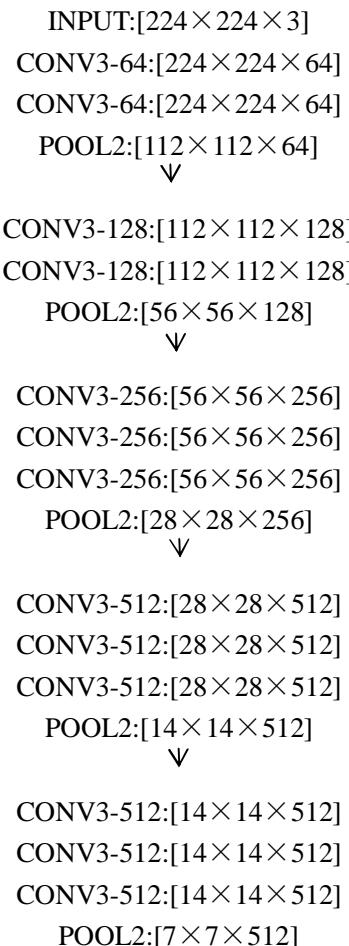


图 4 模型结构

Fig.4 Model structure

所谓隐藏层就是对输入的边坡岩石图像进行一系列的特征提取、压缩等操作。本文采用不同的隐藏层对拟合效果进行分析, 当只有一个隐藏层时计算函数为 $f = Wx$, 得分函数为线性方程, 分类效果如图 5(a) 所示, 当隐藏层增加到 3 层时计算函数为 $f = W_3 \max(0, W_2 \max(0, W_1 x))$, 分类效果如图 5(b) 所示, 当隐藏层为 6 时分类效果如图 5(c) 所示。可以发现越多的隐藏层, 越能够表达复杂的模型, 拟合效果越好。本文经过多次试算最终确定隐藏层包含 13 个卷积层和 5 个池化层时网络学习效果最好。

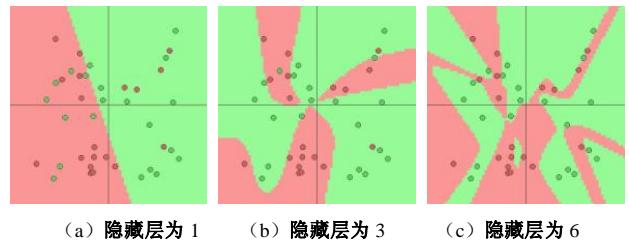


图 5 神经网络具有不同隐藏层的拟合效果

Fig. 5 Fitting effects of neural network with different hidden layers

3.1 岩质边坡图像特征的提取

卷积操作提取边坡岩石图像特征的过程如图 6 所示, 借助卷积核与图像上相应大小的区域进行卷积运算, 其中每一个卷积核对应着一个权值矩阵, 然后对权重矩阵所覆盖的图像像素进行加权, 结果作为该卷积核在图像该区域的响应, 该区域计算结束之后卷积核以一定步长滑动, 类似于图像处理中使用的“窗口”从而使卷积核作用于整张图像, 最终得到一张特征图, 可以使用多个卷积核同时对一张图像进行卷积操作。卷积计算表达式为

$$f(x, y) \times w(x, y) = \sum_{s=-1}^a \sum_{t=-b}^b w(s, t) f(x-s, y-t), \quad (8)$$

式中, $f(x, y)$ 为边坡岩石图像上点 (x, y) 的灰度值, $w(x, y)$ 为卷积核。

在卷积之前图像输入的大小为 $W_1 \times H_1 \times D_1$, 卷积过程中需要指定的超参数为卷积核 filter 的个数 K 、filter 的大小 F 、stride 步长 S 、pad 边界填充 P , 经过一次卷积操作后图像输出的大小为

$$\left. \begin{aligned} W_2 &= (W_1 - F + 2P) / S + 1, \\ H_2 &= (H_1 - F + 2P) / S + 1, \\ D_2 &= K. \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

边坡岩石图像的固定分辨率为 $224 \times 224 \times 3$, 本文设计的深度学习模型卷积层使用 3×3 大小的卷积核, stride 取 1, pad 取 1; 卷积运算过程如图 4 所示。使用 ReLU 函数作为激活函数: $f(x) = \max(0, x)$, 当 $x \leq 0$, $\nabla f(x) = 0$; 当 $x > 0$, $\nabla f(x) = 1$ 。通过卷积操作对岩质边坡图像进行特征的提取, 卷积可视化如图 7 所示。

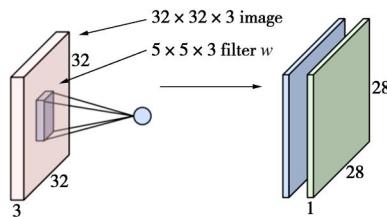
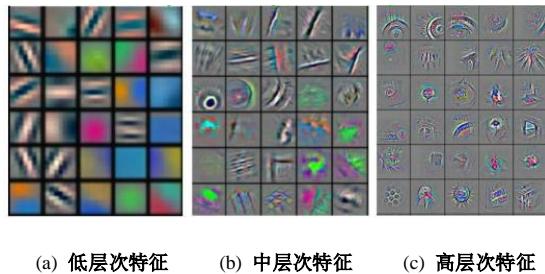


图 6 卷积核对图像特征的提取

Fig. 6 Extraction of image features by convolution kernel



(a) 低层次特征 (b) 中层次特征 (c) 高层次特征
图 7 岩质边坡图像卷积可视化

Fig. 7 Convolution visualization of rock slope image

3.2 岩质边坡图像特征的压缩

为减少计算机对图像数据的运算工作量, 池化层将卷积之后的特征图进行压缩, 去除特征图中重复多余的信息, 保留重点特征信息。池化运算分为平均池化和最大池化, 本文选用最大池化计算方法, 池化核大小设定为 2×2 , stride 取 2。计算方式如图 8 所示。

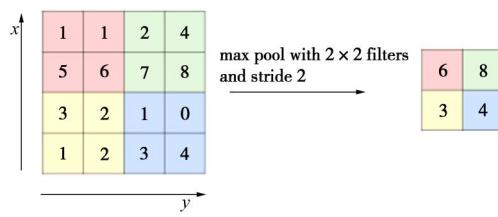


图 8 最大池化的计算

Fig. 8 Calculation of maximum pooling

3.3 全连接层与输出层

经过反复卷积和池化操作之后, 提取出边坡岩石图像的深层次特征并缩减特征图的维度和大小; 之后将最后一层岩质边坡图像特征转化为一维向量的形式并连接成一个全连接网络, 全连接层使用 softmax 分

类器, 如图 9 所示, 最终输出属于 4 种边坡岩石类型的概率值。

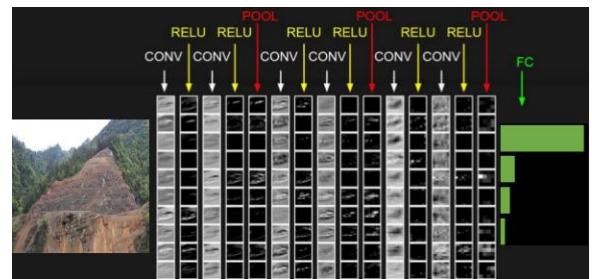


图 9 岩质边坡图像深度学习全过程

Fig. 9 Whole process of deep learning of rock slope image

3.4 岩质边坡图像识别训练方法

对采集的边坡岩石图像数据进行训练, 总迭代次数 3000 次, 初始学习率设置为 0.0001, 训练过程中为了减少计算量以及防止过拟合现象的出现, 所以采用如图 10 所示的 Drop-Out 操作, Drop-Out 的概率值取 60%。训练时每次随机选择 2000 张图像进行训练, 每张图像都会多次使用, 并选择 200 张图像进行交叉验证, 每迭代 100 次对训练进行评价。

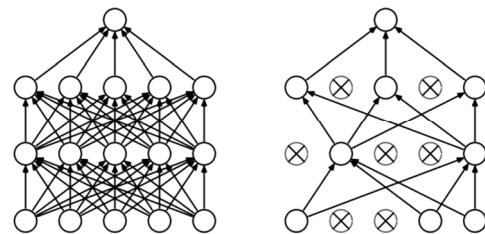


图 10 Drop-Out 计算方法

Fig. 10 Drop-Out calculation method

整个训练过程如图 11 所示, 可以分为前向传播和反向传播。前向传播首先从训练数据集中随机选取样本 (X, Y_p) , 其中 X 表示待输入的边坡岩石图像, Y_p 表示该图像的实际类别, 经过反复交替执行卷积与池化操作后输出该图像类别 O_p 。反向传播: 边坡岩石图像经前向传播输出的预测类别 O_p 与相应的实际类别 Y_p 的差, 然后使用极小化误差的方法反向传播优化各权值参数 W 。

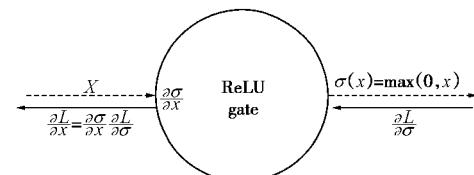


图 11 反向传播过程中 ReLU 函数的计算

Fig. 11 Calculation of ReLU function in back propagation

3.5 网络训练结果

本文深度学习模型在训练过程中训练准确率、测试准确率及损失值随迭代次数的变化如图 12 所示。其中训练准确率表示训练集中的边坡岩石图像分类正确

的概率，测试准确率表示未经训练的测试集中边坡岩石图像分类正确的概率，损失值表示边坡岩石图像网络识别模型学习的效果，损失值越小学习训练效果越好，通过反向传播修正权重参数 W ，从而降低损失值。

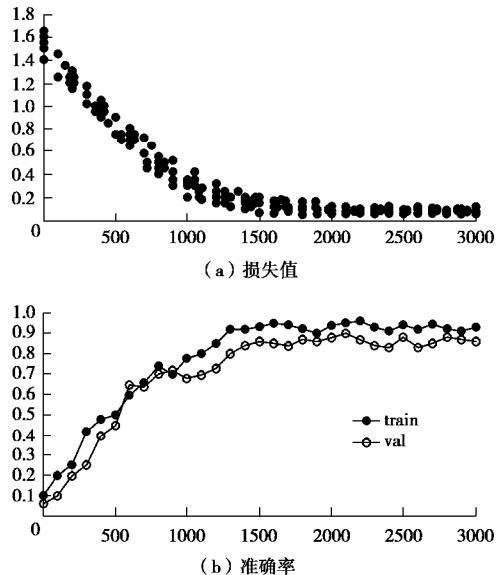


图 12 训练过程中 3 项指标的变化

Fig.12 Variation of three indices during training

从图 12 可以看出，当迭代到 1500 步时网络基本收敛，损失值在之前迭代过程中迅速下降并在 0.1 左右趋于平稳；训练准确率和测试准确率分别达到 95% 和 85%；根据 3 个指标的变化趋势可以看出岩质边坡岩石图像网络识别模型训练效果理想。

使用训练的岩石图像网络模型对测试集中 16000 张图像分类，结果如表 3 所示，其中正确分类 14790 张图像（92.4%），错误分类 1210 张图像（7.6%），对比结果可以看出：网络模型对玄武岩边坡和砂岩边坡的识别率较高，这两类岩质边坡特征明显容易准确识别，但是容易将花岗岩边坡和片岩边坡分类混淆。

表 3 测试结果

Table 3 Test results

网络分类	真实分类			
	玄武岩边 坡	花岗岩边 坡	砂岩 边坡	片岩 边坡
玄武岩边坡	3910	60	20	90
花岗岩边坡	50	3520	30	420
砂岩边坡	10	40	3890	20
片岩边坡	30	380	60	3470

4 边坡不同类别岩石范围的确定

上述提出了岩质边坡岩石类型识别分类的网络模型，但岩质边坡的岩石类型不是单一的，种类往往繁多，仅依靠图像识别分类操作无法对边坡不同种类岩石范围进行确定，纹理和颜色是不同类别岩石之间最大的区别。因为岩石纹理属于微观层面光靠宏观图像

无法准确获取，所以以颜色为主要区别特征利用深度学习回归操作确定边坡不同岩石范围。

4.1 边坡岩石图像特征加强处理

以岩石的颜色为主要特征确定边坡不同岩石的范围，为了得到更好的划分效果对岩石图像的颜色特征进行加强处理。图像的颜色特征通常采用 RGB 和 HIS 的基本向量进行描述， HIS 中 H 表示图像色调， S 表示图像色深， I 表示图像光强。 HIS 的颜色参量相关性具有比 RGB 的颜色参量相关性低的优势，其中光强 I 对外界环境具有很强的惰性^[19]，所以重点对图像的色调 H 和色深 S 进行分析^[20-21]。通过下式将边坡岩石图像的 RGB 值转换得到色调 H 和色深 S 的值，实现对岩石图像颜色特征的加强。

$$H = \begin{cases} q & (G \geq B) \\ q + \pi & (G \leq B) \end{cases}, \quad (10)$$

$$q = \frac{\pi}{2} - \arctan\left(\frac{2R - G - B}{\sqrt{3}(G - B)}\right), \quad (11)$$

$$S = \frac{2}{\sqrt{6}} \times \sqrt{(R - G)^2 + (R - B)(G - B)}. \quad (12)$$

4.2 边坡不同岩石回归操作

对岩质边坡岩石类别的识别在深度学习中属于 classification 操作，而确定不同岩石的范围属于 location 操作，location 操作的过程仍然是输入一个边坡岩石图像，经过多次卷积和池化操作，最终得到一个特征图，将特征输入到全连接层。但是区别在于岩石识别中全连接层采用的是 class scores，在确定不同岩石范围中全连接层采用的是 box coordinates。采用 box coordinates 对输入全连接层的特征图计算预测位置和真实位置之间的差异，两者之间的差异通过损失值来衡量，通过不断地拟合操作使得预测位置和真实位置之间的差异越来越小。

上文已经构建了岩质边坡岩石类别分类的深度学习模型，所以直接采用上述模型结构。同时将全连接层中的 class scores 改为 box coordinates，将损失函数采用的 softmax 函数改为欧式距离 L2distance 函数，网络中其他参数均保持不变^[22]。虽然分类和回归操作的全连接层都连接相同的特征图，但是对特征图采用不同的损失函数所进行的操作是不同的，将原来 softmax 损失函数改为解决回归问题的欧式距离 L2distance 函数，最后结果会输出岩质边坡图像中不同类型岩石的范围坐标 (x, y, w, h) 。

为验证模型训练效果，选择无人机测量生成的现场岩质边坡图像。通过网络模型中分类和回归的操作对岩质边坡的岩石种类进行识别并确定不同类别岩石的范围，结果如图 13 所示。

可以看出训练好的网络模型能够确定边坡岩石所

属类别及该类岩石的范围。图像中没有进行标定的部分说明不属于本文研究的四类岩石, 因为网络模型没有学习过, 所以无法进行识别。下一步将采集更多类别的边坡岩石数据样本, 增加网络模型岩石识别的种类, 使网络不仅仅局限于本文的四类边坡岩石。

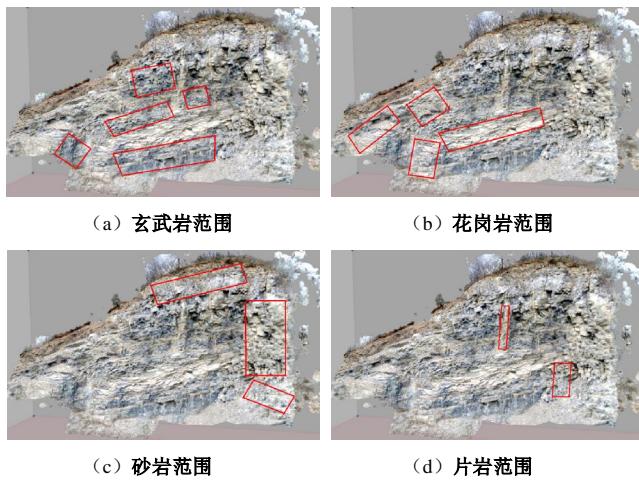


图 13 岩质边坡图像分类和回归结果

Fig. 13 Classification and regression results of rock slope images

5 结 论

采用无人机对云南岩质边坡进行图像采集, 提出基于卷积神经网络的深度学习方法对图像进行特征学习, 实现边坡岩石类别的自动分类和边界范围的确定, 得到以下 3 点结论。

(1) 深度学习技术对图像的数量和质量要求很高, 利用无人机对高陡边坡的全景图像进行采集, 提高了图像获取的效率和数量, 并且能够保证工作人员的安全, 同时不受地质条件限制。本文利用无人机设备对云南边坡进行全景高清图像采集, 极大地满足了卷积神经网络的训练要求。

(2) 将卷积神经网络分类操作应用到边坡岩石图像分类中, 输入原始岩质边坡图像数据, 由卷积网络自动提取图像特征, 训练之后网络达到 90% 的准确率, 说明网络模型可以有效地提取边坡岩石图像的特征, 实现岩质边坡岩石的自动识别分类。

(3) 以岩石的颜色作为主要区分特征, 利用深度学习回归操作对边坡不同类别岩石的范围进行划分。输入任意边坡图像进行检测, 验证了网络模型边界范围确定方法的准确性, 实现了岩质边坡不同岩石划分快速化、自动化的要求。

6 展 望

(1) 深度学习无需多余的专业仪器, 依靠图像实现对边坡岩石的识别和范围的确定, 后续将图像识别

获取的岩质边坡信息导入团队自主研发的 GeoSMA-3D 边坡稳定分析软件中, 将通过岩石种类描述边坡岩石的坚硬程度以及不同岩石范围描述边坡的完整性, 作为对岩质边坡等级判定的重要参数, 提出一种准确快速的边坡分级方法^[23-25]。

(2) 数据库样本的大小决定了深度学习训练的准确率及训练过程中是否容易出现过拟合, 本文尝试建立岩质边坡图像特征样本库, 但目前图像数量远远不够, 且样本的主要来源为云南岩质边坡, 所以下一步将开展岩质边坡样本收集整理研究工作。增加网络模型岩石识别的种类, 使网络不仅仅局限于本文的四类边坡岩石。

参 考 文 献:

- [1] SINGH C, KAUR K P. A fast and efficient image retrieval system based on color and texture features[J]. Journal of Visual Communication & Image Representation, 2016, 41(10): 41 – 52.
- [2] SMITH S M, BRADY J M. SUSAN: a new approach to low level image processing[J]. International Journal of Computer Vision, 2015, 23(1): 45 – 78.
- [3] 王 洋, 王述红, 郭牡丹, 等. 隧道掌子面节理信息快速数字识别及稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(11): 1734 – 1739. (WANG Yang, WANG Shu-hong, GUO Mu-dan, et al. Fast digital identification of joint information of tunnel work face and its stability analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(11): 1734 – 1739. (in Chinese))
- [4] BOONSIVANON K, MEESOMBOON A. IKDSIFT: an improved keypoint detection algorithm based-on sift approach for non-uniform illumination[J]. Procedia Computer Science, 2016, 86(2): 269 – 272.
- [5] ZISSERMAN A, VEDALDI A. Sparse kernel approximations for efficient classification and detection[C]// IEEE Conference on Computer Vision and Pattern Recognition. IEEE Computer Society, Hawaii, 2012: 2320 – 2327.
- [6] KOBAYASHI T. BFO Meets HOG: feature extraction based on histograms of oriented pdf gradients for image classification[C]// IEEE Conference on Computer Vision and Pattern Recognition. Portland OR, 2013, 91(9): 747 – 754.
- [7] ZAINI N, van der MEER F, van der WERFF H. Determination of carbonate rock chemistry using laboratory-based hyperspectral imagery[J]. Remote Sensing, 2014, 6(5): 4149 – 4172.
- [8] 郭清宏, 周永章, 曹殊旻. 广绿玉玉石的矿物学研究[J]. 中山大学学报(自然科学版), 2010, 49(3): 146 – 151. (GUO

- Qing-hong, ZHOU Yong-zhang, CAO Shu-min. Study on mineralogy of Guangning jade[J]. *Acta Scientiarum Naturalium Universitatis Sunyatseni*, 2010, **49**(3): 146 – 151. (in Chinese))
- [9] 肖 凡, 陈建国, 侯卫生. 2017. 钦—杭结合带南段庞西洞地区 Ag-Au 致矿地球化学异常信息识别与提取[J]. 岩石学报, 2017, **33**(3): 779 – 790. (XIAO Fan, CHEN Jian-guo, HOU Wei-sheng. Identification and extraction of Ag-Au mineralization associated geochemical anomaly in Pangxitong district, southern part of the Qinzhou-Hangzhou Metallogenic Belt, China[J]. *Acta Petrologica Sinica*, 2017, **33**(3): 779 – 790. (in Chinese))
- [10] 张 旗, 金惟俊, 李承东. 再论花岗岩按照 Sr-Yb 的分类: 标志[J]. 岩石学报, 2010, **26**(4): 985 – 1015. (ZHANG Qi, JIN Wei-jun, LI Cheng-dong. Revisiting the new classification of granitic rocks based on whole-rock Sr and Yb contents: index[J]. *Acta Petrologica Sinica*, 2010, **26**(4): 985 – 1015. (in Chinese))
- [11] 张 旗, 金惟俊, 李承东. 三论花岗岩按照 Sr-Yb 的分类: 应用[J]. 岩石学报, 2010, **26**(12): 3431 – 3455. (ZHANG Qi, JIN Wei-jun, LI Cheng-dong. On the classification of granitic rocks based on whole-rock Sr and Yb concentrations III: practice[J]. *Acta Petrologica Sinica*, 2010, **26**(12): 3431 – 3455. (in Chinese))
- [12] 张 旭, 蒋建国, 洪日昌. 基于朴素贝叶斯 K 近邻的快速图像分类算法[J]. 北京航空航天大学学报, 2015, **41**(2): 302 – 310. (ZHANG Xu, JIANG Jian-guo, HONG Ri-chang. Accelerated image classification algorithm based on naive Bayes K-nearest neighbor[J]. *Journal of Beijing University of Aeronautics and Astronautics*, 2015, **41**(2): 302 – 310. (in Chinese))
- [13] 康丽萍, 孙 显, 许光銮. 加权 KNN 的图文数据融合分类[J]. 中国图象图形学报, 2016, **21**(7): 854 – 864. (KANG Li-ping, SUN Xian, XU Guang-luan. Fusion method via KNN with weight adjustment for the classification of image-text co-occurrence data[J]. *Journal of Image and Graphics*, 2016, **21**(7): 854 – 864. (in Chinese))
- [14] 张嘉凡, 张雪娇, 杨更社. 基于聚类算法的岩石 CT 图像分割及量化方法[J]. 西安科技大学学报, 2016, **36**(2): 171 – 175. (ZHANG Jia-fan, ZHANG Xue-jiao, YANG Geng-she. A method of rock CT image segmentation and quantification based on clustering algorithm[J]. *Journal of Xi'an University of Science and Technology*, 2016, **36**(2): 171 – 175. (in Chinese))
- [15] LI N, HAO H Z, GU Q, et al. A transfer learning method for automatic identification of sandstone microscopic image. *Computers & Geosciences*, 2017, **103**(2): 111 – 121.
- [16] 谭永杰. 地质大数据体系建设的总体框架研究[J]. 中国地质调查, 2016, **3**(3): 1 – 6. (TAN Yong-jie. Study on the overall framework of the construction of large geological data system[J]. *Geological Survey of China*, 2016, **3**(3): 1 – 6. (in Chinese))
- [17] 郑泽宇, 顾思宇. TENSORFLOW 实战 GOOGLE 深度学习框架[M]. 北京: 电子工业出版社, 2017. (ZHENG Ze-yu, GU Si-yu. *TENSORFLOW practical GOOGLE deep learning framework*[M]. Beijing: Electronic Industry Press, 2017. (in Chinese))
- [18] WU Y C, YIN F, LIU C L. Improving handwritten Chinese text recognition using neural network language models and convolutional neural network shape models[J]. *Pattern Recognition*, 2017, **65**(5): 251 – 264.
- [19] BIANCO S, BUZZELLI M, MAZZINI D, et al. Deep learning for logo recognition[J]. *Neurocomputing*, 2017, **245**(1): 23 – 30.
- [20] ESTEVA A, KUPREL B, NOVOA R A, et al. Dermatologist-level classification of skin cancer with deep neural networks[J]. *Nature*, 2017, **542**(7639): 115 – 118.
- [21] GONG M G, YANG H L, ZHANG P Z. Feature learning and change feature classification based on deep learning for ternary change detection in SAR images[J]. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 2017, **129**(2): 212 – 225.
- [22] 柳厚祥, 李汪石, 查焕奕. 基于深度学习技术的公路隧道围岩分级方法[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(10): 1809 – 1816. (LIU Hou-xiang, LI Wang-shi, ZHA Huan yi. Method for surrounding rock mass classification of highway tunnels based on deep learning technology[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, **40**(10): 1809 – 1816. (in Chinese))
- [23] 杨善统, 姜清辉, 尹 涛, 等. 边坡临界滑面搜索的改进粒子群优化算法[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(8): 1411 – 1417. (YANG Shan-tong, JIANG Qing-hui, YIN Tao, et al. Search of critical slip surface of slopes using improved particle swarm optimization method[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(8): 1411 – 1417. (in Chinese))
- [24] 康石磊, 阳军生, 杨 峰. 含裂隙类岩试样破坏行为的宏细观数值分析[J]. 长江科学院院报, 2016, **33**(4): 71 – 77. (KANG Shi-lei, YANG Jun-sheng, YANG Feng. Macro- and meso-analysis of failure behavior of rock-like samples with flaws using a numerical method[J]. *Journal of Yangtze River Scientific Research Institute*, 2016, **33**(4): 71 – 77. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201908016

大足石刻小佛湾造像砂岩室内模拟劣化试验研究

李 震¹, 张景科^{*1}, 刘 盾¹, 张 可², 刘建辉², 李 黎², 梁行洲²

(1. 兰州大学土木工程与力学学院西部灾害与环境力学教育部重点实验室, 甘肃 兰州 730000; 2. 中国文化遗产研究院, 北京 100029)

摘要: 风化是当前大足石刻小佛湾造像砂岩最为严重的病害之一, 基于造像赋存环境设置 3 组室内模拟劣化试验: 干湿循环、冻融循环(饱水组和干燥组)和酸雨循环试验($\text{pH}=2.6, 4.1, 5.6$), 进行 45 个循环周期试验研究, 历时 320 d, 以此模拟小佛湾造像砂岩的风化过程。在试验前以及每个试验周期后, 量测试样质量、表面硬度和纵波波速进行风化程度检测, 并通过显微拍照(60 倍)观察试样表层微观结构特征。最后对试样进行 X 射线衍射(XRD)、扫描电镜(SEM)和表面吸水性测试来分析劣化机理, 并通过色差测试来检测表面颜色变化。试验结果表明: 砂岩的主要破坏方式为粉化剥落。砂岩原生层理和泥质团块最先受风化作用的影响。砂岩的质量、表面硬度和纵波波速呈逐渐下降趋势。水对砂岩的破坏是由表及里依次进行的。酸雨循环对砂岩的破坏最严重, 冻融循环次之, 干湿循环最小。因此, 此次研究成果将为大足石刻小佛湾造像的保护提供依据。

关键词: 砂岩; 小佛湾; 干湿循环; 冻融循环; 酸雨循环

中图分类号: TU45 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1513-09

作者简介: 李 震(1995—), 男, 硕士, 主要从事岩土工程与文物保护工作。E-mail: zhli2017@lzu.edu.cn。

Experimental study on indoor simulated deterioration of sandstone of Xiaofowan statues at Dazu Rock Carvings

LI Zhen¹, ZHANG Jing-ke¹, LIU Dun¹, ZHANG Ke², LIU Jian-hui², LI Li², LIANG Xing-zhou²

(1. Key Laboratory of Mechanics on Disaster and Environment in Western China, the Ministry of Education of China, and School of Civil Engineering and Mechanics, Lanzhou University, Lanzhou 730000, China; 2. Chinese Academy of Cultural Heritage, Beijing 100029, China)

Abstract: The sandstone of Xiaofowan at Dazu Rock Carvings in China has severe weathering. To solve this problem, three experiments are set up based on the local environment: wetting-drying cycles, freeze-thaw cycles (saturated group and dry group) and acid rain cycles ($\text{pH}=2.6, 4.1, 5.6$). In this study, the mass, surface hardness and P-wave velocity are measured to explore the weathering degree of sandstone over multiple experimental cycles (for a total of 45 periods, 320 days), and the surface microstructure of the sandstone is photographed (60 times). The X-ray diffraction (XRD), scanning electron microscope (SEM) and water absorption are executed to analyze the weathering mechanism of sandstone. The color change is detected through the color difference tests. The experimental results show that the main damage phenomenon of the sandstone is granular disintegration. The primary bedding and argillaceous mass of sandstone are first affected by weathering. The mass, surface hardness and P-wave velocity of the sandstone gradually decrease. The damage by water is performed on the sandstone from the surface to the inside. The damage degrees affecting the sandstone weathering are in turn as follows: acid rain cycles, freeze-thaw cycles, wetting-drying cycles. Therefore, the results of this study may provide a basis for the protection of Xiaofowan statues at Dazu Rock Carvings.

Key words: sandstone; Xiaofowan; wetting-drying cycle; freeze-thaw cycle; acid rain cycle

0 引言

大足石刻是重庆市大足县境内摩崖造像的总称, 1999 年 12 月被列入《世界遗产名录》, 是全国重点文物保护单位^[1]。大足石刻小佛湾造像是大足石刻的重要组成部分, 然而其八百多年来经受冷暖交替, 雨雾侵蚀等自然因素作用, 产生了风化、水害、生物病害

以及表面污损等多种病害。其中风化是当前小佛湾造像最为严重的病害之一, 水的迁移、温度变化及酸性

基金项目: 大足石刻宝顶山卧佛、小佛湾石刻造像保护修缮工程资助项目; 甘肃省科技重大专项计划项目(18ZD2FA001)

收稿日期: 2018-09-20

*通讯作者 (Email: zhangjink@lzu.edu.cn)

降雨是造成其风化的主要原因，究其本质是典型的水岩相互作用。

水岩相互作用是 Obyhhkob(水文地球化学的奠基人之一)在 20 世纪 50 年代提出来的重要理论^[2]。目前，国内外学者对于水岩相互作用岩体损伤劣化研究已有较多成果，简述如下：

(1)干湿交替循环作用下有关岩石力学参数的变化规律及损伤特性的研究。如在早期，就有 Jeng 等^[3]研究发现饱和状态下砂岩单轴抗压强度下降 40%~60%，变形模量下降 50%左右。Özbek^[4]研究了干湿循环、冻融循环作用下凝灰岩物理力学参数的变化规律。张鹏等^[5]、傅晏等^[6]、邓华锋等^[7]研究表明随着干湿循环次数的增多，砂岩劣化效应越显著且不可逆。

(2)冻融循环对岩石的物理力学性质及破坏机制的研究。如 Nicholson 等^[8]得到岩石内部已有的缺陷对其冻融劣化影响的 4 种损伤模型。Tan 等^[9]研究发现花岗岩在冻融循环下其力学性能随着冻融循环次数的增加逐渐劣化。韩铁林等^[10]、李小娟等^[11]研究表明水化学溶液和冻融循环的共同作用对岩石的损伤劣化是相互促进的。张慧梅等^[12]研究表明冻融与荷载的共同作用可使岩石总损伤呈非线性加剧。

(3)岩石水化学溶液浸泡试验研究。如 Feucht 等^[13]通过不同化学溶液来研究离子浓度对砂岩的影响。Hutchinson 等^[14]、刘新荣等^[15]用不同浓度的溶液模拟酸雨作用，得出酸性环境下岩石劣化最严重。

(4)饱水或不同含水率情况下岩石的物理力学性质研究。如 Okubo 等^[16]研究了饱水与风干两种状态下岩石的应力、应变及蠕变特性。邓华锋等^[17]研究表明岩石的纵波波速与饱水度呈非线性关系。

但是，相比国外，国内对于砂岩材质石质文物的水岩相互作用研究较少，主要是模拟酸雨对文物的侵蚀，有少量冻融循环对文物的影响研究。如陈卫昌等^[18]研究了酸雨的淋蚀作用和浸泡作用对不同文物区石灰岩的影响。孙明虎等^[19]通过设置不同 pH 值下的酸雨浸泡试验来研究酸度对花岗石的影响。方云等^[20]分析归纳出循环冻融条件下云冈石窟砂岩的主要物理力学

特性。目前，对于大足石刻的室内劣化试验研究主要是模拟大足石刻盐风化劣化效应，如谭松娥^[21]通过室内模拟 Na₂SO₄ 结晶过程，得出 Na₂SO₄ 结晶对大足石刻岩体的破坏过程和破坏方式。然而干湿循环、冻融循环及酸雨循环对于大足石刻的劣化试验研究还未开展。

鉴于此，本文根据大足地区和小佛湾所在微环境气象及大气环境特征进行室内模拟劣化试验研究，分析归纳出大足石刻小佛湾造像砂岩的物理力学特性，以期对大足石刻小佛湾造像的保护提供依据。

1 试验概况

1.1 试验样品

小佛湾造像是使用当地砂岩条石加工砌筑而成，试验所用样品取自小佛湾造像西侧 200 m 大佛湾冲沟，微风化。通过在当地走访调研，该处疑似为小佛湾造像砂岩材料采石处。其岩性为钙质胶结细粒长石石英砂岩，由碎屑和胶结物组成。具细粒砂状结构，碎屑物由石英 (Q)、斜长石 (Pl)、钾长石 (Kf) 和白云母 (Mu) 等组成，分选较好，胶结物为方解石 (Cal)，晶面亮净 (图 1)。该砂岩的基本物理力学性质指标如表 1 所示。

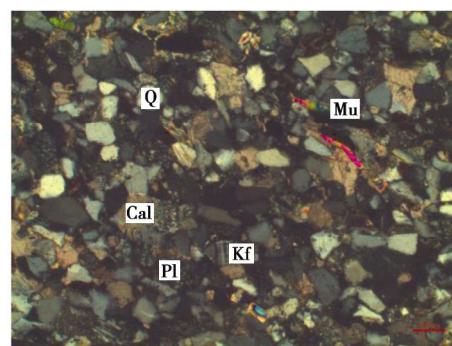


图 1 试样偏光显微镜观测结果

Fig. 1 Polarizing microscope results of sample

将砂岩加工成高为 50 mm，直径为 50 mm 的圆柱体试样，取样方向为垂直于岩石沉积方向，各试验的样品编号如表 2 所示。

表 1 砂岩基本物理力学性质指标

Table 1 Basic physical and mechanical indices of sandstone

密度/(g·cm ⁻³)		天然含水	饱和吸	颗粒相	单轴抗压强	饱和单轴抗压	弹性模量	泊松比	渗透系数
天然密度	干密度	饱和密度	率/%	水率/%	对密度	度/MPa	强度/MPa		
2.32	2.31	2.39	0.77	3.37	2.49	41.6	23.7	17.3	0.104
									4.1x10 ⁻⁸

表 2 室内劣化试验样品编号

Table 2 Number of samples for indoor deterioration tests

试验设置	干湿循环	冻融循环			酸雨循环		
		饱水组	干燥组	pH=2.6	pH=4.1	pH=5.6	
试样编号	G-1、G-2、 G-3	D-1-1、D-1-2、 D-1-3	D-2-1、D-2-2、 D-2-3	S-1-1、S-1-2、 S-1-3	S-2-1、S-2-2、 S-2-3	S-3-1、S-3-2、 S-3-3	

1.2 试验方案及依据

(1) 干湿循环

根据宝顶山地区历史极端相对湿度记录^[22], 该区域相对湿度最大时值达 100%, 最小时值为 25%。不同季节相对湿度日变化呈单谷形式, 一天内相对湿度降低时间(9:00—21:00)与维持在较高湿度的时间(21:00—9:00)占比约为 1:1。因此干湿循环试验设置为: 9:00—21:00 在实验室自然风干; 21:00—次日 9:00 在蒸馏水中浸泡。如此为一个循环, 7 个循环为一个周期。

(2) 冻融循环

根据宝顶山地区历史极端温度记录^[22], 1975 年 12 月 15 日出现历史极端最低气温 -3.4℃, 2011 年 8 月 18 日出现温度最大值 39.5℃, 因此冻融循环试验温度的上下限值分别取 40℃ 和 -5℃。由宝顶山气温日变化规律知^[22], 白天 9:00 之后气温上升, 在 15:00—18:00 到达峰值, 之后逐渐降低, 22:00—次日 9:00 趋于稳定, 2011—2017 年温度均值变化范围在 8.7℃ ~ 27.3℃, 和室内温度变化基本一致, 故浸湿温度选择室温浸泡。因此冻融循环试验设置为: 9:00—19:00 将饱水组和干燥组试样置于烘箱中融解; 19:00—22:00 将饱水组试样在蒸馏水中浸泡, 干燥组试样置于空气中; 22:00—次日 9:00 将饱水组和干燥组试样在低温箱中冻结。如此为一个循环, 7 个循环为一个周期。

(3) 酸雨循环

根据宝顶山地区历史酸性降雨情况^[23], 当地酸雨为硫酸和硝酸混合型酸雨。因此使用蒸馏水和稀盐酸溶液, 按照降雨中主要离子浓度均值加入硝酸钠、硫酸钾和硝酸铵纯试剂, 配置 pH=2.6 (历史最低值)、pH=5.6 (酸雨临界值)、pH=4.1 (平均值) 3 个梯度的酸雨循环试验。同时宝顶山地区的降雨天数占全年天数的 2/5~1/2, 而且 pH 小于 5.6 的酸性降雨比例达 77.0%, 由此可认为宝顶山地区酸性降雨与未降雨的时间比例约为 1:1。因此酸雨循环试验设置为: 21:00—次日 21:00 在酸雨溶液中浸泡; 次日 21:00—第三日 21:00 在实验室自然风干。如此为一个循环, 3 个循环为一个周期, 每次浸泡前用稀盐酸将溶液 pH 值调至原值。

(4) 试验参数与分析方法

在试验前对所有试样在 105℃ 温度下烘烤 48 h 至恒重, 量测所有试样质量、表面硬度和纵波波速并进行显微拍照(60 倍), 显微拍照时在试样表面进行定点拍照, 并在试验每个周期后重新量测上述指标。最后对试验前以及试验后试样表层及里层进行 XRD 和 SEM 分析, 取样位置见图 2, 并对试样进行表面吸水

性和色差测试。将 3 组试验进行 45 个循环周期试验研究, 历时 320 d。

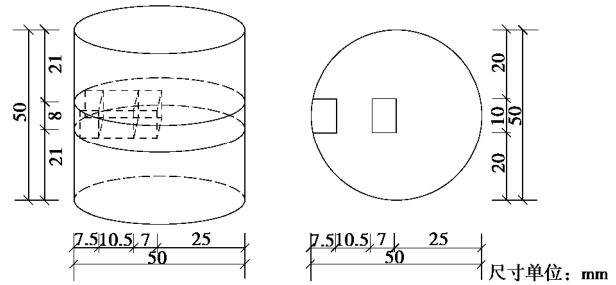


图 2 XRD 和 SEM 取样位置详图

Fig. 2 Detailed sampling locations of XRD and SEM

1.3 试验主要仪器

电子天平为 JJ1000Y 型, 量程为 2000 g, 精度可至 0.01 g。硬度计为上海思为仪器制造有限公司生产的 TH-120A 型(D 型)。超声波检测仪为中国科学院武汉岩土力学研究所研制的 RSM-SY5N 型声波仪。显微拍照仪为北京爱迪泰克科技有限公司生产的 3R-WMMOTV 型便携型显微镜, 解析度为 960×240 分辨率。制冷机为沧州路鑫试验仪器有限公司生产的 DW-40 型低温试验箱, 容积是 80 L, 最低温度可达 -40℃。电烘箱为绍兴市苏珀仪器有限公司生产的 101-3SB 型电热恒温干燥箱, 最高加热温度可达 300℃。扫描电镜(SEM)采用日本 JEOL 公司生产的 JSM-5600LV 型扫描电子显微镜。矿物与化学成分检测(XRD)采用荷兰帕纳科公司生产的锐影高温原位材料结构分析系统。表面吸水性采用卡斯腾量瓶法测定。色差仪为深圳市三恩驰科技有限公司生产的 NR10QC 手提式色差仪, 色彩空间为 CIEL*a*b*。

2 试验结果

2.1 表观特征变化

由图 3~5 可知, 在试验前, 试样上下表面平齐光滑, 棱角分明, 结构紧密, 层理十分发育, 在 D-1-3 上部、D-2-2 上部和下部以及 S-1-1 中部存在泥质团块, S-3-2 表面有少量白色斑点。随着试验的进行, 各试样表面有较多的粉化剥落。G-1 在第 7 周期沿层理发生断裂。D-1-3、D-2-2 和 S-1-1 表面的泥质团块逐渐脱落形成凹坑, 凹坑沿着层理面不断加宽加深, 并在其周围出现较多微裂隙和微孔隙, 尤其 S-1-1 劣化最为严重。S-2-1 在第 30 周期时沿着层理面出现一条宏观裂隙, 呈贯通趋势。S-3-2 表面白色斑点变多, 并在第 45 周期时出现了溶蚀孔。以上现象表明: 水的作用是引起砂岩劣化的主要原因; 砂岩的主要损伤劣化模式为粉化剥落, 这与小佛湾造像最主要风化病害之一的粉化剥落一致(图 6); 损伤始于砂岩的原生层理以及泥质团块位置处。

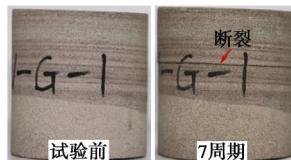
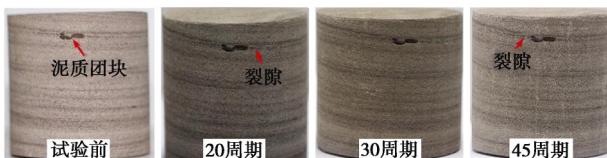


图 3 干湿循环试样 G-1 表观结构特征

Fig. 3 Apparent structure of No. G-1 after wetting-drying cycles



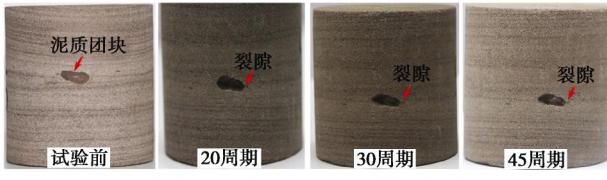
(a) 饱水组试样D-1-3表观结构特征



(b) 干燥组试样D-2-2表观结构特征

图 4 冻融循环试样表观结构特征

Fig. 4 Apparent structure after freeze-thaw cycles



(a) pH=2.6溶液试样S-1-1表观结构特征



(b) pH=4.1溶液试样S-2-1表观结构特征



(c) pH=5.6溶液试样S-3-2表观结构特征

图 5 酸雨循环试样表观结构特征

Fig. 5 Apparent structure after acid rain cycles



图 6 小佛湾造像砂岩表面粉化剥落

Fig. 6 Granular disintegration of sandstone of Xiaofowan statues

2.2 质量、表面硬度和纵波波速的变化规律

由图 7~10 可以看出, 不同试验条件下试样的质量、表面硬度和纵波波速变化具有以下特点:

(1) 试样质量、表面硬度和纵波波速呈波动下降趋势, 下降幅度相差较大, 但总体趋势明显。表面硬度下降速率最快, 纵波波速次之, 这说明试样的劣化是先从表面开始慢慢过渡到内部。质量受含水率影响很大, 下降最慢。

(2) 试验后, 试样表面硬度为 358~521 HLD, 纵波波速为 821~968 m/s。而经过现场测试, 小佛湾造像砂岩表面硬度介于 100~600 HLD, 纵波波速在 100~1400 m/s 之间。因此室内试验和现场测试的结果较为符合, 但室内试验进行时间较短, 指标未衰减太多。

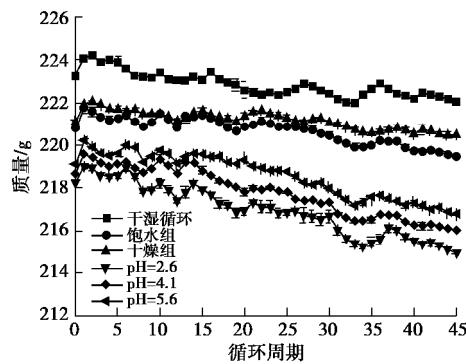


图 7 质量与循环周期的变化关系

Fig. 7 Relationship between mass and period

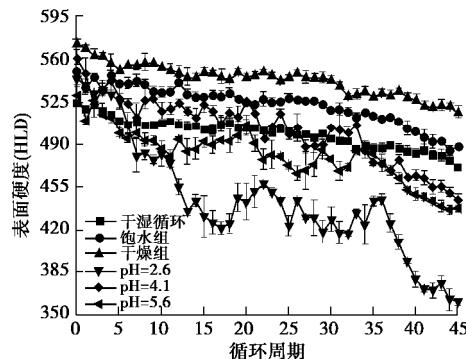


图 8 表面硬度与循环周期的变化关系

Fig. 8 Relationship between surface hardness and period

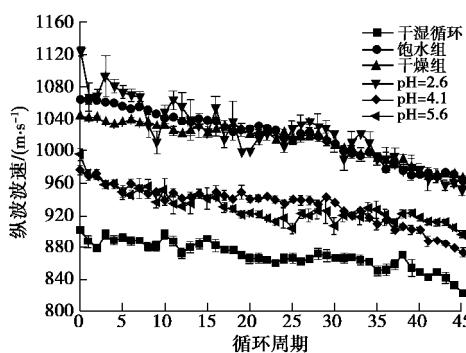


图 9 纵波波速与循环周期的变化关系

Fig. 9 Relationship between P-wave velocity and period

(3) 对比试验后试样指标损失率可知, 酸雨循环试样的指标损失率大于干湿循环和冻融循环试样的, 其中 pH=2.6 溶液下最大; 干湿循环和冻融循环同样对试样进行了一定程度的劣化, 其中饱水组试样的指标损失率大于干湿循环试样的, 干燥组试样最低。试样的指标损失率大小关系为: pH=2.6>pH=4.1>pH=5.6>饱水组>干湿循环>干燥组。说明试样对酸雨循环的响应更敏感, 且酸雨的酸性越强, 劣化越严重。

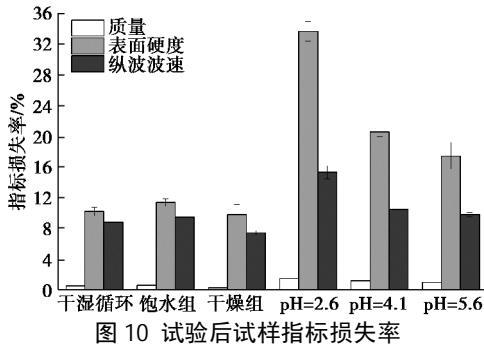


Fig. 10 Index loss rates of samples after tests

2.3 表层微观结构特征变化

由图 11~13 可见, 在试验前, 试样表层石英、长石等颗粒排列较为紧密, 并且颗粒间充填有白色胶结物, 表面比较光滑。随着试验的进行, 试样颗粒间的白色胶结物逐渐减少, 表面颜色变暗, 局部有颗粒剥落, 砂岩结构愈来愈疏松, 颗粒之间孔隙增大, 并出现了少量微裂隙。S-1-1、S-2-1 和 S-3-2 试样表面在 30 周期以后出现了较多的黑色蚀变点和黄色斑点, 同时裂隙开始扩展。

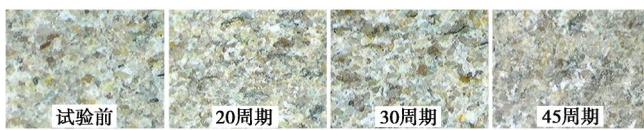
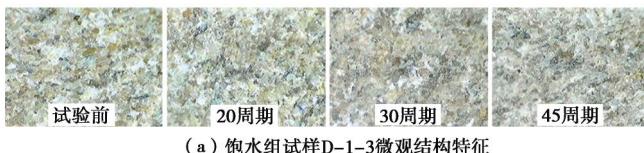
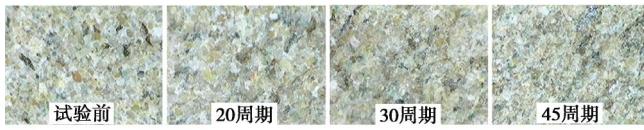


图 11 干湿循环试样 G-3 微观结构特征(60 倍)

Fig. 11 Microstructure of No.G-3 after wetting-drying cycles

 $\times 60$ 

(a) 饱水组试样 D-1-3 微观结构特征



(b) 干燥组试样 D-2-2 微观结构特征

图 12 冻融循环试样微观结构特征(60 倍)

Fig. 12 Microstructure after freeze-thaw cycles ($\times 60$)

3 分析与讨论

3.1 矿物与化学成分分析

由表 3~5 可知, 在自然状态下, 砂岩所含主要成

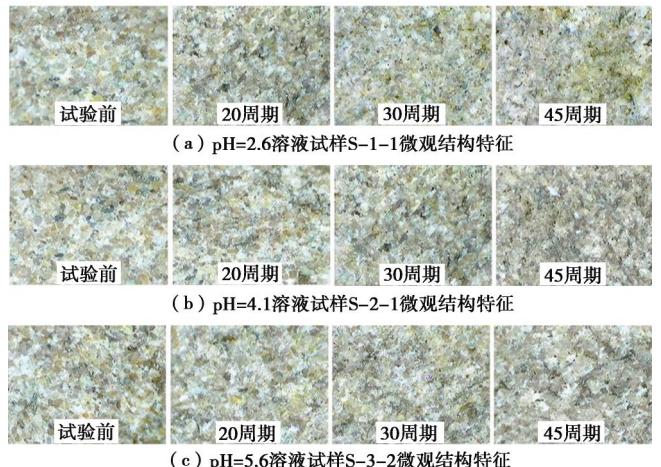
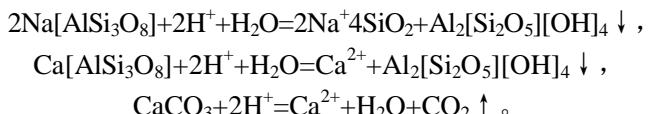


图 13 酸雨循环试样微观结构特征(60 倍)

Fig. 13 Microstructure after acid rain cycles ($\times 60$)

分为石英、斜长石、方解石和少量黏土矿物(蒙脱石、伊利石、绿泥石等)。在试验后, 不同试验条件下试样表层和里层的矿物含量发生了明显的变化, 表层斜长石、方解石和黏土矿物的含量相对里层较少。这是因为试样表层更容易直接发生水岩作用, 水作用在其表面时间长, 而水渗入里层需要一定的时间, 砂岩的渗透性不断增大, 这也很好地解释了表面硬度的下降速率要快于纵波波速的。方解石的含量减少最多, 尤其在酸雨循环作用下更明显, 因此要减缓该砂岩的风化速度, 关键是控制粒间胶结物的溶蚀, 这是影响砂岩风化的最主要因素。此外, 黏土矿物中有少量蒙脱石, 干燥的蒙脱石在天然状态下相对稳定, 而在随着外界环境湿度的频繁变化而频繁地吸水膨胀、失水收缩, 结果使砂岩的胶结状态发生破坏, 是造成砂岩风化的重要因素之一^[24]。试样表层石英含量相对里层含量较多, 这是因为石英化学性质十分稳定, 具较强的抗水性与抗风化能力。

分析原因认为, 干湿循环作用通过对砂岩矿物颗粒及胶结物不断的进行润滑和软化作用, 使矿物颗粒剥落^[6]。在冻融循环作用下, 当砂岩孔隙脆性介质冻结时, 储存在其孔隙内部的水冻结从而发生膨胀, 使得其内部产生拉应力和微裂隙, 当孔隙水或裂隙水融化时, 水在砂岩内部微孔隙和微裂隙中迁移, 使矿物颗粒流失^[19]。在酸雨循环作用下, 斜长石和方解石易与水溶液中的氢离子(H^+)发生化学反应, 其相应方程式如下^[19]:



并且酸雨溶解的化学物质会从砂岩表面及时被带走, 造成新的接触面继续与酸雨作用, 同时酸雨循环还会受到干湿循环作用的影响, 加速了砂岩内部的化学腐蚀^[18]。

表 3 干湿循环试验前后砂岩的 X 射线衍射图和矿物分析

Table 3 X-ray diffraction and mineral analysis of sandstone before and after wetting-drying cycles

类型	X 射线衍射能量谱	X 射线衍射结果/%						
		蒙脱石	伊利石	绿泥石	石英	斜长石	方解石	
风化表层		9.32	1.05	0.75	60.1	17.86	10.94	100
风化里层		11.27	1.13	0.84	53.3	20.17	13.27	100
试验前		12.51	1.54	1.03	49.4	20.42	15.22	100

表 4 冻融循环试验前后砂岩的 X 射线衍射图和矿物分析

Table 4 X-ray diffraction and mineral analysis of sandstone before and after freeze-thaw cycles

类型	X 射线衍射能量谱	X 射线衍射结果/%						
		蒙脱石	伊利石	绿泥石	石英	斜长石	方解石	
饱水组 风化表层		9.87	1.14	0.59	60.8	17.44	10.15	100
饱水组 风化里层		11.15	1.44	0.97	53.4	19.83	13.16	100
干燥组 风化表层		11.62	1.13	0.73	56.9	18.34	11.24	100
干燥组 风化里层		11.94	1.46	0.86	51.8	19.62	14.32	100
试验前		12.15	1.75	1.24	49.3	20.03	15.51	100

表 5 酸雨循环试验前后砂岩的 X 射线衍射图和矿物分析

Table 5 X-ray diffraction and mineral analysis of sandstone before and after acid rain cycles

类型	X 射线衍射能量谱	X 射线衍射分析结果/%						
		蒙脱石	伊利石	绿泥石	石英	斜长石	方解石	
pH=2.6 风化表层		10.38	1.18	0.71	72.1	15.34	0.28	100
pH=2.6 风化里层		12.16	1.23	0.79	64.7	15.67	5.44	100
pH=4.1 风化表层		10.63	1.06	0.75	64.5	15.56	7.44	100
pH=4.1 风化里层		11.64	1.21	0.79	61.4	16.16	8.83	100
pH=5.6 风化表层		11.22	1.31	0.79	62.3	16.22	8.62	100
pH=5.6 风化里层		11.42	1.28	0.87	60.4	16.96	9.12	100
试验前		12.62	1.6	1.1	49.1	19.84	15.72	100

3.2 微细观结构特征分析

由图 14, 15 可知, 在试验前, 试样的表面比较平整致密, 没有明显的分层现象, 表面凹坑较小, 有少量伊利石等黏土矿物。在试验后, 试样的表面结构破坏最严重, 伴随大量的方解石流失, 结构松散, 次生裂隙发育, 并在裂隙之间充填有少量石英等不溶矿物, 在酸雨循环作用下破坏尤为严重, 出现了很深的孔洞,

片层间分界模糊。而试样的内部结构较为完整, 局部石英颗粒出现了明显的松动, 少量的微裂隙发育, 结构较为疏松, 在孔隙和裂隙之间充填有少量黏土矿物, 如片状和丝缕状绿蒙混层(图 15(c), (d))、叶片状绿泥石(图 15(e))和片状伊蒙混层(图 15(f))。

对比每组试验的矿物与化学成分和微细观结构特征可发现, 试样表面结构相对内部结构破坏严重, 充

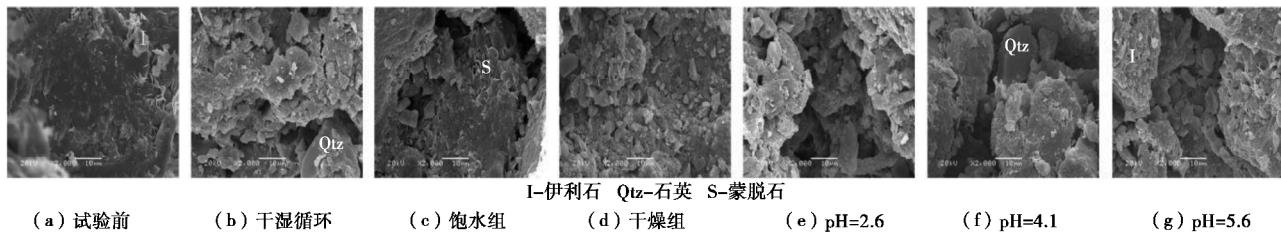


图 14 试验前后试样表面结构的扫描电镜图片(2000 倍)

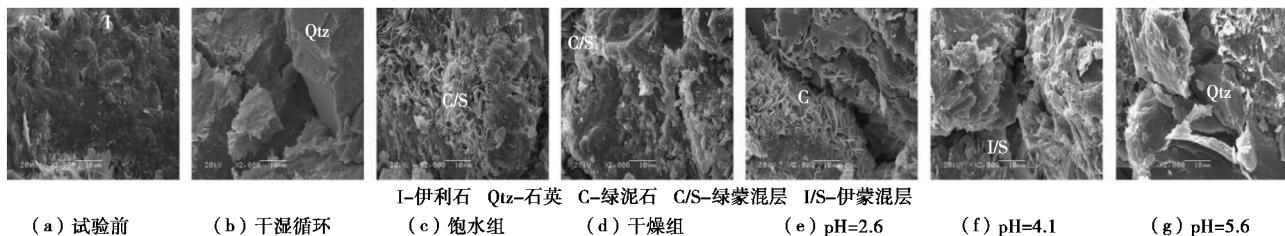
Fig. 14 SEM images of surface structure of samples before and after tests ($\times 2000$)

图 15 试验前后试样内部结构的扫描电镜图片(2000 倍)

Fig. 15 SEM images of internal structure of samples before and after tests ($\times 2000$)

分说明水与砂岩的作用是由表及里依次进行的。因此对处在室外的小佛湾造像(如经目塔和七佛龛)而言,雨水对其破坏作用是严重且不可逆的。

3.3 表面吸水性和色差分析

蒙脱石的力学特性主要通过膨胀力和膨胀潜势来反映, 膨胀力对于同一岩石来说是常数, 而膨胀潜势主要与含水率有关^[25], 因此, 很有必要测试试验前后试样的表面吸水性。由图 16 可知, 在试验后, 不同试验条件下试样的毛细吸水系数有明显的上升: pH=2.6, 4.1, 5.6 溶液下的试样分别上升 1.27, 1.1, 1.02 $\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{h}^{-1/2}$; 饱水组试样次之, 上升 0.78 $\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{h}^{-1/2}$; 接下来是干湿循环试样, 上升 0.56 $\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{h}^{-1/2}$; 干燥组试样最低, 仅上升 0.34 $\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{h}^{-1/2}$ 。这是因为对于同一种岩石, 表面吸水性主要和岩石的孔隙率有关^[25]。这也很好地对应了试样质量、表面硬度和纵波波速的变化规律。

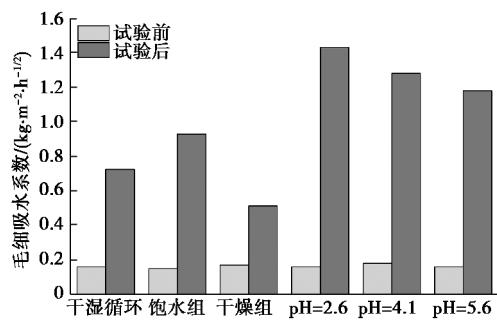


图 16 试验前后试样表面吸水性

Fig. 16 Water absorption before and after tests

由表 6 可知, 在试验后, 不同试验条件下试样的 L 值呈不同程度的减小, 表明各组试样表面颜色变暗。

而各组试样的 a 值及干湿循环和冻融循环试样的 b 值却未有明显的变化规律, 酸雨循环试样的 b 值相比试验前均有不同程度的增大, 表明酸雨循环试样表面颜色变黄, 这很好地对应了其表面出现的黄色物质。

因此, 表面吸水性和色差测试可以用于对石质文物进行无损检测。表面吸水性可以用来分析岩石孔隙率的变化, 即水岩作用越强, 表面吸水能力越强, 岩石孔隙率越高。色差可以用来很好的分析岩石表面颜色的变化, 并且对色度进行量化, 弥补了肉眼识别不清的不足。再加以结合表面硬度和纵波波速等无损或微损检测方式, 来表征岩石的风化程度。

表 6 试验前后试样色差分析

Table 6 Color difference of samples before and after tests

类型	颜色参数			色差 ΔE
	L	a	b	
试验前	56.92	4.26	8.88	—
干湿循环	52.25	4.18	8.74	4.67
饱水组	51.15	4.32	8.78	5.77
干燥组	54.10	4.26	8.83	2.82
pH=2.6	46.50	4.48	9.23	10.43
pH=4.1	50.51	4.20	9.14	6.42
pH=5.6	50.74	4.31	9.05	6.18

注: L 表示亮暗, a 表示红绿, b 表示黄蓝。

4 结 论

(1) 比较干湿循环, 冻融循环和酸雨循环试验, 砂岩所表现出的破坏均为粉化剥落; 砂岩的原生层理以及泥质团块最先受风化作用的影响, 并随着循环次数的增加风化越严重。

(2) 酸雨循环对砂岩的破坏最严重, 且酸雨的酸性越强破坏越严重, 冻融循环次之, 干湿循环最小。

因此对小佛湾造像表面应涂抹防腐材料以减少酸雨的直接侵蚀作用。

(3) 水对砂岩的破坏是由表及里依次进行的, 说明砂岩的表面结构最易受风化作用的影响。钙质胶结物的溶解, 长石的蚀变和蒙脱石的吸水膨胀, 失水收缩作用, 使砂岩表面变得酥松, 颗粒在水的作用下被带走, 这就直接引起文物的破坏。

(4) 本文对大足石刻小佛湾造像砂岩在不同因素影响下的损伤劣化规律进行了深入研究, 但是本次试验在实验室进行时间有限, 部分砂岩的风化现象并不明显, 而造像砂岩实际的风化时间更长, 风化作用更强。因此, 拟在后续研究中继续开展长时间尺度的研究。

参考文献:

- [1] 童登金. 大足石刻的保护与展望[J]. 文物保护与考古科学, 2003, **15**(3): 57 - 60. (TONG Deng-jin. Protection and outlook of Dazu Rock Carvings[J]. Sciences of Conservation and Archaeology, 2003, **15**(3): 57 - 60. (in Chinese))
- [2] 沈照理, 钟佐桑, 文冬光, 等. 八十年代以来水岩相互作用的地球化学热力学与动力学研究进展[C]// 中国第一届自然作用热力学会议论文集. 北京, 1993. (SHEN Zhao-li, ZHONG Zuo-sang, WEN Dong-guang, et al. Advances in geochemical thermodynamics and kinetics of water-rock interaction since the 1980s[C]// Proceedings of The First China Conference on Thermodynamics of Natural Action. Beijing, 1993. (in Chinese))
- [3] 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. Melbourne, 2000: 525.
- [4] ÖZBEK A. Investigation of the effects of wetting-drying and freezing-thawing cycles on some physical and mechanical properties of selected ignimbrites[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2014, **73**(2): 595 - 609.
- [5] 张鹏, 柴肇云. 干湿循环条件下砂岩强度劣化试验研究[J]. 金属矿山, 2013, **42**(10): 5 - 7, 11. (ZHANG Peng, CHAI Zhao-yun. Sandstone strength degradation experiments under the condition of dry-wet circulation[J]. Metal Mine, 2013, **42**(10): 5 - 7, 11. (in Chinese))
- [6] 傅晏, 王子娟, 刘新荣, 等. 干湿循环作用下砂岩细观损伤演化及宏观劣化研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(9): 1653 - 1661. (FU Yan, WANG Zi-juan, LIU Xin-rong, et al. Meso damage evolution characteristics and macro degradation of sandstone under dry-wet cycles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(9): 1653 - 1661. (in Chinese))
- [7] 邓华锋, 李建林, 王孔伟, 等. “饱水-风干”循环作用下砂岩损伤劣化规律研究[J]. 地下空间与工程学报, 2011, **7**(6): 1091 - 1096, 1120. (DENG Hua-feng, LI Jian-lin, WANG Kong-wei, et al. Research on the deterioration rules of damaged sand rock under “saturation-air dry” cycles[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2011, **7**(6): 1091 - 1096, 1120. (in Chinese))
- [8] NICHOLSON D T, NICHOLSON F H. Physical deterioration of sedimentary rocks subjected to experimental freeze-thaw weathering[J]. Earth Surface Processes and Landforms, 2000, **25**(12): 1295 - 1307.
- [9] TAN X J, CHEN W Z, YANG J P, et al. Laboratory investigations on the mechanical properties degradation of granite under freeze-thaw cycles[J]. Cold Regions Science and Technology, 2011, **68**(3): 130 - 138.
- [10] 韩铁林, 师俊平, 陈蕴生. 砂岩在化学腐蚀和冻融循环共同作用下力学特征劣化的试验研究[J]. 水利学报, 2016, **47**(5): 644 - 655. (HAN Tie-lin, SHI Jun-ping, CHEN Yun-sheng. Laboratory investigations on the mechanical properties degradation of sandstone under the combined action between water chemical corrosion and freezing and thawing cycles[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2016, **47**(5): 644 - 655. (in Chinese))
- [11] 李小娟, 梁学杰. 酸性环境冻融循环对砂岩抗剪强度参数损伤效应[J]. 科学技术与工程, 2017, **17**(10): 127 - 130. (LI Xiao-juan, LIANG Xue-jie. Damage effect of acid environment freezing-thawing cycles on shear strength parameters of sandstone[J]. Science Technology and Engineering, 2017, 17(10): 127 - 130. (in Chinese))
- [12] 张慧梅, 杨更社. 冻融荷载耦合作用下岩石损伤力学特性[J]. 工程力学, 2011, **28**(5): 161 - 165. (ZHANG Hui-mei, YANG Geng-she. Damage mechanical characteristics of rock under freeze-thaw and load coupling[J]. Engineering Mechanics, 2011, **28**(5): 161 - 165. (in Chinese))
- [13] FEUCHT L J, LOGAN J M. Effects of chemically active solutions on shearing behavior of a sandstone[J]. Tectonophysics, 1990, **175**(1): 159 - 176.
- [14] HUTCHINSON A J, JOHNSON J B, THOMPSON G E, et al. Stone degradation due to wet deposition of pollutants[J]. Corrosion Science, 1993, **34**(11): 1881 - 1898.
- [15] 刘新荣, 袁文, 傅晏, 等. 化学溶液和干湿循环作用下砂岩抗剪强度劣化试验及化学热力学分析[J]. 岩石力学

- 与工程学报, 2016, **35**(12): 2534 – 2541. (LIU Xin-rong, YUAN Wen, FU Yan, et al. Tests on shear strength deterioration of sandstone under the action of chemical solution and drying-wetting cycles and analysis of chemical thermodynamics[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(12): 2534 – 2541. (in Chinese))
- [16] OKUBO S, FUKUI K, HASHIBA K. Long-term creep of water-saturated tuff under uniaxial compression[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2010, **47**(5): 839 – 844.
- [17] 邓华锋, 原先凡, 李建林, 等. 饱水度对砂岩纵波波速及强度影响的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(8): 1625 – 1631. (DENG Hua-feng, YUAN Xian-fan, LI Jian-lin, et al. Experimental research on influence of saturation degree on sandstone longitudinal wave velocity and strength[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(8): 1625 – 1631. (in Chinese))
- [18] 陈卫昌, 李黎, 邵明申, 等. 酸雨作用下碳酸盐岩类文物的溶蚀过程与机理[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(11): 2058 – 2067. (CHEN Wei-chang, LI Li, SHAO Ming-shen, et al. Experimental study on carbonate dissolution and erosion effect under attack of simulated sulphuric acid rain[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(11): 2058 – 2067. (in Chinese))
- [19] 孙明虎, 李鹏辉, 张志珍, 等. 酸雨对泰山古碑石刻侵蚀的模拟研究[J]. 环境科学与技术, 2010, **33**(10): 19 – 22, 178. (SUN Ming-hu, LI Peng-hui, ZHANG Zhi-zhen, et al. Deterioration of historic carved stone at Mount Tai by simulated acid rain[J]. Environmental Science & Technology, 2010, **33**(10): 19 – 22, 178. (in Chinese))
- [20] 方云, 乔梁, 陈星, 等. 云冈石窟砂岩循环冻融试验研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(9): 2433 – 2442. (FANG Yun, QIAO Liang, CHEN Xing, et al. Experimental study of freezing-thawing cycles on sandstone in Yungang grottoes[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(9): 2433 – 2442. (in Chinese))
- [21] 谭松娥. 可溶盐对大足石刻砂岩劣化作用实验研究[D]. 武汉: 中国地质大学, 2013. (TAN Song-e. Deterioration test of soluble salt on sandstone of Dazu Rock Carvings[D]. Wuhan: China University of Geosciences, 2013. (in Chinese))
- [22] 陈卉丽, 蒋思维, 席周宽. 大足石刻的气象环境特征[J]. 华夏考古, 2004(1): 55 – 59. (CHEN Hui-li, JIANG Si-wei, XI Zhou-kuan. Meteorological and environmental characteristics of Dazu Rock Carvings[J]. Huaxia Archaeology, 2004(1): 55 – 59. (in Chinese))
- [23] 张彭义. 千手观音环境监测总结报告[R]. 北京: 清华大学, 2015. (ZHANG Peng-yi. Summary report on environmental monitoring of Thousand-Hand Kwan-yin[R]. Beijing: Tsinghua University, 2015. (in Chinese))
- [24] 李黎, 谷本親伯. 龙游石窟砂岩的泥质胶结物研究[J]. 工程地质学报, 2005, **13**(2): 189 – 194. (LI Li, CHIKAOSA. Research on the mud cement of sandstone at Longyou Grottoes[J]. Journal of Engineering Geology 2005, **13**(2): 189 – 194. (in Chinese))
- [25] 梁冰, 谭晓引, 姜利国, 等. 冻—融及干—湿循环对泥质岩崩解特性影响的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(4): 705 – 711. (LIANG Bing, TAN Xiao-yin, JIANG Li-guo, et al. Effects of freeze-thaw and drying-wetting cycles on slaking characteristics of mudstone[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(4): 705 – 711. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201908017

无黏结预应力环锚衬砌力学特性原位加载试验研究

曹瑞琅¹, 王玉杰¹, 汪小刚¹, 齐文彪², 皮进¹

(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. 吉林省水利水电勘测设计研究院, 吉林 长春 130000)

摘要: 新型无黏结环锚衬砌具备预应力损失低、薄弱区小、施工便捷等优势, 但因结构复杂致使力学特性不明确, 阻碍了其广泛应用。依托引松工程总干线压力隧洞, 开展了首次预应力环锚衬砌大型原位加载试验, 明确了内水压加载过程中衬砌预应力重分布特征, 揭示了环锚拉力、钢筋应力以及锚固应力损失变化规律, 并探讨了围岩和环锚衬砌联合承载作用。原位试验表明: 环锚衬砌整体预应力分布均匀, 高效地利用了锚索高强抗拉性和混凝土抗压性, 常规钢筋作用极小, 因而整体可不配筋或仅构造配筋; 锚具槽背后混凝土预应力稍薄弱, 是高内水压作用下结构潜在破坏区域, 但内水加载过程中衬砌环向、纵向预应力值趋于一致, 将有效减缓预应力薄弱部位开裂倾向; 环锚衬砌具备卓越的抗拉和抗渗性能, 可不依赖于围岩条件而独立承载, 也可利用围岩部分承载以降低预应力设计值或增加结构安全裕度, 它能为覆盖层薄、地质条件差且内水压力高的大直径压力隧洞长期存在的支护难题提供解决新途径。

关键词: 压力隧洞; 预应力衬砌; 无黏结环锚; 原位试验; 内水压力加载

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1522-08

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

Mechanical properties of pre-stressed linings with un-bonded annular anchors under high internal water pressure based on large-scale in-situ tests

CAO Rui-lang¹, WANG Yu-jie¹, WANG Xiao-gang¹, QI Wen-biao², PI Jin¹

(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. Jilin Provincial Water Resources and Hydropower Consultative Company, Changchun
130000, China)

Abstract: The new type of pre-stressed lining with un-bonded annular anchors has the advantages of low prestress loss, small weak area and convenient construction. However, its mechanical properties are not clear because of its complex structure, which hinders its wide application. The first large-scale in-situ tests on the pre-stressed ring anchor linings are carried out for the Yinsong Diversion Project. The redistribution laws of the pre-stressed linings in the process of internal hydraulic loading are clarified. The variation laws of the ring anchor tension, steel bar stress and anchorage stress loss are revealed, and the combined bearing effects of the surrounding rock and linings are discussed. The in-situ tests show that the overall prestress distribution of ring anchor linings is uniform, the high-strength tension resistance of anchor cables and the compressive resistance of concrete are utilized efficiently, and the role of the conventional reinforcement bars is very small, so the reinforcement can not be distributed or constructed as a whole. The concrete prestress behind the anchor groove is slightly weak, which is the potential damage area of the structure under the action of high internal water pressure. In the process of internal water loading, the annular and longitudinal prestress values of linings tend to be consistent, which will effectively slow down the cracking tendency of the weak parts of prestressing force. The pre-stressed linings with un-bonded annular anchors have excellent tensile and impermeable properties and independent bearing capacity without depending on the surrounding rock conditions, or can use partial bearing capacity of the surrounding rock to reduce the design prestress value or increase the structural safety margin degree. It can provide a new way to solve the long-standing support problems of large-diameter pressure tunnels with thin overburden, poor geological conditions and high internal water pressure.

Key words: pressure tunnel; pre-stressed lining; un-bonded annular anchor; in-situ test; internal water pressure loading

0 引言

随着地下工程建设在世界范围内快速发展, 国内

基金项目: 国家重点研发计划项目(2016YFC0401801, 2016YFC0401804); 国家自然科学基金项目(51709282, 51674058)

收稿日期: 2018-06-30

外重大水利工程涌现了高内压、大直径压力隧洞, 如新建的南水北调穿黄隧洞、三峡电站引水隧洞、日本平鹿岛水系干线^[1], 以及在建的引松工程总干线、缅甸 Salween 电站隧洞^[2]等。常规衬砌在高内压作用下极易开裂^[3], 钢板-钢筋混凝土衬砌在隧洞外侧难以焊接, 常导致耐久性不足^[4], 高压灌浆衬砌要求围岩提供施加预应力的全部反力^[5], 因此, 围岩质量差、覆盖层薄且内压高的大直径压力隧洞衬砌问题一直难以解决, 是工程建设面临的巨大挑战。

为此, 瑞士 Crimsel Tailrace 隧洞调压井^[6]和意大利 Presenzano 压力洞^[7]建设中初步提出了环状锚索式预应力钢筋混凝土衬砌的设计理念, 它采用千斤顶张拉衬砌内部预埋设的锚索产生环向拉力, 再通过套箍效应转化为衬砌径向预应力, 以抵抗内水压力^[8]。早期锚索式衬砌结构简单, 仅为单根锚索缠绕衬砌, 难以满足大断面隧洞应对高内水压力的需求。后来, 中国小浪底有压排沙洞和大伙房输水隧洞建设中改造这种结构, 发展成为多束、多圈层 HM 型锚固体系^[9]新型无黏结环锚预应力钢筋混凝土衬砌(简称无黏结环锚衬砌, 见图 1)。

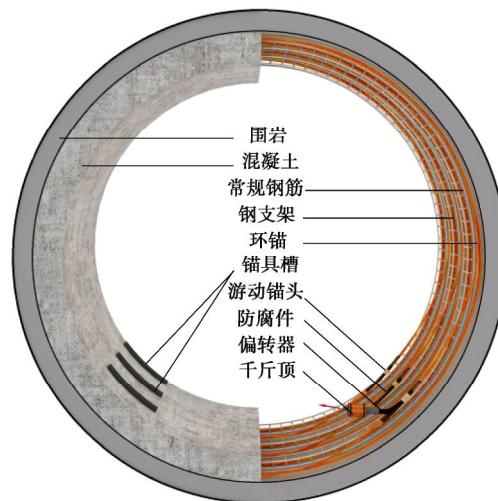


图 1 无黏结环锚衬砌三维结构示意图

Fig. 1 Three-dimensional diagram of pre-stressed linings with un-bonded annular anchors

工程实践表明, 无黏结环锚衬砌优点是预应力损失低且薄弱区小, 但结构复杂, 设计、施工困难^[6-7, 9]。由于结构力学特性尚不明确, 以往工程主要通过增大衬砌预应力设计值以提高安全性, 结果反而增加了工程建设风险, 如意大利 Presenzano 压力隧洞衬砌因张拉力过大^[8], 环锚附近出现张拉裂缝, 小浪底排沙洞运行期发现局部衬砌开裂^[10]。为此, 国内外学者对环锚衬砌受力特点开展研究, 内容涉及环锚束张拉过程压力管道衬砌内力分布规律^[11]、锚索布置方式和衬砌

厚度对衬砌预应力均匀性影响^[8]、大断面压力管道环锚荷载选取标准^[12], 环锚由衬砌内部移至外侧表面的结构优化方法^[13]等。然而, 锚索截面积约是 10^{-4} m^2 , 而隧洞横截面往往超过 20 m^2 , 二者尺寸相差数万倍, 现有数值模拟和理论方法还无法精确描述环锚实际受力状态^[14], 其计算结果与实际难免有偏差。另有学者借助模型试验探讨环锚衬砌受力状态, Kazuyoshi^[15]开展比例缩小模型试验, 研究管片式环锚衬砌刚度、承载力以及接头强度; 小浪底工程采用国内外首例环锚衬砌 1:1 等比模型试验^[8], 分析了环锚张拉后衬砌的预应力分布特征。然而, 以往模型试验为模拟内水加载, 需在衬砌两端设置堵头, 导致衬砌纵向受拉^[8, 16], 且无法考虑围岩作用, 这与实际衬砌受力边界条件有较大差别。因此, 内水加载作用下无黏结环锚衬砌受力特性一直未明确。

有鉴于此, 依托在建的引松工程输水总干线压力隧洞, 开展了预应力环锚衬砌大型原位加载试验, 用以明确高内水加载过程中环锚衬砌预应力重分布规律, 揭示环锚拉力、常规钢筋应力以及锚固应力损失变化规律, 并探索围岩和环锚衬砌联合承载作用。

1 原位内水加载试验

1.1 原位试验工程背景

引松工程是解决中国东北部地区城市供水问题的长距离调水项目, 建设期为 2014—2020 年, 输水干线全长 263.45 km, 总投资达 101 亿元, 是国务院确定的 172 项重大水利工程之一。为提高长距离输水效率, 全部输水干线设计成为压力隧洞。部分工程段隧洞覆盖层较浅, 最小深度仅为 8.3 m, 而且围岩是质量较差的 V 类强风化凝灰岩(岩体参数见表 1), 初始地应力仅约 0.23 MPa, 最大内水压力高达 0.60 MPa。在内水压力作用下, 14.678 km 的浅埋洞段均不能满足《水工隧洞设计规范》(SL279—2016)^[17]的最小主应力准则^[18]和抗抬准则^[19]。因此, 普通钢筋混凝土衬砌会发生较大塑形变形而导致衬砌开裂失效, 拟采用预应力环锚衬砌以抵抗高内水压力。为明确内水压力作用下衬砌力学特性, 确保结构安全, 选取 3 m 典型隧洞段, 开展国内外首次环锚衬砌大型原位加载试验。

1.2 环锚衬砌结构

引松工程原位试验预应力环锚衬砌结构见图 2, 锚具槽交叉布置于下半环衬砌内侧, 槽内游动锚头的锚固端和张拉端各设锚孔, 环锚从锚固端起始延伸至衬砌外侧, 然后与外层常规钢筋绑扎在一起, 绕衬砌外侧圆周环绕 360° 后, 固定于张拉端。原位试验环锚衬砌施工见图 3。

表 1 原位试验压力隧道、围岩及环锚衬砌参数表

Table 1 Parameters of pressure tunnel, surrounding rock and pre-stressed linings

围岩					环锚衬砌				隧道		
弹性模量 E/GPa	泊松比 ν	内摩擦角 $\phi/(\text{°})$	黏聚力 c/MPa	初始应力 q_0/MPa	弹性模量 E_c/GPa	泊松比 μ_c	厚度 d/m	内半径 r/m	内压 P_0/MPa		
0.3	0.38	23	0.05	0.23	35.01	0.20	0.45	3.45	0.60		

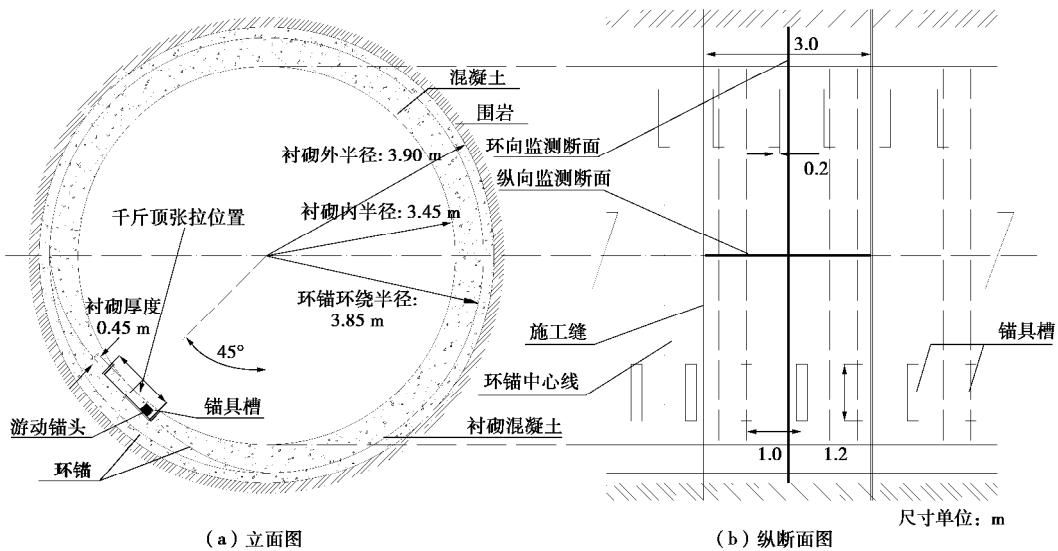


图 2 原位试验预应力环锚衬砌结构

Fig. 2 Lining structure of pre-stressed linings with un-bonded annular anchors for in-situ tests

衬砌混凝土强度等级 C40，衬砌和钢筋按面积等效弹性模量为 35.01 GPa；常规钢筋采用 HRB335 钢材，直径 22 mm，间距 200 mm；预应力环锚是 4 根锚索为 1 束平行组合而成，束间距为 500 mm，张拉力设计值 781.2 kN，单根环锚物理力学参数：直径 D 为 15.24 mm，破坏荷载 f_{ptk} 为 260.5 kN，标准强度 f_{ptk} 为 180 MPa，弹性模量 E_s 为 195 GPa，截面面积 A_p 为 140 mm，工作荷载 f_p 为 195.4 kN。

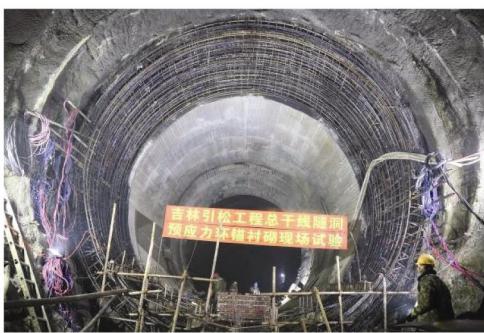


图 3 环锚衬砌现场施工

Fig. 3 Installation diagram of internal water loading system

1.3 内水压力加载设计

为实现对环锚衬砌均匀、精确、稳定的内水加载，研制了圆环形扁千斤顶内水压力加载系统^[16]，见图 4。它主要包括圆形扁千斤顶、反力支撑和加压装置。其中，圆形扁千斤顶由若干个弧形扁千斤顶组成，并用丝扣液压钢管连接使水压联通。弧形扁千斤顶是由

1 mm 厚薄钢板焊制而成的薄中空压力囊，可通过高压水泵注水，使其产生径向变形（最大径向变形达 80 mm），从而将压力直接作用在环锚衬砌和反力支撑上，实现内水压力加载。

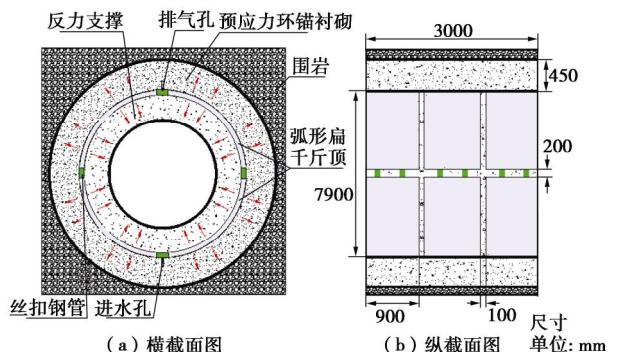


图 4 内水压力加载系统原理图

Fig. 4 Internal water pressure loading system

为实现安装，弧形扁千斤顶间设置了环向和纵向间距，如图 5 所示，若按照设计水压加载，必然导致实际加载压力值略小于设计值。为弥补环向和纵向间距引起的水头损失，引入了内水压力补偿系数 b ，满足

$$P = b \cdot P_0 \quad (1)$$

式中 P_0 为设计水压 (MPa)； P 为注入水压 (MPa)； b 为纵向和环向间距参数，可通过数值模拟或解析方法求出^[16]，本文试验几何尺寸对应 b 值为 1.06。

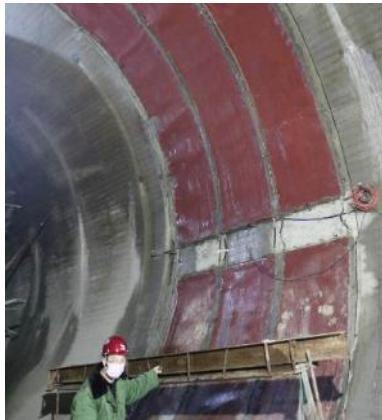


图 5 内水加载系统安装图

Fig. 5 Installation of internal water loading system

1.4 原位试验加载方案

原位试验内水压力分级加载过程见图 6, 试验分为 7 级加载, 因暂无相关规范明确规定压力隧洞内水压力加载判稳要求, 原位试验以传感器测量的单位时间衬砌环向变形量小于 $0.05 \mu\epsilon/\text{min}$ 为控制标准 ($0.05 \mu\epsilon$ 约占最后一级加载时衬砌径向变形的万分之五)。为保证预应力衬砌和围岩应力调整到稳定状态, 采用 ABB 变频泵与多级压力罐组合而成的压力加载伺服装置进行注水加压, 分级加载时 (见表 2), 预先在控制面板设置压力值, 控制精度为 0.02 MPa , 伺服加压装置将自动实现加压、稳压、补压功能。



图 6 原位试验内水压力分级加载过程

Fig. 6 Staged loading process of water pressure

表 2 内水压力分级加载方案

Table 2 Staged loading schemes for internal water pressure

加载状态	加载级别	内水压力/MPa	稳压时间/min
充水	1	0.1	130
	2	0.2	130
	3	0.3	130
	4	0.4	130
	5	0.5	130
运行	6	0.6	130
超载	7	0.7	260

2 原位试验监测方案

如图 2 所示, 原位试验环锚衬砌内部布置了环向和纵向监测断面, 纵向主要是监测衬砌应力状态, 环向监测方案 (见图 7) 重点关注以下内容: ①衬砌预应力。埋设光纤光栅传感器测量混凝土环向和纵向预应力, 编号 FGS-1~FGS-20, 大连理工大学制造, 精度为 $0.5 \mu\epsilon$ 。②常规钢筋拉力。振弦式钢筋计测量钢筋试拉力, 编号 D-1~D-10, 基康 BGK-4911 型, 精度为 0.02 kN 。③环锚拉力。如图 8 (a) 所示, 在游动锚头处设置环锚测力计监测环锚拉力, 编号 N1, 基康定制, 精度为 0.05 kN 。④围岩变形。拱顶围岩 2, 10 m 深度安装多点位移计 (编号 X-1-3 m 和 X-1-10 m)、边墙围岩 3, 10, 20 m 深度安装多点位移计 (编号 X-2-3 m, X-2-10 m 和 X-2-20 m), 见图 8 (b), 基康 BGK-A3 型, 精度为 0.005 mm 。⑤围岩和衬砌相互作用力。在拱顶、边墙和仰拱处的围岩和衬砌之间埋设压力计, 监测二者接触应力, 见图 8 (c), 编号 T-1~T-5, 基康 BGK-4800 型, 精度为 0.001 MPa 。此外, 还采用压力表同步量测内水压力加载值。

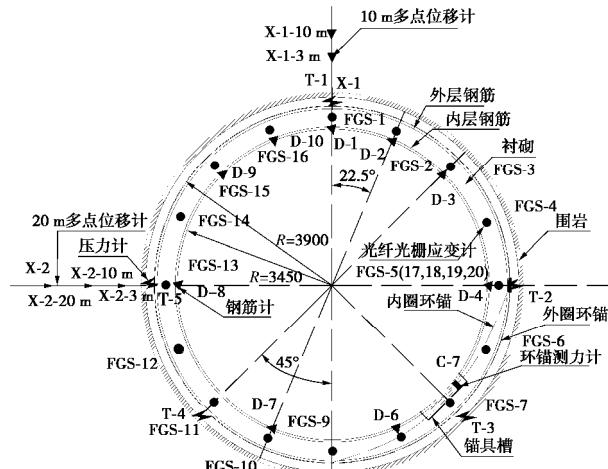


图 7 监测方案设计图

Fig. 7 Design of monitoring sensors

3 试验结果与分析

3.1 内水压力加载效果

内水压力按 7 级荷载梯度施加到预应力环锚衬砌内侧, 现场加载过程中, 同一水平面各压力表示数基本一致, 压力差均低于 0.01 MPa , 内水荷载值得到精确控制, 符合加载要求。各级荷载保持长时间稳压时 (第 1~6 级为 130 min , 第 7 级为 260 min), 加载系统的 ABB 水泵变频器短暂启动后关闭, 整个加载过程不需频繁补压就能保证压力持续稳定, 扁平千斤顶加载系统做到了滴水不漏。因此, 加载和稳压过程都

表明原位试验内水压力加载均达到预期力学效果。此外,整个加载过程,环锚衬砌两端外露面混凝土未发现裂缝开展或其它异常现象。

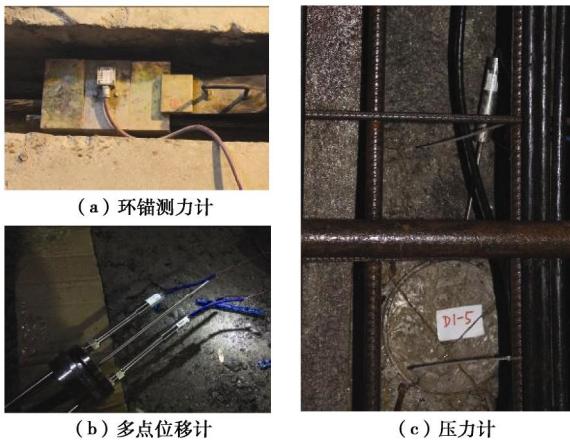


Fig. 8 Installation of monitoring sensors

3.2 环锚衬砌预应力重分布规律

内水压力加载过程中环锚衬砌环向预应力重分布曲线见图 9。加载前后环锚衬砌左、右半环对应特征点的预应力值接近,缘于衬砌、环锚的结构属性和围岩压力、外水压力等荷载作用均沿隧洞中心线呈几何对称。内水压力加载前,衬砌初始环向预应力平均值为 5.76 MPa,逐渐加载到设计荷载(0.6 MPa)时,结构整体环向预应力平均降低 2.52 MPa,仍能保持 0.24~3.24 MPa 预应力,环锚衬砌安全性良好。在超载内水压力(0.7 MPa)作用下,衬砌侧部(FGS-6)出现了 0.21 MPa 的轻微拉应力,未达到 C40 混凝土容许拉应力,衬砌仍处于弹性状态,无裂缝开展。

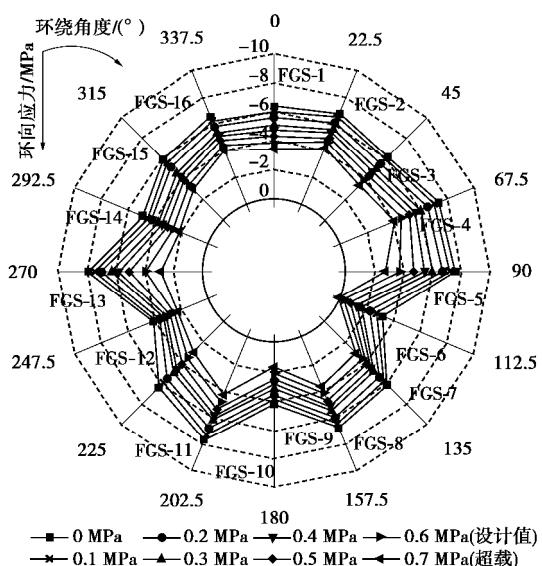


图 9 环锚衬砌环向预应力重分布曲线

Fig. 9 Redistribution curves of circumferential prestress

受重力作用,衬砌浇筑过程中底部与围岩接触最好,张拉时底部围岩对衬砌有拖拽作用,削弱了预应

力,所以衬砌底部预应力(FGS-9)初值相对较小,仅为 3.86 MPa,比平均值低 32.9%,而内水压力作用下,荷载方向转变,底部衬砌受到围岩保护,拖拽作用会变为阻碍作用,与其他部位相比底部衬砌仍安全。

加载前后,预应力最大值(FGS-5 和 FGS-13)均出现在左、右边墙(环绕角 90° 和 270°),主要因为环绕角 122.5°~135° 和 225°~247.5° 处布置了锚具槽(见图 2),势必造成局部应力不均,附近混凝土除正常环向预应力外,还产生了附加应力,原始应力和附加附加应力叠加,造成局部应力增大;同时还会造成锚具槽背后(环绕角 112.5° 和 247.5°)预应力较小,形成环锚衬砌薄弱部位,这是造成衬砌侧部在超载水压(见图 9)下出现拉应力(FGS-6)的主因,所以,槽背后是高内水压作用下衬砌潜在破坏区域。

环锚衬砌环向(见图 9)和纵向(见图 10)预应力重分布特征均表明:加载前预应力值越大部位,加载后降低幅值也越大,但降低比接近。例如,衬砌中心处(FGS-5)预应力初值为 7.55 MPa,降低幅度为 4.84 MPa,降低比为 64.11%;距纵向中心 0.5 m 处(FGS-20),预应力初值为 5.69 MPa,降低幅度为 3.51 MPa,降低比为 61.69%,尽管两者预应力值差别较大,但降低比基本一致;二者初始应力差为 1.86 MPa,加载后应力差仅为 0.53 MPa。而且,从图 10 曲线形态也可明显看出,加载后环锚衬砌纵向分布曲线波动更小,曲线形态趋于平坦,预应力空间分布会随着内水荷载施加逐渐变得更均匀,对衬砌结构受力有利。

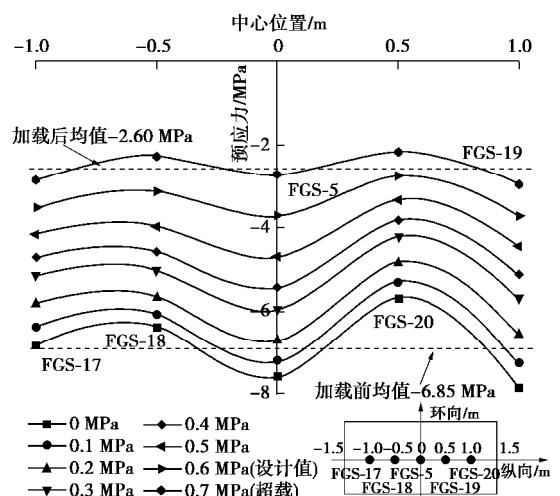


图 10 环锚衬砌纵向预应力重分布曲线

Fig. 10 Redistribution curves of longitudinal prestress

加载过程中环锚衬砌预应力分布统计结果见表 3,纵向预应力分布均匀性(标准差 0.35~0.86)明显优于环向(标准差 1.17~1.49),结构受力状态基本符合弹塑性力学平面应变理论^[20]。随着内水荷载增加,环向和纵向预应力值标准差逐渐降低,即预应力值趋于一致,有效减缓了预应力较小部位的衬砌开裂倾向。

表 3 环锚衬砌预应力分布统计特征

Table 3 Statistical characteristics of prestress distribution

类型	内水荷载 /MPa	最大值 /MPa	最小值 /MPa	平均值 /MPa	标准差
环向预应力	0	-3.12	-7.87	-5.76	1.49
	0.1	-2.68	-7.49	-5.44	1.46
	0.2	-2.16	-7.01	-5.03	1.42
	0.3	-1.57	-6.29	-4.51	1.35
	0.4	-1.19	-5.80	-4.19	1.31
	0.5	-0.70	-5.31	-3.75	1.25
	0.6(设计值)	-0.24	-4.74	-3.24	1.17
	0.7(超载)	0.21(受拉)	-4.22	-2.73	1.13
纵向预应力	0	-5.69	-7.81	-6.85	0.86
	0.1	-5.30	-7.23	-6.43	0.81
	0.2	-4.83	-6.70	-5.91	0.75
	0.3	-4.22	-5.94	-5.20	0.67
	0.4	-3.83	-5.42	-4.73	0.60
	0.5	-3.34	-4.68	-4.12	0.51
	0.6(设计值)	-2.77	-3.71	-3.37	0.41
	0.7(超载)	-2.18	-2.96	-2.60	0.35

3.3 环锚拉力与锚固应力损失

预应力环锚不可避免的产生锚固应力损失, 降低了材料的利用率。锚索通常可以超张拉以削弱预应力损失^[21], 但预应力环锚在内水压力作用时产生附加拉力, 环锚实际受力值不明确就贸然超张拉, 轻则造成总拉力值(初始拉力与附加拉力之和)超过设计值, 重则会拉断环锚。因此, 明确锚固损失和内水加载条件下环锚实际受力状态尤为重要。

加载过程中, 环锚拉力和锚固应力损失变化曲线见图 11。加载前环锚拉力为 708.9 kN, 锚固应力损失达 9.25 %, 随着内水压力级别增大, 环锚拉力逐渐增大, 而预应力损失逐渐降低。达到内水荷载设计值时(0.6 MPa), 环锚拉力为 738.2 kN, 锚固应力损失降为 5.51 %, 环锚拉力设计值为 781.2 kN, 所以剩余超张拉最大值是 43.0 kN。考虑超载时环锚拉力还会增加, 超张拉值必须有所降低, 超载条件下(0.7 MPa)环锚拉力量值(744.1 kN), 建议超张拉量不应超过 37.1 kN, 对应的锚固应力损失可控制为 0.8 %。原位试验采用了工程普遍使用的 7 根 Φ5 mm, 1860 MPa 级高强钢绞线, 因此, 试验数据可用于其他工程。

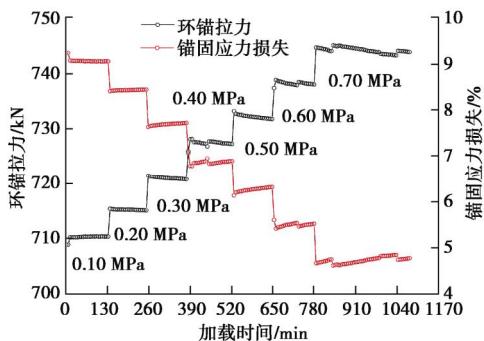


图 11 加载过程中环锚拉力和锚固应力损失变化曲线

Fig. 11 Variation curves of bolt tension and anchoring stress during loading process

3.4 常规钢筋受力变化规律

环锚衬砌常规钢筋受力变化曲线(见图 12)表明, 加载过程中, 钢筋受力是典型的线性降低, 并逐渐接近于零。加载前钢筋受压力最大值约 17.5 kN, 0.7 MPa 内水压力时, 钢筋受力均在 10 kN 以内。尽管原位试验采用直径较小(Φ22 mm)和强度较低(HRB335)的钢材, 但钢筋抗拉和抗压强度已达 127.3 kN, 钢筋强度实际利用率不足 15%。

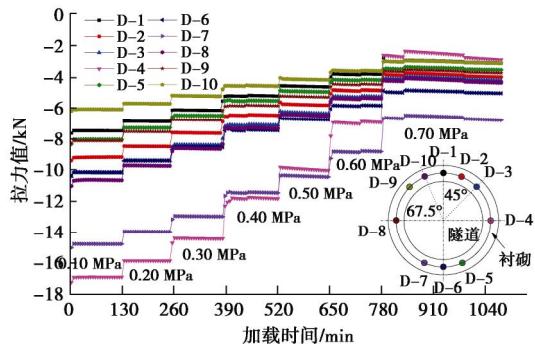


图 12 常规钢筋拉力变化曲线

Fig. 12 Curves of tensile force of conventional steel bars

非压力隧洞断面除圆形外, 还经常为马蹄形、城门洞形以及五心拱形等, 需定额配筋以抵抗结构弯矩和剪力, 压力隧洞为抵抗高内水压力, 也需大量配筋。因此, 钢筋是常规衬砌应对受拉的关键组件。而以上加载试验数据表明, 混凝土是实现环锚衬砌结构持有预应力的载体, 也是抵抗内水压力的关键, 常规钢筋受力极小, 且为压力。如前文所述, 整个环锚衬砌应力呈对称分布且均匀, 结构基本不会产生较大弯矩和剪力, 所以钢筋作用就不明显, 可仅依靠混凝土优越的抗压性就能保证结构受力状态良好。因此, 环锚衬砌理论上可以少配筋甚至不配筋, 在结构设计时, 可按规范要求仅构造配筋。

3.5 围岩与衬砌联合承载特性

内水压力加载过程中, 围岩与衬砌接触压力变化曲线见图 13, 随着荷载等级升高, 接触应力逐渐增大。监测数据表明, 内水荷载由衬砌内侧传递到围岩表面、再由围岩表面传递到深部的过程, 具有明显的时间效应, 0.1~0.3 MPa 荷载时, 稳压 60 min 后接触应力基本稳定, 荷载超过 0.6 MPa 时, 稳压 130 min 后接触应力仍有小幅度降低, 因此, 接触应力变化明显滞后于内水压力。围岩与衬砌接触压力空间分布特征(图 14)呈现“上部小、下部大”的形态, 隧洞仰拱附近接触应力最大, 为 15.59 kPa。

围岩与衬砌接触压力, 即内水压力传递到围岩表面的压力, 可认为是围岩分担的内水荷载, 所以, 0.7 MPa 内水压力时, 拱顶、左边墙、右边墙、左仰拱和右仰拱位置处围岩内水荷载分担比均非常小, 分别为 0.10%, 0.44%, 0.51%, 1.17% 和 2.27%, 因此, 围岩

承载作用可忽略不计。而且,隧洞拱顶和边墙沿深度围岩变形曲线(图15)也反映出内水加载时拱顶围岩几乎不发生变形,边墙处变形也非常小,最大值仅为0.024 mm。所以,环锚衬砌可不依赖于围岩条件而设计为独立承载。

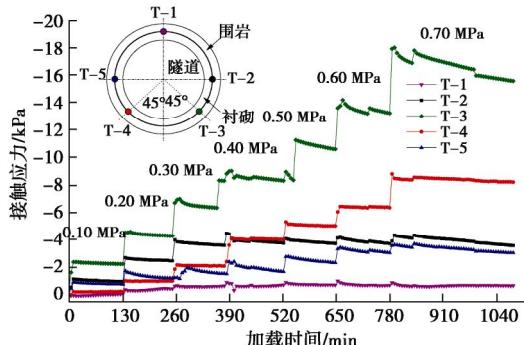


图13 围岩与衬砌接触压力变化曲线

Fig. 13 Contact pressure between surrounding rock and lining

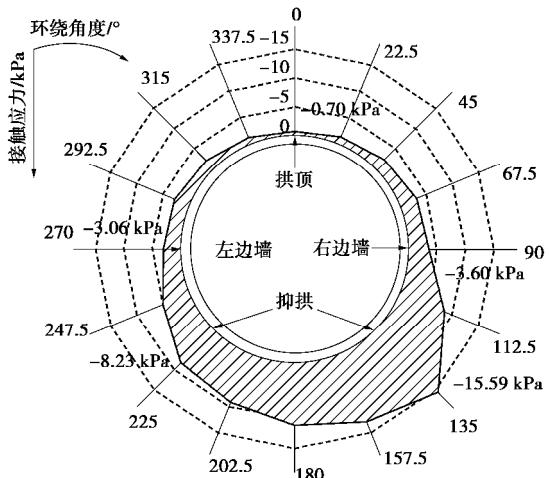


图14 围岩与衬砌接触压力空间分布特征

Fig. 14 Spatial distribution characteristics of contact pressure between surrounding rock and linings

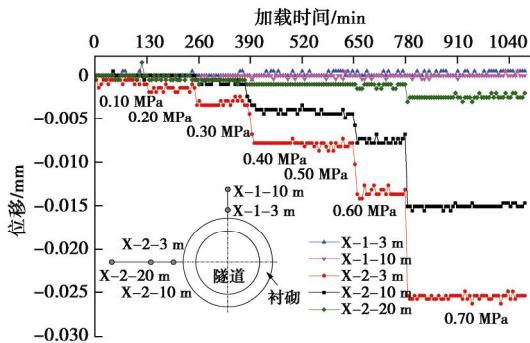


图15 拱顶和边墙沿深度围岩变形曲线

Fig. 15 Deformation of surrounding rock along vault and side wall

4 讨论

围岩与衬砌联合承载特性一直是隧道及地下工程领域研究的基本问题^[22]。隧道开挖和支护通常被认为是岩体卸荷过程^[23],即外荷载(围岩压力、外水压力

等)由围岩向衬砌方向传递。而压力隧洞内水压力超过外力时,荷载(内水压力)将转变为由衬砌向围岩方向传递,这却是一个典型的岩体加载过程。

环锚衬砌在内水压力作用前,受环锚拉力作用发生内缩,中上部衬砌和围岩会脱离^[8, 15],并产生空隙。原位试验未对衬砌背后空隙进行固结灌浆,所以,内水压力加载使衬砌产生的弹性变形可由衬砌和围岩之间的空隙吸收,预应力衬砌阻隔了内水荷载向围岩的传递,能使围岩不分担内水荷载,原位试验验证了环锚衬砌不依赖于围岩条件独立承载,可作为围岩极差时的压力隧洞支护。因此,它能为长期存在的“覆盖层薄、地质条件差且内水压力高”的大直径压力隧洞支护问题,提供解决新途径。

另外,一旦衬砌与围岩在内水加载前就接触,内水压力作用下二者必然联合承载,从而围岩分担部分内水荷载。实际工程可对衬砌背后固结灌浆,调整围岩和衬砌联合承载特性,利用围岩承载以降低环锚预应力设计值或增加衬砌结构安全裕度。

5 结论

依托引松工程长距离压力输水隧洞,开展预应力环锚衬砌大型原位加载试验研究,揭示了高内水作用下环锚衬砌的力学特性。原位试验结果表明:

(1) 环锚衬砌整体预应力分布均匀,高效地利用了锚索高强抗拉性和混凝土抗压性,常规钢筋作用极小,整体可不配筋或仅构造配筋。

(2) 锚具槽背后混凝土预应力稍薄弱,是高内水压作用下结构潜在破坏区域,但内水加载过程中衬砌环向、纵向预应力值趋于一致,将有效减缓预应力薄弱部位开裂倾向。

(3) 环锚衬砌具备优越的抗拉和抗渗性能,可不依赖于围岩条件而独立承载,也可利用围岩部分承载以降低预应力设计值或增加结构安全裕度,它能为覆盖层薄、地质条件差且内水压力高的大直径压力隧洞长期存在的支护难问题,提供解决新途径。

参考文献:

- [1] 永本隆行,米田武志,田中大三,等. Large P & PC segment works: construction works for rainwater storage under Osaka International Airport[J]. トンネルと地下, 2008, 39(8): 581 - 859. (TAKAYUKI N, TAKESHI Y, DAI EO T, et al. Large P & PC segment works: construction works for rainwater storage under Osaka International Airport[J]. Tunnels and Underground, 2008, 39(8): 581 - 859. (in Japanese))
- [2] SUHARDIMAN D, RUTHERFORD J, BRIGHT S J. Putting violent armed conflict in the center of the Salween hydropower debates[J]. Critical Asian Studies, 2017, 49(4):

- 349 - 364.
- [3] 赵延林, 王卫军, 万文, 等. 裂隙岩体渗流-断裂耦合机制及应用[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(4): 677 - 685. (ZHAO Yan-lin, WANG Wei-jun, WAN Wen, et al. Coupling mechanism of seepage-fracture in fractured rock mass and its application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(4): 677 - 685. (in Chinese))
- [4] VENGOSH A, JACKSON R B, WARNER N, et al. A critical review of the risks to water resources from unconventional shale gas development and hydraulic fracturing in the United States[J]. Environmental Science & Technology, 2014, 48(15): 8334 - 8348.
- [5] RAVKIN A A, ARKHIPOV A M. New design of reinforced concrete penstock compensator[J]. Hydrotechnical Construction, 1991, 25(3): 172 - 174.
- [6] TRUCCO G, ZELTNER O. Grimsel-Oberrar pumped storage system[J]. Water Power & Dam Construction, 1978(2): 351 - 357.
- [7] 隋春娥. 小浪底无黏结环锚预应力混凝土衬砌结构应力状态及安全评价分析[D]. 天津: 天津大学, 2014. (SUI Chun-e. Stress analysis and safety evaluation of Xiaolangdi pre-stressed tunnel lining with unbonded circular anchored tendons[D]. Tianjin: Tianjin University, 2014. (in Chinese))
- [8] MATT P, THURNHERR F, UHERKOVICH I. Presstressed concrete pressure tunnels[M]. Berne: VSL International LTD, 1978.
- [9] 林秀山, 沈凤生. 小浪底工程后张法无黏结预应力隧洞衬砌技术研究与实践[M]. 郑州: 黄河水利出版社, 1999. (LIN Xiu-shan, SHEN Feng-sheng. Research and practice of post-tensioning unbonded prestressed tunnel lining technology in Xiaolangdi Project[M]. Zhengzhou: The Yellow River Water Conservancy Press, 1999. (in Chinese))
- [10] 吕联亚, 杨宇, 李晓昆, 等. 黄河小浪底水利枢纽排沙洞隧洞锚具槽渗油渗水处理[J]. 中国建筑防水, 2009(2): 36 - 38. (LÜ Lian-ya, YANG Yu, TANG Wen-ning, et al. Treatment for oil and water penetration in anchorage channel of sand discharge tunnel, Xiaolangdi key water control project[J]. Chinese Building Waterproofing, 2009(2): 36 - 38. (in Chinese))
- [11] TARAS A, GREINER R. Scope of the design assumption for pressure tunnel steel linings under external pressure[J]. Stahlbau, 2007(10): 730 - 738.
- [12] 津嘉山淳子. 「P&PC セグメント」を用いた、長距離・大口径シールドの高速施工[J]. Journal of Sewerage Monthly, 2011, 34(9): 10 - 15. (JUNKO T. Rapid construction for long distance large diameter shield by "P & PC segment" method[J]. Journal of Sewerage Monthly, 2011, 34(9): 10 - 15. (in Japanese))
- [13] 穆景付, 隋春娥, 王晓哲. 无黏结环锚预应力混凝土衬砌结构优化[J]. 水力学报, 2014, 45(1): 103 - 108. (MU Jing-fu, SUI Chun-e, WANG Xiao-Zhe. Structure optimization of the pre-stressed tunnelling with un-bonded circular anchored tendons[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2014, 45(1): 103 - 108. (in Chinese))
- [14] 曹瑞琅, 王玉杰, 赵宇飞, 等. 无黏结曲线锚索式预应力衬砌结构数值建模方法研究[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2016, 14(6): 471 - 477. (CAO Rui-lang, WANG Yu-jie, ZHAO Yu-fei, et al. Study on numerical modeling method of the prestressed tunnel lining with unbonded curve anchored tendons[J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2016, 14(6): 471 - 477. (in Chinese))
- [15] KAZUYOSHI N. Development of a prestressed and precast concrete segment lining[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2003(18): 243 - 251.
- [16] PI Jin, WANG Xiao-gang, CAO Rui-lang, et al. Innovative loading system for applying internal pressure to a test model of pre-stressed concrete lining in pressure tunnels[J]. Journal of Engineering Research, 2018, 6(2): 24 - 44.
- [17] SL 279—2016 水工隧洞设计规范[S]. 2016. (SL 279—2016 Specification for design of hydraulic tunnels[S]. 2016. (in Chinese))
- [18] FAHIMIFAR A, SOROUSH H. A theoretical approach for analysis of the interaction between grouted rockbolts and rock masses[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2005, 20: 333 - 343.
- [19] SIMANJUNTAK T D Y F, MARENCE M, MYNETT A E, et al. Pressure tunnels in non-uniform in situ stress conditions[J]. Tunnelling & Underground Space Technology, 2014, 42(5): 227 - 236.
- [20] 杨伯源. 工程弹塑性力学[M]. 北京: 机械工业出版社, 2014. (YANG Bo-yuan. Engineering elastic-plastic mechanics[M]. Beijing: China Machine Press, 2014. (in Chinese))
- [21] 顾欣, 夏元友, 陈安敏. 在开挖与超载过程中锚固洞室锚索预应力变化特征[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增刊2): 4238 - 4244. (GU Xin, XIA Yuan-you, CHEN An-min. Variation characteristics of anchor cable prestress during underground opening excavation and overloading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics Engineering, 2007, 26(S2): 4238 - 4244. (in Chinese))
- [22] FULVIO T. Sequential excavation, NATM and ADECO: what they have in common and how they differ[J]. Tunnelling and underground Space Technology, 2010, 25(3): 145 - 265.
- [23] 吴顺川, 潘旦光, 高永涛. 深埋圆形巷道围岩和衬砌相互作用解析解[J]. 工程力学, 2011, 28(3): 136 - 142. (WU Shun-chuan, PAN Dan-guang, GAO Yong-tao. Analytic solution for rock-liner interaction of deep circular tunnel[J]. Engineering Mechanic, 2011, 28(3): 136 - 142. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201908018

压实黏土剪切带渗透特性试验研究

王 刚^{1, 2}, 游克勤^{1, 2}, 魏 星³, 张建民⁴

(1. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045; 2. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045;

3. 西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031; 4. 清华大学土木水利学院, 北京 100084)

摘要: 针对中国在建和拟建的 300 m 级高堆石坝心墙黏土(尤其是接触黏土)在大剪切变形、高水头作用下渗透安全性评价的重大需求, 采用新研发的土体环剪渗透试验装置对某高堆石坝心墙黏土进行了系列竖向压缩—环向剪切—径向渗流试验, 测定了不同压实密度的黏土剪切带在不同竖向压力下导水系数随剪切位移的变化过程, 揭示了压实黏土在大剪切变形过程中渗透特性的演化规律、内在机理及影响因素。在高竖向压力下, 剪切带在剪切过程中被压缩得更密实, 其导水系数在剪切过程中并不增大, 剪切带在经历大剪切变形后仍具有良好的抵抗渗流的能力。在低竖向压力下, 剪切带内土体破碎、错动、形成空隙, 从而导致其导水系数急剧增大。对于所用的黏土, 压实过程导致的前期固结压力可以粗略作为判别产生剪切渗漏带的门槛应力值。超固结的压实黏土易产生剪切渗漏带的试验发现, 比目前传统的水力劈裂假设可以更好地解释和判别坝体中集中渗漏发生的条件及部位。

关键词: 导水系数; 剪切带; 渗流试验; 超固结; 黏土心墙

中图分类号: TU411 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1530-08

作者简介: 王 刚(1978—), 男, 博士, 教授, 主要从事岩土本构理论、土动力学和岩土工程数值计算方面的研究。

E-mail: cewanggang@163.com。

Experimental study on permeability of shear bands in compacted clay

WANG Gang^{1, 2}, YOU Ke-qin^{1, 2}, WEI Xing³, ZHANG Jian-min⁴

(1. Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Chongqing 400045, China; 2. School of Civil Engineering,

Chongqing University, Chongqing 400045, China; 3. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China;

4. School of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: Several 300 m-high rock-fill dams with clay core are being constructed or will be constructed in China, raising an urgent need for evaluating the safety against seepage failure of the clay core after experiencing large shear deformation and subjected to high water heads. A series of vertical-consolidation, circumferential-shear and radial-seepage tests are conducted on a clay using a newly-invented ring shear permeameter. The variations of the hydraulic transmissivities of the shear bands are measured for the specimens with different compaction densities and under different surcharge pressures. When being largely sheared, the original arrangement and bonding among particles in a shear band are damaged. Under high surcharge pressure, the shear band is compressed more tightly and becomes denser, and thus little increase can be observed in its hydraulic transmissivity. Conversely, under low surcharge pressure, the shattered fragments in the shear band glide, rotate, roll and climb across each other, leading to a looser packing, and as a result, the hydraulic transmissivity of the shear band increases sharply. It seems that the preconsolidation pressure originating from compaction may serve as a threshold value to determine whether the permeability will increase for the test clay. The test results highlight an important fact that the heavily over-consolidated clay can generate shear bands of remarkably reduced seepage resistance during shearing, which can be used to explain more rationally the trigger conditions and positions of concentrated leakages happened in earth dams than the conventional hydraulic fracturing hypothesis.

Key words: hydraulic transmissivity; shear band; seepage test; over consolidation; clay core

0 引言

现代的高堆石坝都是分区坝^[1], 以利用高抗剪强度的堆石材料保证坝体的稳定性, 在坝体内部或上表

面则采用低渗透性的材料来阻断通过坝体的渗流。黏

基金项目: 国家自然科学基金项目(41602286, 51679016); 重庆市基础研究与前沿探索项目(cstc2018jcyjAX0752)

收稿日期: 2018-04-22

土由于取材方便, 被广泛地应用于大坝的防渗体填筑。目前正在建设或可行性研究论证的长河坝、两河口、双江口和如美等 300 m 级高堆石坝都选择了黏土心墙坝的型式。由于河谷中部坝段的沉降大于两侧岸坡坝段的沉降, 填筑过程中两侧岸坡坝段向河谷中部变形, 于是在坝体与两岸岸坡的接触附近会产生大剪切变形。另外, 在岸坡或基岩地形陡变处也会由于差异沉降产生大的剪切变形。这些剪切变形带(面)平行于上下游方向, 在上游水压力作用下很容易产生集中渗漏, 导致冲蚀或接触冲刷。因此, 大剪切变形后心墙黏土(含接触黏土)的渗透特性的变化是高心墙堆石坝论证和设计中最关心的问题之一。

关于黏土的渗透性研究, 早期都是采用一维渗透仪或三轴渗透仪研究土的物理因素对渗透性的影响, 如土体的粒径、干密度、孔隙比等物理因素^[2]。但是一维渗透仪和三轴渗透仪等传统的渗透试验装置将土样置于侧限或三轴应力状态下进行渗流测试, 不能对土单元施加大的剪切作用, 不能测定土体剪切后沿剪切面渗流的变化^[3]。针对断层破碎带在挤压剪切后渗透特性的变化, Dewhurst^[4]、Zhang 等^[5]、Kimura 等^[6]利用改进的环剪仪进行了土体剪切前后的渗透试验。这些研究发现: ①剪切带的渗透系数表现出明显的各向异性, 平行于剪切带的渗透系数远大于垂直于剪切带的渗透系数; ②剪切带剪切后的渗透系数可能增大也可能减小, 与颗粒破碎以及剪切带的组构变化有关, 而颗粒破碎及组构变化又受到黏粒含量和颗粒组成的影响。针对堆石坝心墙黏土变形后的渗透特性变化, 雷红军等^[7]利用改进的三轴多向渗透试验装置研究了重塑黏土压缩至不同轴向应变时渗透系数的变化规律, 发现渗透系数随着轴向应变的增加而减小并最终趋于稳定, 渗透系数的减小趋势可由试样在三轴压缩过程中逐渐变密实来解释。雷红军等^[8]和 Luo 等^[9]分别研制了接触面剪切渗流试验装置, 研究了黏土-结构接触面剪切变形后的渗流特性。王刚等^[10-11]和魏星等^[12]利用一种新研制的土体扭转剪切渗透试验装置研究了黏土在压-剪耦合条件下渗透特性随着剪应变的变化, 初步发现固结应力状态对于压实黏土剪切变形后渗透特性的变化有很大影响。虽然已有研究成果已经证实剪切变形对于黏土的渗透特性有重要的影响, 但是由于仪器设备的限制, 对压实黏土剪切后的渗透特性的变化规律、内在机理及其影响因素还缺乏系统的认识。

针对中国在建和拟建的 300 m 级高心墙堆石坝心墙黏土在大剪切变形、高水头作用下渗透安全性评价的重大需求, 本文利用一种新研发的环剪渗透试验装置, 以某高堆石坝的心墙黏土为研究对象, 系统进行不同压实密度的试样在不同竖向压力下的剪切渗透试

验、旨在揭示剪切变形过程中压实黏土剪切带渗透特性的演化规律、内在机理及其影响因素, 在此基础上初步探讨心墙可能的渗透破坏模式和相应的评价方法。

1 环剪渗透试验装置

1.1 仪器介绍

新研制的环向剪切、径向渗透试验装置见图 1^[13]。该装置由盛放试样的剪切盒、竖向加压系统、扭转剪切系统和渗流加压系统以及控制面板组成。剪切盒由上下剪切半盒和盛水内腔组成, 空心圆柱试样置于其中, 在竖向压力作用下为侧限压缩的条件。在扭转电机的作用下, 上下剪切盒产生相对扭转位移, 使得空心圆柱试样在中截面产生环向的剪切带。剪切盒的内腔与渗流加压管及测试系统连接; 在内腔水压作用下, 渗流水从剪切盒内壁的预留缝隙进入试样, 经径向渗流后由外壁的缝隙流出。竖向加压系统由 GDS 压力体积控制器和液压油缸组成, 可为试样提供的最大竖向压力为 2 MPa。扭转剪切系统采用电机施加扭矩, 可以产生无限的环向剪切位移。渗流加压系统采用另一套 GDS 压力体积控制器进行, 可以在施加常压力的条件下精确测量渗透水量。对于较小的水头, 也可采用量管施加渗流水压并测量渗流量。

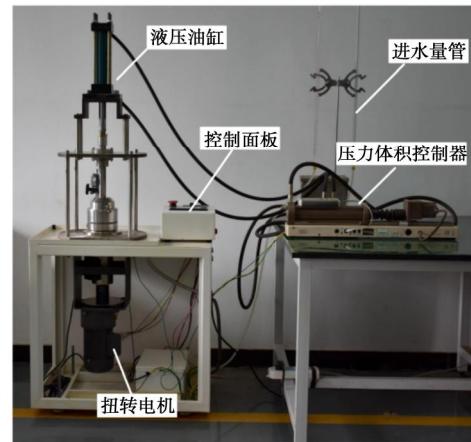


图 1 环剪渗透试验装置

Fig. 1 Ring-shear seepage testing apparatus

1.2 剪切前土样渗透系数的计算

图 2 给出了剪切盒及空心圆柱试样的轴对称剖面图。空心圆柱试样的内径 r_i 为 3 cm, 外径 r_o 为 5 cm; 上下剪切盒间预留有开度 d 为 2 mm 的缝。如图 2 中的流网所示, 内腔的水从剪切盒内壁的预留缝进入试样, 然后从外壁的预留缝流出。在这样的边界条件下, 渗透水不仅在预留缝的高度范围内(图 2 中虚线范围)流动, 在缝的上下两侧也有绕流, 总的渗流量 Q_t 包含两个部分: 预留缝的高度范围内的渗流量 Q_d 和预留缝

上下两侧的绕流量 Q_w 。

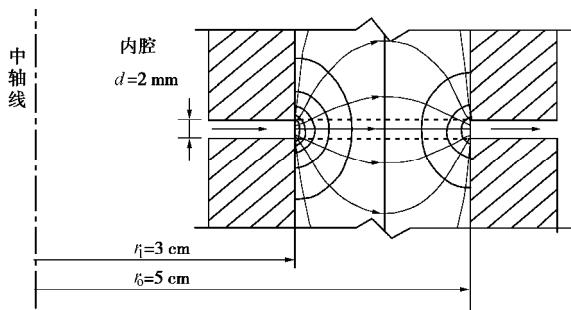


图 2 试样轴对称剖面和剪切前渗流流网示意图

Fig. 2 Axisymmetric section of specimen and flow nets before shearing

对于图 2 所示的渗流边界条件, 很难得出计算渗流量的解析公式, 借助于有限元数值方法, 本文采用如下思路给出简易的计算方法。先假设虚线上下两侧的土体不透水, 那么渗流只沿缝的高度范围内进行, 渗流沿缝的高度方向是均匀的, 可以推导得出单位时间渗流量的解析计算公式为^[11]

$$Q_d = \frac{2\pi k_0 d \Delta H}{\ln r_o - \ln r_i} , \quad (1)$$

式中, r_i 为试样的内径 (m), r_o 为试样的外径 (m), k_0 为剪切前土的渗透系数 (m/s), d 为预留缝的开度 (m), ΔH 为施加在内腔里的水头 (m)。当上下两侧都为土时, 渗流变为图 2 所示的形式, 可以在式 (1) 前加一个修正系数 a 计算总渗流量 Q_t , 即

$$Q_t = a Q_d = a \frac{2\pi k_0 d \Delta H}{\ln r_o - \ln r_i} . \quad (2)$$

对于给定的试样尺寸和缝的开度, 只要试样是均匀的, 无论渗透系数还是渗流水头变化, 试样未剪切时修正系数 a 均为常数。 a 的值可以由有限元计算得到的渗流总量 Q_t 除以公式 (1) 计算的渗流量 Q_d 得到, 即 $a = Q_t / Q_d$, 对于本设备, 标定的 a 值为 1.95。于是, 本设备用于渗流测试时, 可根据一定水头 ΔH 作用下测得的总流量 Q_t , 由式 (2) 得到剪切前土的渗透系数 k_0 的计算公式如下:

$$k_0 = \frac{Q_t (\ln r_o - \ln r_i)}{2\pi a d \Delta H} . \quad (3)$$

1.3 剪切带导水系数的计算

试样在环向剪切作用下会形成一个剪切带, 剪切带的厚度与土的物理性质 (颗粒大小、塑性指数等) 和所处的状态有关, 实际剪切带的厚度不一定等于本设备预留缝的开度。本文不讨论剪切带的厚度, 采用导水系数来表征剪切带 (预留缝高度范围内土体) 的渗透特性。对于均匀的剪切带, 导水系数与渗透系数的关系为

$$T \approx k_s d_s , \quad (4)$$

式中, T 为剪切带的导水系数 (m^2/s), k_s 为剪切带土体的渗透系数, d_s 为剪切带的厚度。本文假设 d_s 等于预留缝的开度 d (2 mm), 该假设只影响剪切带内土体的渗透系数的具体值, 不影响对变化规律的分析。

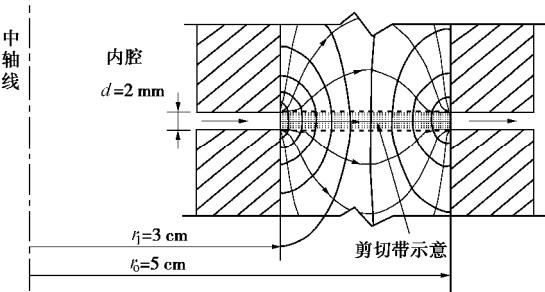


图 3 剪切后试样轴对称渗流流网示意图

Fig. 3 Flow nets along axisymmetric section after shearing

试样剪切后, 预留缝内土体的渗透特性发生变化 (增大或减小), 不仅使得预留缝内的渗流发生改变, 其上下两侧的绕流也会改变。图 3 给出了预留缝内 (阴影部分) 的土体渗透系数增大 10 倍后渗流流网示意图。对比图 2, 3, 可以看出虽然流网有一定的改变, 但为了简便地估算通过剪切带的渗流量, 可以近似假设上下两侧的绕流量不变, 根据式 (1), (2), 绕流量 Q_w 可估算如下:

$$Q_w \approx (a - 1) \frac{2\pi k_0 d \Delta H}{\ln r_o - \ln r_i} , \quad (5)$$

式中, k_0 为土体的初始渗透系数, 采用未剪切时的试验测试渗流量再按式 (3) 计算得到。从剪切后通过的渗流总量 Q'_t 中减去通过上下两侧土体的绕流量 Q_w , 即可得到通过剪切带的流量 Q'_d 估算公式为

$$Q'_d \approx Q'_t - (a - 1) \frac{2\pi k_0 d \Delta H}{\ln r_o - \ln r_i} , \quad (6)$$

再根据导水系数的定义, 可通过总流量 Q'_t 和渗流水头 ΔH 计算得到剪切带导水系数 T 的公式为

$$T \approx \frac{(\ln r_o - \ln r_i) Q'_t - (a - 1) 2\pi k_0 d \Delta H}{2\pi \Delta H} . \quad (7)$$

2 试验方案

2.1 试样制备

试验土料为某堆石坝采用的心墙黏土料, 其基本物理特性指标见表 1, 其在标准击实功下的最优含水率为 18.2%, 最大干密度为 1.74 g/cm³。

空心圆柱试样利用与环剪渗透试验装置相配套的剪切盒固定模具和击实装置制备, 制样步骤如下:

(1) 准备土料。依据试验指定的干密度和黏, 计算称取土料和纯净水, 混合均匀后装入密封袋中静置 24 h, 使重塑土含水率分布均匀。

(2) 试样击实。将上、下剪切盒整体取出, 放在击实装置底座上, 安装对开防震护壁, 固定上下剪切盒使其形成一个整体。制样时将土料均匀分三层击实, 各层间进行刨毛处理, 使层间紧密结合, 防止试样中出现结构面或分层。同一密度的试样, 采用相同的分层厚度、提锤高度和锤击次数, 并在每一试样击实完成后反算干密度, 保证制样后的密度和指定的目标密度相差不超过±2%。

(3) 试样饱和。在土样顶面放置透水石, 将已装样的扭剪渗透试验装置放置于真空饱和装置内, 对土样进行抽气饱和。

表1 试验土料的基本物理性质指标

Table 1 Physical properties of test clay

液限 $w_L/\%$	塑限 $w_p/\%$	颗粒相对 密度 G_s	最优含水 率 $w_{opt}/\%$	最大干密度 $r_{dmax}/(g\cdot cm^{-3})$
37.1	15.3	2.72	18.2	1.74

2.2 试验方案

对试样竖向加压固结稳定后, 测定环向剪切至不同剪切位移时沿剪切带的渗流量变化。试验的具体过程如下: 首先, 对土样施加到设定的竖向压力 s_v , 保持该竖向压力不变使试样达到变形稳定; 在指定的水头 ΔH 下进行稳定渗流试验, 按式(3)测定土样剪切变形前的渗透系数 k_0 。然后, 对试样进行分级扭转剪切作用, 同时记录扭转角度、扭矩和试样顶部的竖向位移; 当剪切至预定的角度时(分级增量先小后大, 最小增量为1°), 保持剪切角度不变, 在指定的水头 ΔH 下进行稳定渗流试验。稳定渗流试验需要连续测得3次渗流量, 并计算导水系数, 当导水系数变化量小于 $5 \times 10^{-n-1}$ 时(n 为导水系数的数量级), 则认为渗流达到稳定。如此逐级剪切, 逐渐进行稳定渗流试验, 直至试样达到指定的最大剪切角后停止试验。本次试验指定的最大剪切角度为100°, 对应试样的环向剪切位移7.0 cm。

对于同一种黏土, 压实密度和固结压力是影响黏土渗透特性的两个最重要的因素。为了观测这两个因素对压实黏土渗透特性的影响规律, 设计了不同压实密度的试样在不同竖向压力下的试验, 试验方案见表2。另外, 压实黏土的微观结构与击实含水率有关, 表中的三个压实密度下试样的制样含水率都为标准击实功下的最优含水率(18.2%)。不同的压实密度通过改变击实功(锤击数)得到。

前期固结压力是压实黏土对于压实过程的内在记忆, 对其变形特性有很大的影响。不同的压实密度对应不同的前期固结压力, 图4给出了3种压实密度的试样的侧限压缩曲线。根据压缩曲线, 由Casagrande

法可以大致估算干密度 $r_d=1.68, 1.74, 1.80 g/cm^3$ 的试样对应的前期竖向固结压力 s_{v0} 分别约为80, 100, 160 kPa。

表2 试验方案

Table 2 Test schemes

制样干密度 $r_d/(g\cdot cm^{-3})$	竖向固结压力 s_v/kPa	渗流水头 $\Delta H/m$
1.68	40, 80, 160, 320	1.0
1.74	50, 100, 200, 400	1.0
1.80	50, 100, 200, 400	1.0

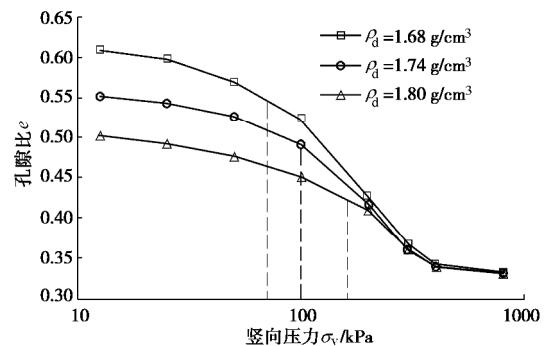


图4 不同压实干密度的试样的侧限压缩曲线

Fig. 4 Compression curves of specimens with different densities

3 试验结果

图5(a)给出了压实密度 $r_d=1.74 g/cm^3$ 的试样的试验结果。测得的环向剪应力和竖向位移的变化曲线符合直剪试验得出的一般规律, 表明本试验设备的剪切性能良好。

图5(b)给出了试样顶部竖向位移随环向剪切位移的变化曲线。在 $s_v=50, 100$ kPa时, 试样顶部竖向位移随着剪切位移的增加先略有减小, 然后逐渐增大, 表明剪切带在剪切过程中先略有收缩, 然后膨胀, 并且50 kPa竖向压力下的膨胀量大于100 kPa下的膨胀量。当 s_v 增大为 200, 400 kPa 时, 试样顶部竖向位移随着剪切位移的增加一直减小, 最后趋于稳定, 表明剪切带在剪切过程中一直是收缩的, 且竖向固结压力越大, 体积收缩量越大。

图5(c)给出了剪切带导水系数随剪切位移的变化过程, 可以看出, 由于竖向压力的不同, 剪切带导水系数呈现出不同的变化趋势。 $s_v=50$ kPa时, 导水系数随着剪切位移的增长而急剧增加, 剪切前的导水系数初始值为 $5 \times 10^{-11} m^2/s$, 当剪切位移大于1 cm时, 导水系数增大至 $4 \times 10^{-9} m^2/s$, 增大了近两个数量级。当 s_v 增大至 100 kPa 时, 导水系数变为只有数倍的增大。而当 s_v 进一步增大至 200, 400 kPa, 剪切带的导水系数并没有明显的增大, 甚至略有减小。

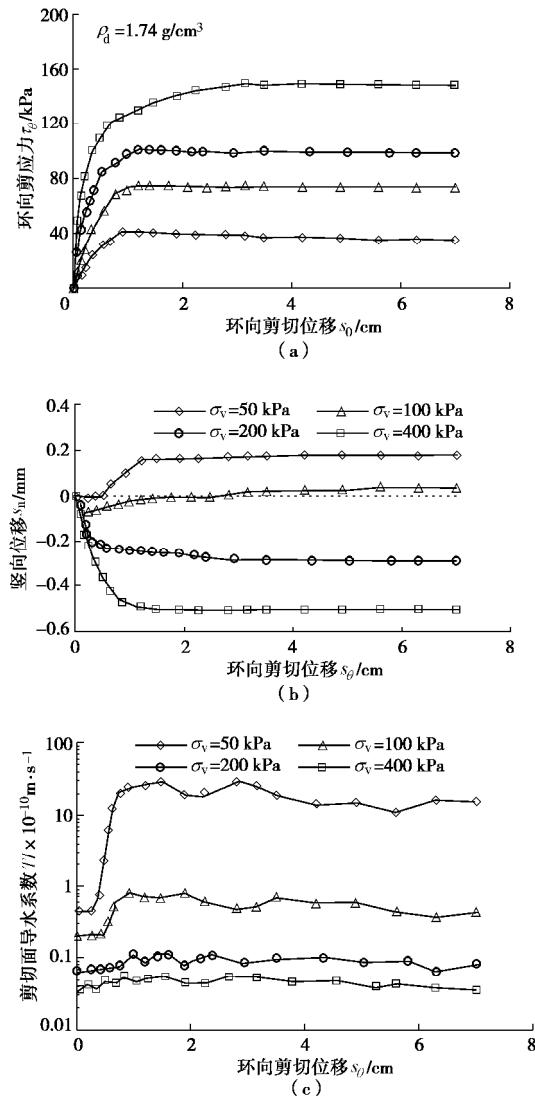


图 5 $r_d = 1.74 \text{ g/cm}^3$ 试样的试验结果

Fig. 5 Test results of specimens with $r_d = 1.74 \text{ g/cm}^3$

图 6, 7 分别给出了另外两个压实密度 ($r_d = 1.68, 1.80 \text{ g/cm}^3$) 的试样的试验结果。可以看出，虽然它们的初始导水系数的数值及剪切后导水系数变化的具体幅度不同。但是导水系数的增大或减小的规律与 $r_d = 1.74 \text{ g/cm}^3$ 的试样类似。 $r_d = 1.68 \text{ g/cm}^3, \sigma_v = 40 \text{ kPa}$ 的试验结果和 $r_d = 1.80 \text{ g/cm}^3, \sigma_v = 50 \text{ kPa}$ 的试验结果进一步验证了低竖向压力下剪切带剪胀，导水系数显著增大的事实。 $r_d = 1.68 \text{ g/cm}^3, \sigma_v = 320 \text{ kPa}$ 的试验结果以及 $r_d = 1.80 \text{ g/cm}^3, \sigma_v = 400 \text{ kPa}$ 的试验结果也进一步证实了高固结压力下剪切带剪缩，导水系数不会明显增大的事实。

由图 4 已经得出， $r_d = 1.68 \text{ g/cm}^3$ 的试样的前期固结压力 $\sigma_{v0} = 80 \text{ kPa}$ ， $r_d = 1.74 \text{ g/cm}^3$ 的试样的前期固结压力 $\sigma_{v0} = 100 \text{ kPa}$ 。有趣的是， $r_d = 1.68 \text{ g/cm}^3, \sigma_v = 80 \text{ kPa}$ 的试验结果与 $r_d = 1.74 \text{ g/cm}^3, \sigma_v = 100 \text{ kPa}$ 的试验结果相似，可能是因为它们的当前竖向压力都在前期

固结压力附近。当竖向压力 σ_v 同样为 100 kPa 时，在剪切过程中 $r_d = 1.80 \text{ g/cm}^3$ 的试样导水系数的增幅明显大于 $r_d = 1.74 \text{ g/cm}^3$ 的试样导水系数的增幅。考虑到 $r_d = 1.80 \text{ g/cm}^3$ 试样的前期固结压力 $\sigma_{v0} = 160 \text{ kPa}$ ，该试验现象意味着导水系数的变化趋势不是取决于当前竖向压力的绝对大小，而是由当前竖向压力与前期固结压力的相对大小决定。

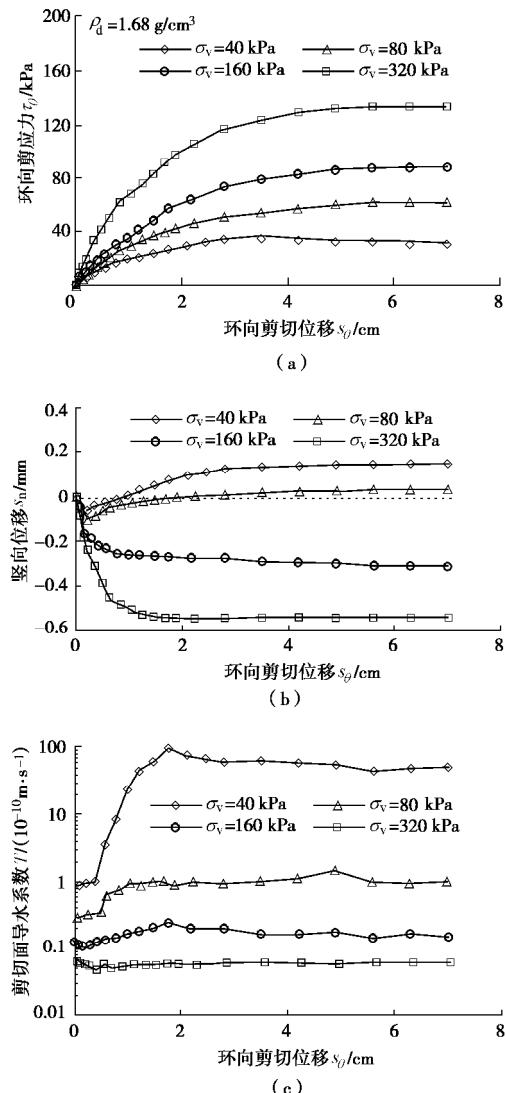


图 6 $r_d = 1.68 \text{ g/cm}^3$ 试样的试验结果

Fig. 6 Test results of specimens with $r_d = 1.68 \text{ g/cm}^3$

4 规律和机理

图 8 给出了 3 种压实密度的试样剪切前后导水系数随竖向压力的变化曲线。预留缝内土层的导水系数随竖向压力增加而减小，但是增速逐渐减小。该现象可以用图 4 的竖向压缩曲线来解释，即随着压力的增加，试样被压得更密，试样中的孔隙更小，因而导水系数更低。

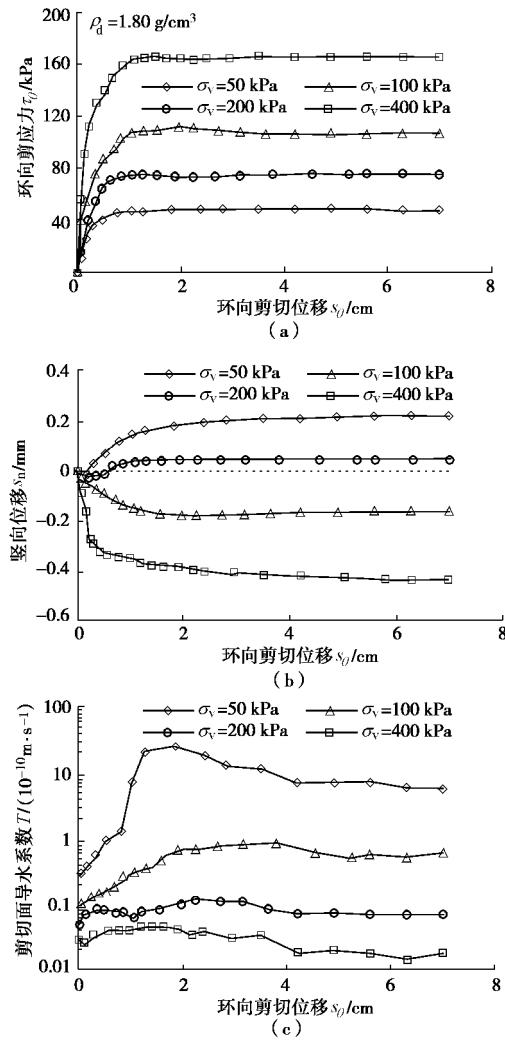
图 7 $r_d=1.80 \text{ g/cm}^3$ 试样的试验结果Fig. 7 Test results of specimens with $r_d=1.80 \text{ g/cm}^3$

图 8 中同时绘出了 3 种压实密度的试样的前期竖向固结压力的位置。对比剪切前后 3 种压实密度试样的导水系数的变化趋势，可以大致认为：当竖向压力低于前期竖向固结压力时，导水系数在剪切后会显著增加；当竖向压力高于前期固结压力时，导水系数变化并不明显。该对比图更清楚地说明了前期竖向固结压力可以当作一个门槛值来粗略衡量当前竖向压力的大小，从而判别压实黏土剪切后渗透性的变化趋势。当然，对于其它土类，这个门槛值不一定刚好是前期竖向固结压力，门槛值还可能与土的物理性质指标（如黏粒含量、塑性指数、液性指数等）以及压实含水率等有关。

剪切后导水系数的变化与剪切带的剪胀行为有良好的相关性。图 9 给出了导水系数放大倍数 T/T_0 与试样顶部竖向位移量 s_n 的关系， T_0 为剪切前的导水系数 ($T_0=k_0d$)。3 种压实密度下，导水系数变化趋势与竖向位移有一致的相关关系：当竖向位移为负值（剪缩）时，导水系数剪切前后的变化幅度很小，导水系数放大倍数 T/T_0 在 1 左右波动；当竖向位移为正值（剪胀）

时，导水系数放大倍数 T/T_0 增大，且增速随着竖向位移的增大急剧增加。

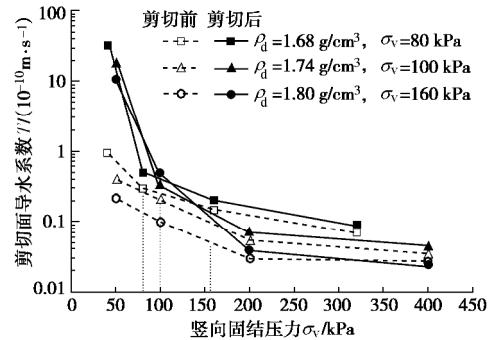


图 8 导水系数变化与竖向压力的关系

Fig. 8 Change of hydraulic transmissivity with surcharge pressure

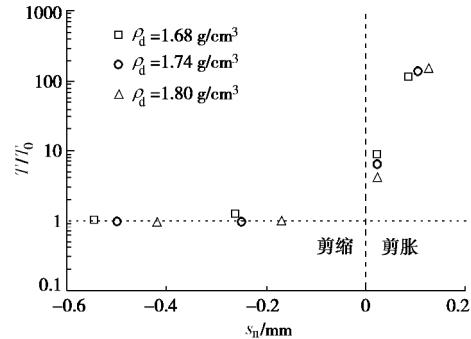


图 9 导水系数变化与剪胀性的关系

Fig. 9 Change of hydraulic transmissivity with shear-dilatancy

剪切带的膨胀和收缩反映了剪切带的微观结构的两种不同变化特征。图 10 给出了 $r_d=1.74 \text{ g/cm}^3$ 的压实黏土分别在 50 和 400 kPa 竖向压力下剪切后横断面的显微镜放大图片，从中可以看出两种不同的剪切带特征。在低竖向压力（50 kPa）下，剪切带内土体破碎成小块体，小块体相互错动、爬升、相互之间形成空隙，于是剪切带导水系数显著增大。然而，在高竖向压力（400 kPa）下，图中基本没有明显的剪切裂缝，剪切带上下两侧的土体紧密贴合滑动，形成一个密合的挤压滑动面，于是导水系数没有明显增加。

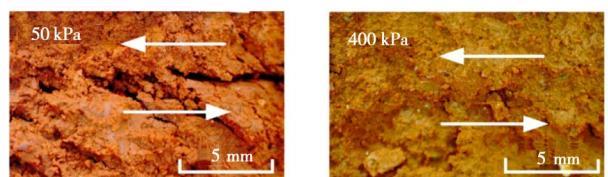


图 10 剪切带的显微镜图片

Fig. 10 Microscopic photos illustrating shear bands

5 讨 论

土石坝初次蓄水时，常在坝体与两岸岸坡接触处的中上高程观测到渗漏的现象^[14]，例如美国 Teton 坝初期蓄水时，在右坝肩与基岩接触处的中上部高程处发生了集中渗漏，然后由于冲刷和冲蚀，渗漏通道快

速扩大, 数小时后坝体溃决^[15]。当然, Teton 坝只是一个极端案例。现代设计的绝大部分土石坝, 心墙黏土有良好设计的上下游反滤料保护, 再加上初期蓄水时的观测和蓄水速度的控制措施, 即使出现一些集中渗漏的现象, 在一定时间后渗漏通道也会自愈, 一般不会造成严重的后果。

水力劈裂常被用来解释 Teton 坝的破坏以及一些坝在初期蓄水时的渗漏^[15-20]。水力劈裂的总应力法判据为土体中某一面的水压力超过该面上的总应力(及其与土体的抗拉强度之和); 水力劈裂的有效应力法判据为水力劈裂是土体中的最小有效主应力达到土的抗拉强度。但是按照上述判据, 模型试验和数值计算几乎算不出来满足水力劈裂的应力条件^[21]。为此, 一些学者又发展了基于弱面水压楔劈效应^[22]、断裂力学^[23]或非饱和土力学^[24]等新的水力劈裂判据。他们虽然能模拟出水力劈裂的现象, 但需要预先设置渗透弱面, 不能事先预测渗漏可能发生的位置。

本文试验结果揭示了一个长期被忽视的重要事实: 严重超固结的压实黏土在剪切后会形成渗透性急剧增大的剪切带(简称为剪切渗漏带); 从而提供了一种新的途径来解释和评价土石坝渗漏的发生条件和部位。高坝的心墙都被碾压得很密实(压实度大于 98%)^[1], 使得心墙黏土具有较高的前期固结压力, 而两岸坝肩与岸坡的接触部位正好是小固结压力和大剪切应变区, 所以出现剪切渗漏带的机率大。当然在其他区域, 例如岸坡地形陡变区域, 由于拱效应和差异沉降也能满足小固结压力和大剪应变两个条件, 也可能出现剪切渗漏带。

触发剪切渗漏带的应力条件较传统水力劈裂判别的应力条件更容易满足(不需要某一面上的产生拉应力), 因此在实际工程设计中应该更重视判别剪切渗漏带的评价。评价的具体步骤为: ①针对具体所采用的心墙黏土料(特别是接触土料), 进行系统的剪切渗透试验得出剪切渗漏带发生的应力条件; ②结合精细化的应力变形分析, 可以给出可能出现渗漏的部位; ③通过在大坝体型设计、材料选择、碾压控制方面优化调整, 尽量避免出现剪切渗漏带; ④如果在一些部位确不能避免剪切渗漏带, 可结合上下游反滤料的保护作用以及初期蓄水时的观测和蓄水速度控制, 使剪切渗漏带自愈。

在高坝工程中心墙的设计压实度一般都大于规范^[1]推荐的压实度, 以使心墙黏土具有较高的模量、较高的抗渗透破坏比降, 并且一般没有最高压实度的控制要求。近年来由于碾压机械的进步, 检测的心墙压实度一般很高, 有时还可能大幅超过设计压实度。然而, 根据本文的研究成果, 在上覆压力或固结压力小的心

墙区域(比如上部的岸坡部位), 过高的压实度会增大心墙的超固结程度, 增大剪切渗漏带出现的风险。在心墙的上部区域, 尤其是上部的岸坡区域, 可考虑减小压实度控制指标(如按低坝的要求控制), 并应避免过度压实。

6 结 论

采用新研发的土体环剪渗透试验装置对某堆石坝心墙黏土进行了系列竖向压缩-环向剪切-径向渗流试验, 得出了以下新认识:

(1)压实黏土在大剪切变形过程中渗透特性的变化趋势取决于当前固结压力的大小。在高固结压力下, 剪切带的导水系数在剪切过程中并不增大, 剪切带在经历大剪切变形后仍具有良好的抵抗渗流的能力。反之, 在低固结压力下, 剪切带的导水系数在剪切后急剧增大。

(2)低固结压力下, 压实黏土在剪切后形成剪切渗漏带的现象可以由超固结黏土的特殊变形特性来解释。严重超固结时, 剪切带内的土体破碎成小块体, 小块体相互错动、爬升、相互之间形成空隙, 使得渗流通道扩大, 因而导水系数显著增大。对于本文所用的黏土, 压实过程导致的前期固结压力可以粗略作为触发剪切渗漏带的门槛应力值。

(3)严重超固结的压实黏土在剪切后会产生剪切渗漏带的试验事实, 比目前传统的水力劈裂假设可以更好地解释为什么坝肩与两岸岸坡的接触部位是高风险渗漏区。触发剪切渗漏带的应力条件较传统水力劈裂判别的应力条件更容易满足(不需要某一面上的产生拉应力), 在实际工程设计中应该更重视判别剪切渗漏带的评价。

参 考 文 献:

- [1] DL/T 5395—2007 碾压式土石坝设计规范[S]. 2007. (DL/T 5395—2007 Design specification for rolled earth-rock fill dams[S]. 2007. (in Chinese))
- [2] 刘杰. 土的渗透稳定与渗流控制[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1992. (LIU Jie. Seepage stability and seepage control of soil[M]. Beijing: China Water Power Press, 1992. (in Chinese))
- [3] GB/T 50123—1999 土工试验方法标准[S]. 1999. (GB/T 50123—1999 Standard for Soil test method[S]. 1999. (in Chinese))
- [4] DEWHURST D N. Fabric and hydraulic conductivity of sheared clays[J]. Géotechnique, 1996, 46(4): 761 - 769.
- [5] ZHANG S, TULLIS T E. The effect of fault slip on

- permeability and permeability anisotropy in quartz gouge[J]. Tectonophysics, 1998, **295**(1/2): 41 - 52.
- [6] KIMURA S, KANEKO H, ITO T, et al. Investigation of fault permeability in sands with different mineral compositions (evaluation of gas hydrate reservoir)[J]. Energies, 2015, **8**(7): 7202 - 7223.
- [7] 雷红军, 卞锋, 于玉贞, 等. 黏土大剪切变形中的渗透特性试验研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(4): 1130 - 1133. (LEI Hong-jun, BIAN Feng, YU Yu-zhen, et al. Experimental study of permeability of clayey soil during process of large shear deformation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(4): 1130 - 1133. (in Chinese))
- [8] 雷红军, 刘中阁, 于玉贞, 等. 黏土-结构接触面大剪切变形后渗流特性试验研究[J]. 岩土力学, 2011, **32**(4): 1040 - 1044. (LEI Hong-jun, LIU Zhong-ge, YU Yu-zhen, et al. Experimental study of seepage characteristics of clayey soil-structure interface under large shear deformation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(4): 1040 - 1044. (in Chinese))
- [9] LUO Y L, JIN X, LI X, et al. A new apparatus for evaluation of contact erosion at the soil-structure interface[J]. Geotechnical Testing Journal, 2013, **36**(2): 256 - 263.
- [10] 王刚, 魏星. 一种土体扭转剪切渗透试验装置及测试方法: CN104142277A[P]. 2014-11-12. (WANG Gang, WEI Xing. A torsional shear penetration testing device and corresponding testing method for soils: CN104142277A[P]. 2014-11-12. (in Chinese))
- [11] WANG Gang, WEI Xing, ZOU Ting. A hollow cylinder radial-seepage apparatus for evaluating permeability of sheared compacted clay[J/OL]. Geotechnical Testing Journal, <https://doi.org/10.1520/GTJ20170215>.
- [12] 魏星, 邹婷, 王刚. 压-剪耦合条件下黏土渗透特性的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(增刊1): 3561 - 3568. (WEI Xing, ZOU Ting, WANG Gang. Experimental study on permeability of clay during coupled compression and shear[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2017, **36**(S1): 3561 - 3568. (in Chinese))
- [13] 王刚, 魏星, 蒋立. 一种土的剪切面及土与结构界面的环剪渗透实验装置: CN105606508A[P]. 2015-11-24. (WANG Gang, WEI Xing, JIANG Li. A ring shear seepage testing device for soils and the soil-structure interfaces: CN105606508A[P]. 2015-11-24. (in Chinese))
- [14] FOSTER M, FELL R, SPANNAGLE M. The statistics of embankment dam failures and accidents[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2000, **37**(5): 1000 - 1024.
- [15] Teton Dam Failure Review Group. Failure of Teton Dam: a report of findings[R]. Idaho: U. S. Department of the Interior and the State of Idaho, 1977.
- [16] JAWORSKI W, DUNCAN J M, SEED H B. Laboratory study of hydraulic fracturing[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1981, **107**(6): 713 - 732.
- [17] 黄文熙. 对土石坝科研工作的几点看法[J]. 水利水电技术, 1982(4): 23 - 27 (HUANG Wen-xi. Several views on research of embankment dams[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 1982(4): 23 - 27. (in Chinese))
- [18] 孙亚平. 水力劈裂机理研究[D]. 北京: 清华大学, 1985. (SUN Ya-ping. Study on hydraulic fracturing of clay core material[D]. Beijing: Tsinghua University, 1985. (in Chinese))
- [19] SHERARD J L. Hydraulic fracturing in embankment dams[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1986, **112**(10): 905 - 927.
- [20] LO K Y, KANIARU K. Hydraulic fracture in earth and rock-fill dams[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1990, **27**(4): 496 - 506.
- [21] 沈珠江, 易进栋, 左元明. 土坝水力劈裂的离心模型试验及其分析[J]. 水力学报, 1994(9): 67 - 78. (SHEN Zhu-jiang, YI Jin-dong, ZUO Yuan-ming. Centrifuge model test of hydraulic fracture of earth dam and its analysis[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1994(9): 67 - 78. (in Chinese))
- [22] 张丙印, 李娜, 李全明, 等. 土石坝水力劈裂发生机理及模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(11): 42 - 46. (ZHANG Bing-yin, LI Na, LI Quan-ming, et al. Mechanism analysis and model test of hydraulic fracturing in embankment dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(11): 42 - 46. (in Chinese))
- [23] 朱俊高, 王俊杰, 张辉. 土石坝心墙水力劈裂机制研究[J]. 岩土力学, 2007, **28**(3): 487 - 492. (ZHU Jun-gao, WANG Jun-jie, ZHANG Hui. Study on mechanism of hydraulic fracturing in core of earth-rockfill dam[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(3): 487 - 492. (in Chinese))
- [24] 曹雪山, 殷宗泽. 土石坝心墙水力劈裂的非饱和土固结方法研究[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(12): 1851 - 1857. (CAO Xue-shan, YIN Zong-ze. Consolidation method of unsaturated soils for hydraulic fracturing of core walls of rock-fill dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(12): 1851 - 1857. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201908019

砂砾石垫层料与混凝土面板接触面特性的 大型单剪试验研究

王艳丽, 饶锡保, 潘家军, 左永振, 高盼

(长江科学院水利部岩土力学与工程重点实验室, 湖北 武汉 430010)

摘要: 采用自主研制的低摩阻叠环式双向静动剪切试验机, 考虑面板与垫层间喷涂和不喷涂乳化沥青两种情况, 进行混凝土面板与砂砾石垫层料之间的大型剪切试验, 研究混凝土面板与垫层料接触面的力学特性, 基于 Clough 和 Duncan 非线性弹性本构模型整理出接触面模型参数, 并探讨了乳化沥青在接触面剪切变形中的作用机制。研究表明: ①不喷涂乳化沥青时, 接触面应力随着剪切位移的增加逐渐变大, 接触面剪应力与位移呈现出很好的双曲线关系。喷涂乳化沥青时, 接触面剪应力与剪切位移在峰值强度前呈现出很好的双曲线关系, 在峰值强度后, 呈现出一定的应变软化特性, 法向应力越低, 表现越为明显; ②两种情况下, 随剪切位移的增加, 上盒土体变形逐渐发展, 并由上到下逐渐增加, 最大的相对错动位移均发生在混凝土面板与垫层之间的接触面处, 表明接触面的抗剪强度小于砂砾石垫层的抗剪强度; ③法向应力对叠环的剪切位移有较大影响, 法向应力越大, 同一高度处叠环的剪切位移越大; 在相同的剪切位移和法向应力作用下, 喷涂乳化沥青时叠环水平位移均小于不喷涂时叠环水平位移; ④乳化沥青对接触面的力学参数有很大的影响, 采用 Clough 和 Duncan 非线性弹性本构模型拟合时, 与不喷涂乳化沥青时相比, 喷涂乳化沥青的接触面其劲度系数、指数及强度指标均有大幅度降低, 剪切过程中乳化沥青形成了完整的过渡层来隔离砂砾石垫层料和混凝土面板的直接接触, 并起到很好的阻隔-润滑效果。

关键词: 接触面; 乳化沥青; 砂砾石; 混凝土; 单剪试验

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1538-07

作者简介: 王艳丽(1981—), 女, 博士, 教授级高级工程师, 主要从事粗粒土力学特性与宏细观模拟方法等方面的研究。E-mail: wylhh@126.com。

Mechanical behaviors of interface between sand-gravel cushion material and concrete face slab by large-scale simple shear tests

WANG Yan-li, RAO Xi-bao, PAN Jia-jun, ZUO Yong-Zhen, GAO Pan

(Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of the Ministry of Water Resources, Yangtze River Scientific Research Institute, Wuhan 430010, China)

Abstract: A series of large-scale shear tests are performed to study the contact characteristics between sand-gravel cushion and concrete structure with two types of interfaces, coated with and without emulsified asphalt by a self-developed large-scale bidirectional low friction laminar-ring simple shear apparatus. The nonlinear elastic constitutive model parameters based on Clough and Duncan of the interfaces are determined, and the effects of emulsified asphalt on shear deformation mechanism of the interface are discussed. The results show that: (1) With the increasing shear displacement, the shear stress of interface coated without emulsified asphalt increases and the curves of shear stress and shear displacement exhibit a good hyperbolic relationship. The curves of shear stress and shear displacement of interface coated with emulsified asphalt exhibit a good hyperbolic relationship before the peak strength. Certain strain softening properties are shown after the peak strength, which is different from that coated without emulsified asphalt. The lower the normal stress, the more obvious it is. (2) For the both cases, with the increasing shear displacement, the deformation of soils in the upper box develops, and gradually increases from top to bottom and the largest relative movement displacement occurs in the contact surface between concrete slabs and cushion layer, which show that the shear strength of the interface is less than that of the sand-gravel cushion. (3) The normal stress has a great influence on the shear

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51779017, 51579237); 国家自然科学基金—雅砻江联合基金重点项目(U1765203); 长江科学院中央级公益性科研院所基本科研业务费项目(CKSF2017023/YT&CKSF2015051/YT)

收稿日期: 2018-01-07

displacement of the laminar ring, and the larger the normal stress, the greater the shear displacement of the laminar ring at the same height. Under the same shear displacement and normal stress, the horizontal displacement of the laminar ring coated with emulsified asphalt is less than the horizontal displacement coated without emulsified asphalt. (4) The emulsified asphalt has a great influence on the mechanical parameters of the interface. Compared with the interface coated without emulsified asphalt, the parameters of Clough and Duncan nonlinear elastic constitutive model of the interface coated with emulsified asphalt, such as the stiffness coefficient, index and intensity index, are greatly reduced. The emulsified asphalt forms a complete transition layer to isolate the direct contact between sand-gravel cushion and concrete face, and has a very good obstructing-lubricating effect in the shear process.

Key words: interface; emulsified asphalt; sand-gravel; concrete; simple shear test

0 引言

土石坝是水利水电工程中常用的坝型, 作为土石坝的重要分支, 近年来混凝土面板堆石坝得到了迅猛发展, 已逐渐成为世界上高土石坝建设的主流坝型之一。对面板坝而言, 砂砾石垫层与混凝土面板两者由于材料的不同, 其强度和变形特性相差很大, 在界面两侧常存在较大的剪应力并可能出现局部脱开、滑动、错位、张闭等非连续性变形现象, 对大坝的安全运营产生重要的影响。因此如何合理地描述这种接触面的力学特性成为广泛关注的热点研究课题之一。目前, 已有不少学者对土体与结构接触面特性进行了深入系统的研究, 在接触面试验方法^[1-2]、本构模型^[3-6]和数值模拟^[7-9]等方面取得了丰硕的成果。在室内常采用直剪仪和单剪仪进行接触面力学特性的试验研究, Potyondy^[10]于1961年首次采用直剪仪开展了土体与多种建筑材料接触面力学特性的研究, 随后周国庆^[11]、冯大阔等^[12]、陈俊桦等^[13]均利用直剪仪研究土体与结构物接触面上的剪切力学性质。为了克服直剪仪剪切面相对固定的不足, 叠环式单剪仪被成功研制并在接触面研究中广泛应用。许多学者^[14-23]对土体与结构接触面的静动力学特性进行了单剪试验研究, 研究对象包含砂土、粗粒土、红黏土、冻土等, 结构物材料有钢板、混凝土、沥青混凝土等。

实际工程中, 由于施工工艺的影响, 在混凝土面板与垫层料之间常设置乳化沥青保护层, 而乳化沥青的存在会影响接触面的力学特性, 使得其两侧材料的荷载分担比例发生变化。因此, 针对河北丰宁电站水库面板堆石坝拟采用的垫层料, 采用自主研制的大型低摩阻叠环式双向静动剪切试验机, 考虑面板与垫层间喷涂和不喷涂乳化沥青情况, 进行了混凝土面板与垫层料之间的大型剪切试验, 研究混凝土面板与垫层料之间的接触特性, 揭示混凝土面板与填料界面切应力-切位移规律, 提出适用于混凝土面板与填料之间接触面模型参数, 对准确分析面板的受力状态及大坝的安全稳定评价具有重要的科学意义和工程应用价

值。

1 接触面试验

1.1 试验设备

试验设备为长江科学院水利部岩土力学与工程重点实验室研制的低摩阻叠环式双向静动剪切试验机^[24]。该仪器主要由承载机架、剪切盒、垂直加载装置、水平剪切加载装置、液压系统、计算机控制及数据采集系统 6 部分组成。仪器的长宽高为 600 mm×600 mm×600 mm, 下部剪切盒高 240 mm, 上部为 7 层叠环, 每层环高 30 mm, 最大竖向荷载 500 kN, 水平最大荷载 1000 kN, 如图 1 所示。该仪器特点: ①采用多个薄层可活动刚性叠环替代常规直剪仪的上剪切盒, 克服直剪试验中剪切面单一固定的缺点; ②沿剪切方向, 在薄层刚性叠环左右两侧设置滚轴装置, 在整体式下剪切盒和上部刚性叠环两侧导向壁设置滚珠装置, 将滑动摩擦变为滚动摩擦, 极大降低了接触摩阻力, 提高了试验精度; ③垂直方向和水平方向的动力加载装置可用于测试试样的动强度指标及变形特性。该设备可用于研究土石料、结构与土的接触面、岩土与土工合成材料接触面的静动力特性, 获得其强度和变形参数。



图 1 大型叠环式剪切仪

Fig. 1 Large-scale laminar-ring simple shear apparatus

1.2 试验材料

试验所用垫层料为水库进出水口处开挖的砂砾石料, 最大粒径为 60 mm, 平均粒径为 14.5 mm, 不

均匀系数为 20, 曲率系数为 1.8, 为级配良好砾, 其级配曲线如图 2 所示。首先进行相对密度试验, 对于大于 5 mm 颗粒的相对密度试验采用虹吸筒法, 小于 5 mm 细颗粒试验采用相对密度瓶法, 然后根据各种粒径的百分含量, 取其加权平均值作为混合料的相对密度, 其值为 2.67; 然后进行相对密实度试验, 试验采用风干料, 试样筒尺寸为 $\Phi 300 \text{ mm} \times 360 \text{ mm}$ 。最小干密度试验采用固定体积法, 最大干密度试验采用表面振动法, 测得试样的最大、最小干密度分别为 2.21, 1.66 g/cm^3 , 制样过程中控制其干密度为 2.19 g/cm^3 。为了研究试验用砂砾石料的基本力学特性, 在长江科学院的大型应力式三轴试验仪上进行了高压三轴试验。试验结果如图 3 所示, 由图 3 可知, 该砂砾石料的应力应变曲线在低围压下有一定的软化趋势, 且在低围压下具有明显的剪胀现象。同时整理出砾石料的抗剪强度指标, 其黏聚力为 131 kPa , 内摩擦角为 40.1° 。

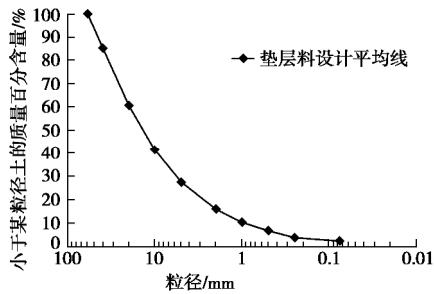


图 2 垫层料颗粒级配曲线

Fig. 2 Grain-size distribution curve of cushion materials

制备混凝土板时, 所用的配合比(水:水泥:砂:石子)为 $0.5:1.0:1.5:3.0$, 按规定配合比将其浇筑在模具里, 浇筑完毕后对混凝土板加以覆盖并保湿养护 28 d, 然后取出进行粗糙度测定。混凝土板尺寸为 $600 \text{ mm} \times 600 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$, 可放置于下盒内。乳化沥青是由山东优索化工有限公司生产的阴离子乳化沥青, 主要成分是水、沥青、乳化剂和稳定剂, 常温下棕黑色液体, 固含量大于等于 50%, PH 值为 $7.0 \sim 9.5$, 是一种良好的打底和防渗涂料。采用 Kishida 提出用相对粗糙度描述砂砾石与混凝土面板的接触面, 定义相对粗糙度 $R_n=R_{\max}/D_{50}$, 其中 R_{\max} 为最大峰谷距, D_{50} 为砂砾石的平均粒径。面板试样的平面尺寸为 $600 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$ 。量测的方法是: 在面板试样表面打上网格, 以某一角点为起始点, 将位移传感器逐次移动到各网格点上, 量测每点的高程。高程最大值和最小值之差即为最大峰谷距。经测量喷涂和不喷涂乳化沥青接触面的相对粗糙度分为 0.433 和 1.024, 喷涂乳化沥青后, 接触面更为光滑。

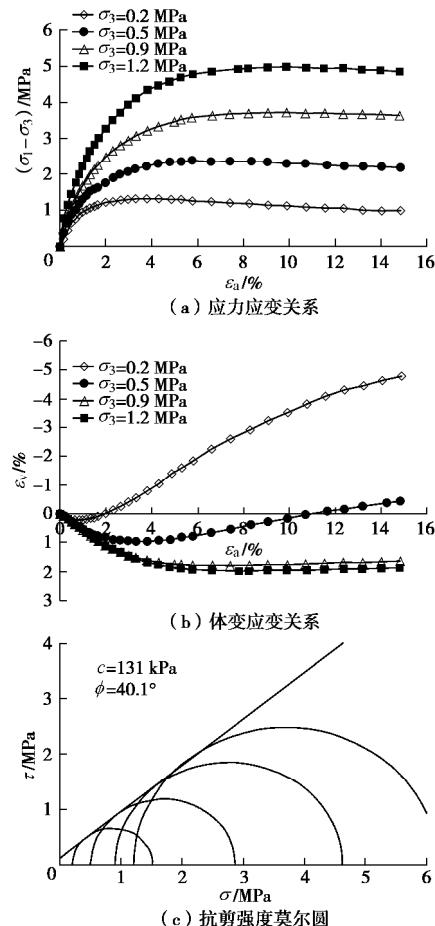


图 3 垫层料大型高压三轴试验成果

Fig. 3 Triaxial test results of cushion materials

1.3 试验方案

对混凝土面板与垫层料进行接触面剪切特性试验, 试验分面板与垫层间不喷乳化沥青(方案 1)和喷涂乳化沥青(方案 2)两种工况, 在下剪切盒中填装混凝土面板, 在上剪切盒中分 3 层填装垫层料, 装填时应防止大颗粒集中并控制每层的高度大致相同。击实时, 应使击锤自由铅直下落, 并且锤击点均匀分布于土面上, 试样的干密度与三轴试样相同, 均为 2.19 g/cm^3 。制样过程见图 4 所示。试样顶部的荷载采用等量分级加载, 剪切试验过程中, 试样顶部的荷载保持不变, 试样的上覆压力分别为 100, 200, 300, 400 kPa。待试样在上覆压力作用下变形稳定后, 以 1.0 mm/min 的剪切速率进行剪切试验, 当剪切变形达到 60 mm 或达到试样直径的 $1/15 \sim 1/10$ 为止。



(a) 下层混凝土成型 (b) 涂乳化沥青 (c) 装填上层砂砾石料

图 4 试验制样过程

Fig. 4 Preparation process of samples

2 试验结果分析

2.1 接触面强度特性

为了研究乳化沥青对砂砾石垫层料和混凝土面板接触面强度特性的影响, 分别对有、无乳化沥青保护层的接触面在不同上覆压力(100, 200, 300, 400 kPa)下剪切试验结果进行了对比分析。两种接触面材料的剪切应力与剪切位移关系曲线如图 5 所示。由图 5 可知, 面板与垫层间不喷涂乳化沥青的情况下(方案 1), 接触面应力随着剪切位移的增加逐渐变大, 接触面剪应力与位移在呈现出很好的双曲线关系, 面板与垫层间喷涂乳化沥青的情况下(方案 2), 接触面剪应力与剪切位移在峰值强度前呈现出很好的双曲线关系, 在峰值强度后, 呈现出一定的应变软化特性, 法向应力越低, 表现越为明显。

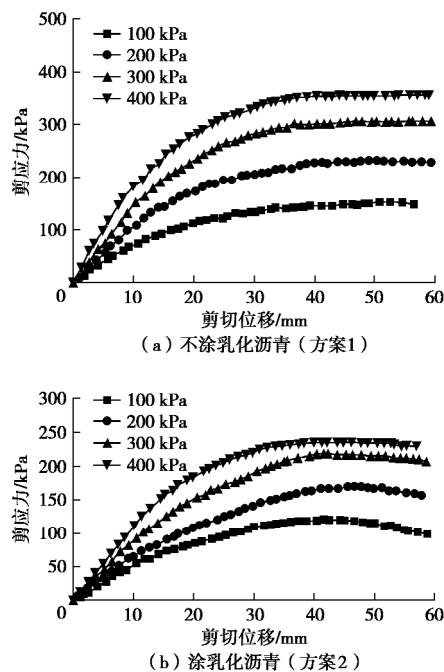


图 5 接触面剪应力 - 剪切位移关系曲线

Fig. 5 Displacement and shear stress curves of interface

两种接触面材料的大型叠环剪切试验抗剪强度与竖向压力关系曲线如图 6 所示。由图 6 可知, 抗剪强度与法向应力关系呈现良好的线性关系, 竖向应力越大, 剪应力的峰值也越大, 同时相同的竖向应力下, 乳化沥青保护层接触面(方案 2)的剪切应力小于无保护层接触面(方案 1)的剪切应力, 无保护接触面和乳化沥青保护接触面的黏聚力接近, 分别为 88.5 Pa 和 95 kPa, 摩擦角分别为 34.5° 和 20.5° 。两种接触面抗剪强度与砂砾石料本身的抗剪强度(黏聚力 131 kPa 和内摩擦角 40.1°)相比, 均有大幅降低。有乳化沥青保护(方案 2)与无保护(方案 1)时相比, 其

内摩擦角降低 40.6%, 说明在剪切过程中乳化沥青形成了完整的过渡层来隔离砂砾石垫层料和混凝土面板的直接接触, 并起到很好的阻隔-润滑效果, 使接触面愈加光滑, 则摩擦角也愈小。在实际面板堆石坝工程中, 面板与垫层料之间喷涂乳化沥青能有效降低接触面的抗剪强度, 有利于面板和堆石体之间的自由协调变形, 同时乳化沥青又具有很好的防渗性能, 对改善面板的防渗效果起积极的作用。

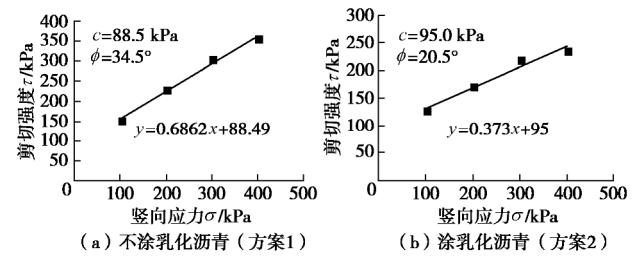


图 6 接触面抗剪强度与竖向压力关系曲线

Fig. 6 Relationship between shear strength and normal stress of interface

2.2 接触面变形特性

试验设定的最终剪切位移为 60 mm, 此时应变已经达到 10%, 强度峰值已经出现, 但实际上, 有个别试样的最终剪切位移未达到而是趋近 60 mm, 为分析在剪切位移相同时, 喷涂乳化沥青对接触面变形特性的影响, 图 7(a), (b) 给出了剪切位移为 55 mm 时叠环水平位移沿试样高度的分布。由图可知, 两种型式的接触面水平位移沿试样高度的变化规律相似。随剪切位移的增加, 上盒土体变形逐渐发展, 并由上到下逐渐增加, 最大的相对错动位移均发生在第 1 层叠环与下剪切盒之间, 即混凝土面板与垫层之间的接触面处。这表明接触面的抗剪强度小于砂砾石垫层本身的抗剪强度, 剪切破坏发生在接触面处。同时, 法向应力对叠环的剪切位移有较大影响, 法向应力越大, 同一高度处叠环的剪切位移越大。图 7(c) 给出了不涂乳化沥青(方案 1)和涂乳化沥青(方案 2)两种情况下试验结束时叠环水平位移对比结果, 由图可知, 在相同的剪切位移和法向应力作用下, 涂乳化沥青(方案 2)中叠环水平位移均小于不涂乳化沥青(方案 1)中叠环水平位移, 这种现象在不同法向应力的试验中均有表现, 这说明乳化沥青的润滑作用非常明显, 下盒沿接触面滑动的同时, 对上盒土体的带动作用有效减弱, 从而使上盒土体的剪切位移减小。

3 接触面模型与参数

土体和结构物之间的接触面变形研究, 主要包含两个方面: ①接触面上的本构关系, 尤其是剪应力和剪切变形之间的关系; ②接触面单元, 它是有限元计

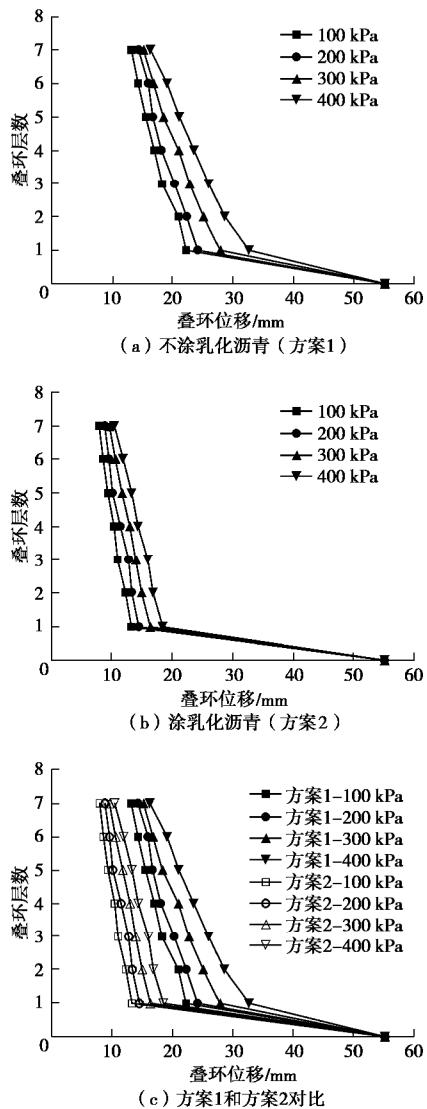


图7 剪切位移沿试样高度分布

Fig. 7 Shear displacements along height direction of samples

算中用以模拟接触面变形的一种特殊单元。而对于土与结构接触面本构模型的研究已经建立了不少数学模型，具有代表性模型如 Clough 和 Duncan 非线性弹性本构模型^[3]，本文将对以上典型模型进行拟合分析。

Clough 等认为剪应力和相对剪切位移存在双曲线关系，即剪切应力 t 与剪切位移 w_s 之间存在双曲线模式，即

$$t = \frac{w_s}{a + b \cdot w_s} \quad . \quad (1)$$

式中， a 、 b 为反映接触面性质的两个参数，参数 a 为初始剪切劲度 k_{si} 的倒数，即 $a=1/k_{si}$ ，参数 $b=R_f/t_f$ ， $t_f=s_n \cdot \tan j + c$ 为接触面的抗剪强度， R_f 为破坏比。而初始剪切劲度 k_{si} 为接触面上法向应力 s_n 的幂函数：

$$k_{si} = k_i \cdot g_w \cdot \left(\frac{s_n}{p_a} \right)^n \quad . \quad (2)$$

式中 k_i 为无因次的劲度系数； n 为劲度指数； j 为接触面的内摩擦角； c 为接触面的黏聚力 (kPa)； p_a 为大气压力，与法向应力 s_n 为同一单位 (kPa)； g_w 为水的重度 (10 kN/m³)； t_f 为接触面的破坏强度 (kPa)。

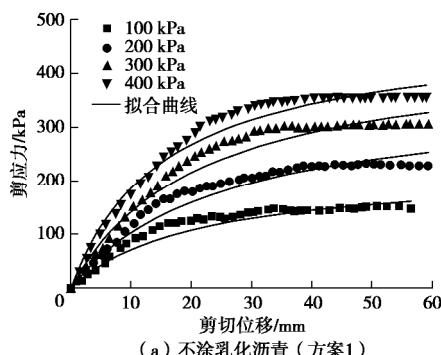
模型共有 k_i 、 n 、 R_f 、 j 、 c 5 个参数。上述 5 个材料参数均可由一组接触面单剪试验确定。

根据前述接触面单剪试验成果，可以求得接触面 Clough-Duncan 非线性模型参数如表 1 所示。由表 1 可知，喷涂乳化沥青（方案 2）与不喷涂乳化沥青（方案 1）相比，由于接触面相对光滑，其接触面剪切劲度模数 k 和指数 n 有较大程度降低。根据表 1 所示的参数，对接触面试验的结果进行了反算，拟合结果与试验成果的对比如图 8 所示。从图 8 中可看出：用整理出的参数所计算出的理论预测值与实测值，在峰值强度前，即应变硬化段理论预测值与实测值吻合较好，符合双曲线假定，峰值后的软化段仍用双曲线模型拟合已不适用，须进一步改进计算模型。

表 1 接触面模型参数

Table 1 Parameters for interface models

接触面类型	劲度系数 k_i	劲度指数 n	破坏比 R_f	内摩擦角 $j /(^{\circ})$	黏聚力 c/kPa
不喷涂乳化沥青	9699	0.758	0.703	34.5	88.5
涂喷乳化沥青	6744	0.587	0.648	20.5	95.0



(a) 不涂乳化沥青 (方案1)

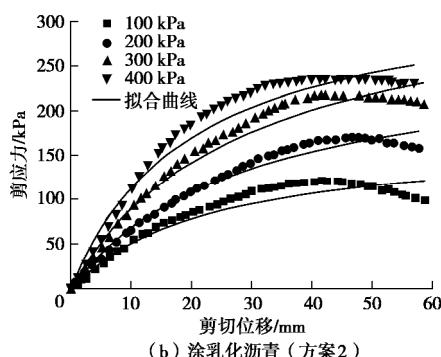


图8 拟合结果示意图

Fig. 8 Fitted results from data of test-simulation

4 结 论

采用自主研制的大型双向低摩阻叠环剪切仪进行了砂砾石垫层料与混凝土面板面间喷涂与不喷涂乳化沥青条件下的大型单剪试验, 通过对比分析, 揭示了两种接触面力学特性的规律, 提出混凝土面板与垫层料之间接触面模型参数, 并探讨了乳化沥青在粗粒土结构面剪切变形中的作用机制, 得出以下4点结论。

(1) 不喷涂乳化沥青的情况下(方案1), 接触面应力随着剪切位移的增加逐渐变大, 接触面剪应力与位移在呈现出很好的双曲线关系, 喷涂乳化沥青的情况下(方案2), 接触面剪应力与剪切位移在峰值强度前呈现出很好的双曲线关系, 在峰值强度后, 呈现出一定的应变软化特性, 法向应力越低, 表现越为明显。

(2) 两种型式的接触面水平位移沿试样高度的变化规律相似。随剪切位移的增加, 上盒土体变形逐渐发展, 并由上到下逐渐增加, 最大的相对错动位移均发生在混凝土面板与垫层之间的接触面处, 表明接触面的抗剪强度小于砾石垫层的抗剪强度。

(3) 法向应力对叠环的剪切位移有较大影响, 法向应力越大, 同一高度处叠环的剪切位移越大。在相同的剪切位移和法向应力作用下, 涂乳化沥青(方案2)中叠环水平位移均小于不涂乳化沥青(方案1)中叠环水平位移, 这种现象在不同法向应力的试验中均有表现。

(4) 有无乳化沥青对接触面的力学参数有很大的影响, 采用Clough和Duncan非线性弹性本构模型拟合时, 与无保护接触面相比, 喷涂乳化沥青的接触面其劲度系数、指数及强度指标均有大幅度降低, 剪切过程中乳化沥青形成了完整的过渡层来隔离砂砾石垫层料和混凝土面板的直接接触, 并起到很好的阻隔-润滑效果。

参考文献:

- [1] 张嘎, 张建民. 粗粒土与结构接触面单调力学特性的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(1): 21–25. (ZHANG Ga, ZHANG Jian-min. Experimental study on monotonic behavior of interface between soil and structure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(1): 21–25. (in Chinese))
- [2] 朱俊高, SHAKIR R R, 杨有莲, 等. 土-混凝土接触面特性环剪单剪试验比较研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(3): 692–696. (ZHU Jun-gao, SHAKIR R R, YANG You-lian, et al. Comparison of behaviors of soil-concrete interface from ring-shear and simple shear tests[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(3): 692–696. (in Chinese))
- [3] CLOUGH G W, DUNCAN J M. Finite element analysis of retaining wall behavior[J]. J Soil Mech and Found Engrg Div, ASCE, 1971, 97(12): 1657–1674.
- [4] 胡黎明, 濮家骝. 土与结构物接触面损伤本构模型[J]. 岩土力学, 2002, 23(1): 6–11. (HU Li-ming, PU Jia-liu. Damage model of soil-structure interface[J]. Rock and Soil Mechanics, 2002, 23(1): 6–11. (in Chinese))
- [5] 卢廷浩, 鲍伏波. 接触面薄层单元耦合本构模型[J]. 水力学报, 2000(2): 71–75. (LU Ting-hao, BAO Fu-bo. A coupled constitutive model for interface thin-layer element[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2000(2): 71–75. (in Chinese))
- [6] 龙尧, 张家生, 陈俊桦. 结构接触面剪切特性及软硬化损伤模型[J]. 华南理工大学学报(自然科学版), 2016, 44(12): 128–134. (LONG Yao, ZHANG Jia-sheng, CHEN Jun-hua. Shear characteristics of structure interface and its strain-softening and hardening damage model[J]. Journal of South China University of Technology (Natural Science Edition), 2016, 44(12): 128–134. (in Chinese))
- [7] GOODMAN R E, TAYLOR R L, BREKKE T L. A model for the mechanics of jointed rock[J]. J Soil Mech and Found Engrg Div, ASCE, 1968, 94(3): 637–660.
- [8] DESAI C S, DRUMM E C, ZAMAN M M. Cyclic testing and modeling of interfaces[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, 111(6): 793–815.
- [9] 胡启军, 蒋晶, 徐亚辉, 等. 红层泥岩桩-岩接触面本构模型试验及数值模拟[J]. 土木建筑与环境工程, 2017, 39(3): 122–128. (HU Qi-jun, JIANG Jing, XU Ya-hui, et al. Interface constitutive model test and numerical simulation of red mudstone pile-rock[J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2017, 39(3): 122–128.)
- [10] POTYONDY J G. Skin friction between various soils and construction material[J]. Géotechnique, 1961, 11(4): 339–345.
- [11] 周国庆, 夏红春, 赵思光. 深部土体-结构接触面与界面层力学特性的直接剪切试验[J]. 煤炭学报, 2008, 33(10): 1157–1162. (ZHOU Guo-qing, XIA Hong-chun, ZHAO Si-guang. Direct shear experiment of deep soil-structure interface and interface layer mechanical characteristics[J]. Journal of China Coal Society, 2008, 33(10): 1157–1162. (in Chinese))
- [12] 冯大阔, 侯文峻, 张建民. 粗粒土与结构接触面三维力学

- 特性的直剪试验研究[J]. 土木工程学报, 2012, **45**(5): 169 - 175. (FENG Da-kuo, HOU Wen-jun, ZHANG Jian-min. Large-scale direct shear test investigation of the 3 D behavior of a gravel-structure interfaces[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, **45**(5): 169 - 175. (in Chinese))
- [13] 陈俊桦, 张家生, 李键. 考虑粗糙度的黏性土-结构接触面力学特性试验[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2015, **47**(4): 22 - 30. (CHEN Jun-hua, ZHANG Jia-sheng, LI Jian. Experimental research on mechanical characteristics of cohesive soil-structure interface by considering its roughness[J]. Journal of Sichuan University(Engineering Science), 2015, **47**(4): 22 - 30. (in Chinese))
- [14] UESUGI M, KISHIDA H, TSUBAKIHARA Y. Friction between sand and steel under repeated loading[J]. Soils and Foundations, 1989, **29**(3): 127 - 137.
- [15] EVGIN E, FAKHARIAN K. Cyclic rotational simple-shear behavior of sand-steel interfaces[J]. Soils and Foundations, 1998, **38**(2): 191 - 199.
- [16] FAKHARIAN K, EVGIN E. Cyclic simple-shear behavior of sand-steel interfaces under constant normal stiffness condition[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, **123**(12): 1098 - 1105.
- [17] DESAI C S, PRADHAN S K, COHEN D. Cyclic testing and constitutive modeling of saturated sand-concrete interfaces using the disturbed state concept[J]. International Journal of Geomechanics, 2005, **5**(4): 286 - 294.
- [18] 高俊合, 俞海学, 赵维炳. 土与混凝土接触面特性的大型单剪试验研究及数值模拟[J]. 土木工程学报, 2000, **33**(4): 42 - 46. (GAO Jun-he, YU Hai-xue, ZHAO Wei-bing. Characteristics study of interface between soil and concrete by using large size single shear apparatus and numerical analysis[J]. China Civil Engineering Journal, 2000, **33**(4): 42 - 46. (in Chinese))
- [19] 周小文, 龚壁卫, 丁红顺, 等. 砂石垫层—混凝土接触面力学特性单剪试验研究[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(8): 876 - 880. (ZHOU Xiao-wen, GONG Bi-wei, DING Hong-shun, et al. Large-scale simple shear test on mechanical properties of interface between concrete face and gravel underlayer[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(8): 876 - 880. (in Chinese))
- [20] 彭凯, 朱俊高, 张丹, 等. 粗粒土与混凝土接触面特性单剪试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(9): 1893 - 1900. (PENG Kai, ZHU Jun-gao, ZHANG Dan, et al. Study of mechanical behaviors of interface between coarse-grained soil and concrete by simple shear test[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(9): 1893 - 1900. (in Chinese))
- [21] 冯大阔, 张建民. 粗粒土与结构接触面静动力学特性的大型单剪试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(7): 1201 - 1208. (FENG Da-kuo, ZHANG Jian-min. Monotonic and cyclic behaviors of coarse-grained soil-structure interface using large-scale simple shear device[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(7): 1201 - 1208. (in Chinese))
- [22] 刘容地, 郑建国, 李致远. 砂砾石与混凝土接触面力学性能的试验研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2013, **45**(6): 834 - 841. (LIU Rong-di, ZHENG Jian-guo, LI Zhi-Yuan. Experimental research on mechanical properties of interface between concrete and gravel[J]. Journal Xi'an University of Architecture & Technology (Natural Science Edition), 2013, **45**(6): 834 - 841. (in Chinese))
- [23] 邵生俊, 王强, 吴飞洁. 一种新型动单剪仪的研发与试验验证[J]. 岩土力学, 2017, **38**(6): 1841 - 1848. (SHAO Sheng-jun, WANG Qiang, WU Fei-jie. Development and test verification of a new cyclic simple shear apparatus[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(6): 1841 - 1848. (in Chinese))
- [24] 饶锡保, 江泊洧, 潘家军, 等. 一种低摩阻叠环式双向动剪切试验机: CN201620559350.6[P]. 2016-11-16. (RAO Xi-bao, JIANG Ji-wei, PAN Jia-jun, et al. A low friction-resistance ring type bidirectional dynamic shear test machine: CN201620559350.6[P]. 2016-11-16. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201908020

基于围压柔性加载的土石混合体大型三轴试验 离散元模拟研究

张 强^{1, 2}, 汪小刚¹, 赵宇飞¹, 周家文², 孟庆祥³, 周梦佳¹

(1. 中国水利水电科学研究院岩土工程研究所, 北京 100038; 2. 四川大学水力学与山区河流开发保护国家重点实验, 四川 成都 610065;
3. 河海大学土木与交通学院, 江苏 南京 210024)

摘要: 综合运用计算机三维扫描与随机模拟技术, 建立了不同块石含量和空间分布的土石混合体三维随机细观结构模型和离散元模型, 考虑围压柔性加载, 基于柔性黏结颗粒膜方法, 采用颗粒流程序对不同土石混合体试样进行了不同围压下的大型离散元三轴试验模拟, 研究了块石含量和空间分布对土石混合体力学特性和变形破坏规律的影响。数值模拟结果表明: 土石混合体的强度和抵抗变形的能力随含量和围压的增大而增强, 且在相同含石量下, 受内部块石空间分布的影响, 试样的内摩擦角和黏聚力虽会表现出一定的离散性, 但总体上, 内摩擦角随着含石量增加基本呈线性增加, 而黏聚力却随着含石量增加逐渐减小; 在围压柔性加载下, 土石混合体试样表现为鼓胀变形破坏, 破坏后形成的剪切带为一个曲折条带, 形态上呈非对称的 X 形分布, 厚度约为试样高度的 1/3~1/2 倍, 且试样的破坏形态及内部剪切带大小和分布形态不仅受块石含量和空间分布影响, 而且也取决于围压大小; 土石混合体试样在破坏过程中内部剪切带的形成是伴随局部颗粒的转动开始的, 在应变到达峰值应变时, 局部发生转动的颗粒相互连接贯通, 此时剪切带已基本形成, 此后随着应变继续增加, 受峰后鼓胀变形的影响, 试样内部颗粒的转动仍会发生一定的变化, 同时伴随着剪切带大小和分布形态也发生相应的变化。

关键词: 土石混合体; 力学特性; 变形破坏; 大型三轴试验; 离散元; 柔性加载

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1545-10

作者简介: 张 强(1986—), 男, 博士后, 主要从事复杂岩土体多尺度灾变机理与数值模拟等方面的研究。E-mail:
zhangq@iwhr.com。

Discrete element simulation of large-scale triaxial tests on soil-rock mixtures based on flexible loading of confining pressure

ZHANG Qiang^{1, 2}, WANG Xiao-gang¹, ZHAO Yu-fei¹, ZHOU Jia-wen², MENG Qing-xiang³, ZHOU Meng-jia¹

(1. Research Institute of Geotechnical Engineering, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100038, China;

2. State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, Sichuan University, Chengdu 610065, China; 3. College of Civil
and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China)

Abstract: Based on the computer three-dimensional scanning and stochastic simulation technologies, the three-dimensional random meso-structure models and discrete element models for soil-rock mixture (S-RM) samples with different stone contents and spatial distributions are established. Considering the flexible loading of confining pressure, the large-scale numerical triaxial tests on the S-RM samples under different confining pressures based on the flexibly-bonded particles method are conducted by particle flow code, and the effects of the stone content and spatial distribution on their mechanical properties and deformation and failure characteristics are studied. The numerical simulation results show that the strengths and deformation resistibility capacities of the S-RM samples increase with the increase of stone content and confining pressure, and their internal friction angles and cohesions vary to a certain extent under the same content but different spatial distributions of stones. However on the whole, the internal friction angle increases linearly with the increase of stone content, while the cohesion decreases. Under the flexible loading of confining pressure, the S-RM samples show bulging deformation and failure mode, and the shear band formed after failure is a meandering strip with an asymmetric X-shaped distribution, whose thickness is about 1/3~1/2 times the height of the S-

基金项目: 国家重点研发计划项目(2017YFC1501100); 国家自然科学基金项目(11772118); 博士后科学基金项目(2017M620838); 四川大学水力学与山区河流开发保护国家重点实验室开放合作基金项目(SKHL1725)

收稿日期: 2018-08-07

RM samples. Moreover, the failure mode and the thickness and shape of shear band are affected by the stone content and spatial distribution and the confining pressure. The shear band formation is accompanied by the rotations of the local particles in the S-RM sample. When the strain reaches the peak strain, the locally rotating particles are connected to each other, indicating that the shear band has basically formed at this time. Since then, as the axial strain increases continually, the rotations of the internal particles still change because of the effect of the bulging deformation after the peak, and the thickness and shape of the shear band also change accordingly.

Key words: soil-rock mixture; mechanical property; deformation and failure; large-scale triaxial test; discrete element method; flexible loading

0 引言

土石混合体^[1] (soil-rock mixture, S-RM) 系指一类由不同粒径碎块石和土体构成的特殊地质材料, 在自然界堆积层边坡和滑坡体中分布广泛, 同时也是路基和土石坝工程中常用的填筑材料。近年来, 随着中国水利水电工程及道路工程的兴建, 越来越多的岩土工程都不可避免地会涉及到土石混合体, 作为一种不同于一般岩土体的特殊岩土介质, 由于介质复杂的力学行为和变形破坏机制, 已逐渐成为了岩土工程界广泛关注和研究的对象^[2-3]。

纵观当前国内外对土石混合体的研究, 常用的研究方法有物理试验和数值试验。在物理试验方面, 为了考虑大粒径的块石, 室内常采用大型三轴试验对土石混合体力学特性与破坏机制进行研究。目前许多学者^[4-6]在此方面已开展过一系列的研究, 且研究主要集中在宏观尺度方面, 主要分析细观结构特征(如块石形态、空间分布、含量、级配等)对宏观力学特性和变形破坏的影响, 而受限于试验观察技术限制, 试验中难以从细观颗粒尺度上对土石混合体的变形破坏进行深入分析, 如土石颗粒运动规律、内部结构损伤开裂及剪切带的形成与演化。另外, 开展室内大型三轴物理试验也需要花费大量的人力、物力和财力。

近年来, 随着非连续数值模拟方法的发展, 基于离散元的虚拟数值试验技术在土石混合体的研究中发挥了重要作用。相较于物理试验, 基于离散元的虚拟数值试验不仅花费代价小且具有可重复性, 而且在上述的细观颗粒尺寸研究方面也具有巨大的优势。虽然目前已有关于学者^[7-8]采用离散元对土石混合体的大型三轴试验进行了模拟, 但其模拟中均存在一个较大的缺陷: 即, 当前离散元三轴试验模拟中是通过对侧向圆柱形刚性墙体进行伺服来对试样进行围压加载, 由于刚性墙体不发生变形, 在围压加载过程中将会限制试样的侧向自由变形。相反, 室内三轴试验则是通过试样外层橡皮膜对试样进行围压加载, 加载过程中可以允许试样侧向自由变形, 故在离散元中采用刚性圆柱形墙体不能合理地模拟室内三轴试验中橡皮膜对围压的柔性加载特性。然而, 对于土石混合体这种复杂非

均匀介质, 在轴向荷载作用下, 其将会发生极不均匀的变形, 采用刚性墙体加载围压将对土石混合体的变形破坏产生影响。张强等^[9]通过对土石混合体在刚性和柔性两种围压加载方式下的双轴试验模拟已证实, 不同围压加载方式对土石混合体的破坏过程与破坏型式均有显著影响。

针对常规离散元三轴试验中对于室内三轴试验围压加载模拟的不合理性, 目前一些学者尝试采用分段组合墙体^[10]和柔性黏结颗粒膜^[11-12]替代圆柱形墙体来模拟室内试验中橡皮膜对围压的柔性加载特性, 并在应用中取得了较好的模拟效果。金磊等^[13]采用改进分段组合墙体方法对土石混合体的大型三轴试验进行了模拟, 数值试验中也模拟出了土石混合体的鼓胀变形。该方法虽然原理简单且易于实现, 但由于受离散元中墙体伺服机制的限制, 各分段墙体在围压伺服过程中只能沿试样径向发生水平移动, 使得试验中各分段墙体施加在试样上的侧向围压始终沿水平径向方向, 而却忽略了试验加载过程中由于试样发生鼓胀变形后所引起围压加载方向的变化, 其对试验模拟结果也将会产生影响, 故采用分段组合墙体方法仍难以对室内三轴试验中橡皮膜的柔性加载特性做出合理的模拟。相比而言, 目前柔性黏结颗粒膜方法是最为合理的模拟方法, 在离散元模拟中应用也极为广泛。

为此, 本文综合运用计算机三维扫描与随机模拟技术, 建立土石混合体的三维随机细观结构模型, 在此基础上, 建立不同块石含量和空间分布的土石混合体离散元模型, 并基于柔性黏结颗粒膜的围压柔性加载模拟方法, 利用 PFC5.0 程序开展不同围压下土石混合体大型三轴试验模拟, 研究块石含量和空间分布对土石混合体力学特性与变形破坏的影响, 并从颗粒细观尺度上分析在变形破坏过程中土石混合体内部剪切带的形成与演化规律。

1 土石混合体三维模型生成

1.1 随机细观结构模型构建

由于实际中土石混合体内部块石分布极为复杂且随机性较大, 建立土石混合体的三维真实细观结构模

型难度较大, 在数值模拟时, 通常构建符合统计意义上的随机细观结构模型来开展研究。对于土石混合体细观结构随机模型的构建, 目前较为常用的方法是首先通过随机构造方法^[14-15]或计算机扫描方法^[16]获得不规则块石的三维几何模型, 然后, 以此为基础, 利用计算机随机模拟建立土石混合体的随机细观结构模型。为了考虑块石的真实复杂形态, 文中综合运用计算机三维扫描和随机模拟技术构建土石混合体的三维细观结构模型。

如图 1, 具体步骤如下: 在试验前, 先从土石混合体制样料中选取不同粒径的块石进行计算机三维激光扫描, 获得块石的三维几何模型, 以此建立不同粒径块石数据库; 其次, 以块石数据库为样本, 从数据库中随机选取块石模型, 并按照土石混合体中块石级配对块石大小进行缩放后, 生成不同含石量块石集合; 最后, 将块石集合中所有块石随机投放到指定区域内, 建立土石混合体的三维随机细观结构模型。另外, 在进行块石投放时, 可以通过设置不同随机数序列的生成种子, 以改变块石在区域空间内的投放位置和方位, 由此生成相同含石量而不同块石空间分布的随机细观结构模型, 既模型中块石集合是相同的, 但块石在模型中的空间分布形式是不同的。

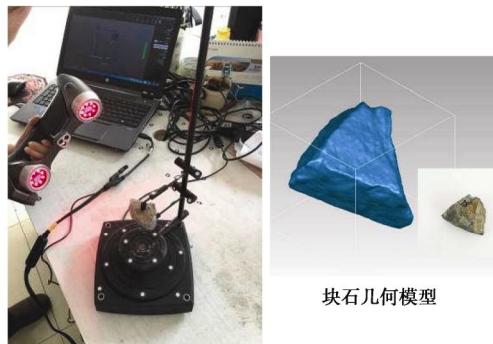


图 1 块石计算机三维激光扫描过程

Fig.1 3D laser scanning process of stones by computer

图 2 所示为室内大型三轴试验中所用的土石混合体的颗粒级配曲线。根据 Medley 等^[17]建议的土/石阀值的取值, 文中将土/石阀值定为 20 mm, 结合试验中所允许的最大粒径, 只选取粒径尺寸在 20~60 mm 的颗粒级配曲线进行模型重构。如图 3, 根据试验尺寸, 建立了不同结构特征的土石混合体随机细观结构模型, 模型尺寸为 30 cm×60 cm (直径×高度)。其中, 为了考虑含石量的影响, 分别建立了含石量为 30%, 45%, 60% 的随机细观结构模型, 见图 3 (a)。同时, 考虑块石空间分布的影响, 在每一含石量下, 又分别生成了 3 个不同随机细观结构模型。图 3 (b) 给出了含石量为 30% 下的不同空间分布随机细观结构模型。

需要指出的是, 文中所述的含石量为质量含石量 (C), 即块石总质量占土石混合体试样总质量的百分比。

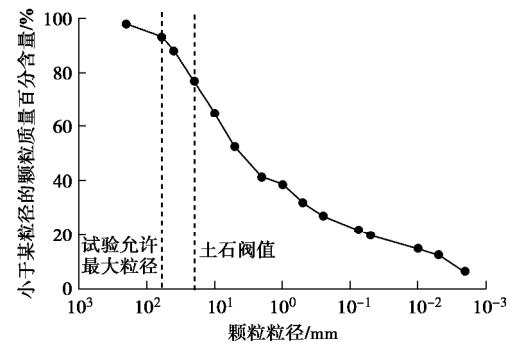
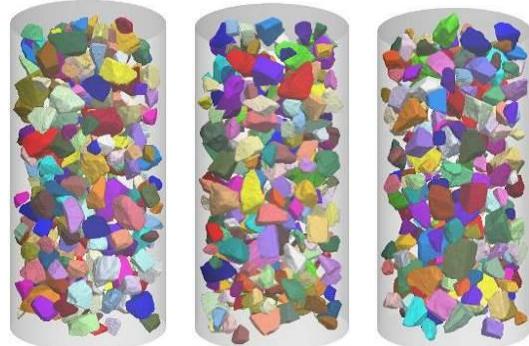


图 2 土石混合体颗粒级配曲线

Fig. 2 Particle-size distribution curves of S-RM



(a) 不同含石量 (C 依次为 30%, 45%, 60%)



(b) 相同含石量不同空间分布 ($C=30\%$)

图 3 不同结构特征的土石混合体随机细观结构模型

Fig. 3 Random meso-structural models for S-RM with different characteristics

1.2 复杂块石的颗粒簇模型生成

在三维情况下, 离散元中的基本颗粒单元为球体, 对于复杂形态的块石, 通常采用由多个球体组成的颗粒簇 (clump) 进行模拟。一般情况下, 采用颗粒簇模拟不规则块石时, 若颗粒簇模型中球体数目越多, 颗粒簇越能够较好地表征块石的不规则形状, 但也会降低离散元模拟的计算效率。尤其是在高含量下, 由于土石混合体中块石数目较多, 将会极大地降低数值计算的效率。在模拟中, 为了获得一个可接受的计算效

率, 文中在建立块石的颗粒簇模型时, 在块石形状表征精度上和数值计算效率之间做了一个折中处理, 既保证颗粒簇能够表征块石的不规则形状, 又确保颗粒簇模型中的球体数目适中, 以提高模拟效率。

文中采用 PFC5.0 程序自带的 clump template 模板中的 bubblepack 方法来建立复杂块石的颗粒簇模型。该方法有 4 个控制参数 (distance, ratio, radfactor, refinenum, 具体介绍见 PFC 手册^[18]), 通过调整这 4 个参数可以生成不同球体数目的颗粒簇。如图 4, 通过调整参数, 生成了不同球体数目的块石颗粒簇模型。通过对不同球体数目的颗粒簇模型的数值计算效率, 文中最终选用 112 个球体数目的颗粒簇模型来模拟不规则块石, 该模型既能满足在高含石量下的计算效率要求, 又基本上能够表征块石的不规则形状。该模型生成所对应的 4 个控制参数为 distance=150.0, radfactor=2.0, ratio=0.3, refinenum=1。

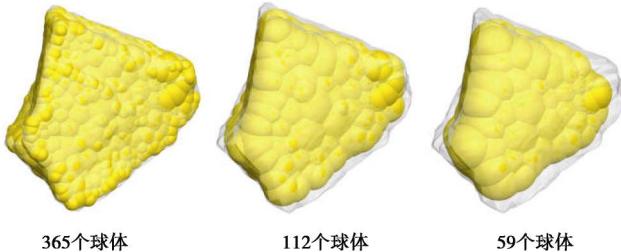


图 4 不同球体数目的块石颗粒簇模型

Fig. 4 Clump models for a stone with different numbers of spheres

1.3 土石混合体离散元模型建立

基于构建的随机细观结构模型, 考虑块石复杂形态, 文中采用如下方法建立土石混合体离散元模型, 模型中土体颗粒采用单个球体模拟, 块石采用颗粒簇模拟。如图 5 所示, 该方法包括以下 3 个步骤:

(1) 先将构建的随机细观结构模型导入 PFC 中, 然后根据前文已确定的控制参数, 利用 clump template 模板中的 bubblepack 方法, 依次建立细观结构中每个块石的颗粒簇模型, 见图 5 (a)。

(2) 根据随机细观模型尺寸, 建立一个相同尺寸的纯土体模型, 模型中球体颗粒的平均半径约取为最小块石粒径的 1/5 倍, 见图 5 (b)。

(3) 将建立的块石颗粒簇模型加入到纯土体模型中, 删除与颗粒簇相重叠的土体颗粒, 建立土石混合体模型。在这一步中, 为了确保生成的模型中土石颗粒彼此处于紧密接触, 不存在局部架空的情况, 在将块石颗粒簇模型加入到纯土体模型中后, 先将纯土体模型中球体的半径缩小到原来的 1‰ 倍, 再将与块石颗粒簇存在接触的球体删除, 其次再将纯土体模型中剩余球体的半径再逐步放大到原值, 且在每次球体半径放大后均进行一定步数的循环, 迫使土石颗粒相互挤压并处于紧密接触状态。图 5 (c) 所示为最终建立的土石混合体离散元模型。

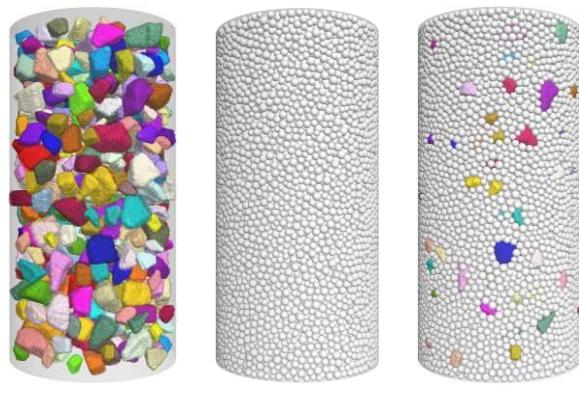


图 5 土石混合体离散元模型建立

Fig. 5 Establishment of DEM model for S-RM

利用上述方法可以生成较为密实的不同块石含量可空间分布下的土石混合体离散元模型, 保证了数值模拟结果的可靠性。

2 离散元三轴试验围压柔性加载模拟原理

2.1 柔性橡皮膜的模拟

在三轴试验模拟中, 采用由相同大小彼此相互黏结的颗粒组成的柔性颗粒膜模拟室内试验中试样外层的橡皮膜, 且颗粒膜内部颗粒间的黏结均被设置为接触黏结模型, 以保证颗粒间只传递力而不传递力矩, 模拟三轴试验中橡皮膜的柔性加压功能。

如图 6, 柔性颗粒膜是由若干层相互错位排列的颗粒组成, 且颗粒间彼此相切。根据颗粒位置的几何关系, 可确定柔性膜的每个颗粒的初始中心位置。

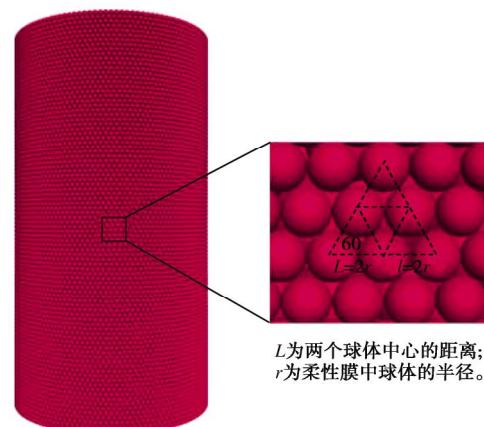


图 6 柔性颗粒膜

Fig. 6 Flexible membrane composed of balls with same radii being tangent to each other

2.2 围压恒定加载原理

在试验加载过程中, 围压是以等效集中力的形式施加到外侧的柔性膜颗粒上, 且在每一步计算中, 根据膜颗粒的位置变化来更新颗粒上所施加的等效集中力, 以保持加载过程中围压的恒定。见图 6, 对于任一膜颗粒而言, 除底层和顶层颗粒外, 每个颗粒均与周围 6 个颗粒黏结在一起。如图 7, 以[#]0 球体为例, 根据有限元等效节点力计算原理, 施加在该颗粒上的等效集中力 \bar{F} 可按如下公式计算:

$$\bar{F} = \sum_{i=1}^6 \frac{1}{3} s_3 A_i \bar{n}_i , \quad (1)$$

式中, s_3 为试验围压, A_i 和 \bar{n}_i 分别为第 i 个三角形单元的面积和单位法向量。以第一个三角形 $\triangle 012$ 为例, 其面积 A_i 可按如下式计算:

$$A_i = \frac{1}{2} |\bar{l}_1 \times \bar{l}_2| , \quad (2)$$

式中, \bar{l}_1 , \bar{l}_2 为由[#]0 球体中心位置 \bar{p}_0 到[#] i 球体中心位置 \bar{p}_i 的向量,

$$\bar{l}_i = \bar{p}_i - \bar{p}_0 \quad (i=1, 2, 3, \dots, 6) , \quad (3)$$

相应地, \bar{n}_i 可由如下公式计算:

$$\bar{n}_i = \frac{\bar{l}_1 \times \bar{l}_2}{|\bar{l}_1 \times \bar{l}_2|} . \quad (4)$$

基于上述原理, 在试验过程中, 通过调整施加在柔性颗粒膜上的等效集中力, 维持试验围压的恒定, 模拟室内三轴试验中围压的加载。同时, 试验中为了防止柔性颗粒膜的破坏, 将颗粒间的黏结强度设置为一个较大的值(表 1)。

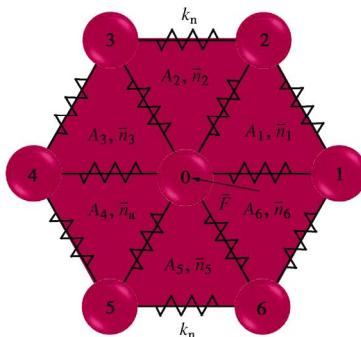


图 7 柔性膜颗粒上施加的等效集中力计算示意图

Fig. 7 Schematic diagram of calculation of equivalent concentration force exerted on membrane particles

2.3 细观模型与参数标定

根据上述建立的基于围压柔性加载的离散元三轴试验, 对土石混合体室内大型三轴试验进行参数标定, 根据土石颗粒的接触特性, 标定中土体颗粒间的接触由线性接触黏结模型 (linearcpnd model) 进行模拟, 块石颗粒及土石颗粒间的接触由线性接触模型 (linear

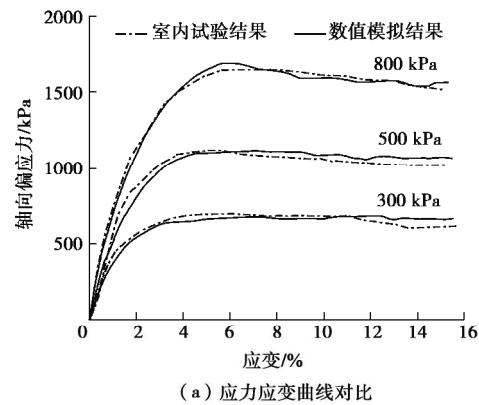
model) 进行模拟。文中通过对含石量约为 25% 的土石混合体试样室内大型三轴试验结果的标定, 获得了土石颗粒细观接触模型参数, 见表 1。

表 1 土石混合体颗粒细观接触模型参数

Table 1 Contact parameters between particles in S-RM

颗粒	密度 /(kg·m ⁻³)	接触刚度/(N·m ⁻¹)		黏结强度/N		摩擦系数
		法向	切向	法向	切向	
土体	1900	5.0×10^6	2.0×10^6	3.0×10^2	3.0×10^2	0.45
块石	2650	1.0×10^8	1.0×10^8	—	—	1.0
土-石	—	4.8×10^6	1.9×10^6	0.0	0.0	0.45
膜	1000	5.0×10^5	5.0×10^5	1×10^{300}	1×10^{300}	0.0

图 8 给出了土石混合体室内大型三轴试验与数值试验对比结果。由图 8 (a) 可以看出, 数值试验获得的试样应力应变曲线与室内试验的吻合度较好, 且由图 8 (b) 也可以看出, 数值试验模拟的试样破坏形态与室内试验的也较为一致。



(a) 应力应变曲线对比



(b) 破坏形态进行对比 (500 kPa)

图 8 土石混合体室内大型三轴试验结果与数值模拟结果对比

Fig. 8 Comparison of results obtained by indoor large-scale triaxial tests and numerical simulations for S-RM

3 土石混合体大型三轴试验模拟分析

采用标定出的土石混合体参数, 利用上述围压加载原理, 分别对建立的不同块石含量和空间分布的土石混合体试样开展围压为 300, 500, 800 kPa 下的大型离散元三轴试验模拟, 根据模拟结果进行如下分析。

3.1 力学特性分析

图 9 给出了不同含石量土石混合体试样三轴试验模拟获得的应力应变曲线。分析图 9 得出：①对于同一试样，随着围压的增大，其峰值应力在逐渐增大，且峰值应力对应的轴向应变也在相应地增大；②对于不同试样，随着含石量的增加，在相同围压下，试样峰值应力在逐渐增大，且峰值应力对应的轴向应变也在逐渐增大。由此表明，随着围压和含石量的增加，土石混合体的强度和抵抗变形的能力均得到相应的提高。

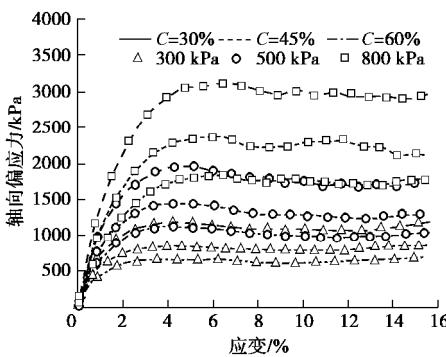


图 9 不同含石量土石混合体试样的应力应变曲线 ($C=30\%, 45\%, 60\%$)

Fig. 9 Stress-strain curves of S-RM samples with different stone contents of 30%, 45% and 60%

图 10 给出了相同含石量 ($C=45\%$) 下不同块石空间分布的土石混合体试样三轴试验模拟获得的应力应变曲线。由图 10 可以看出，即使由相同含量的块石集合构成的土石混合体试样，由于试样内部块石空间分布的不同，试样应力应变曲线表现出了差异，且差异主要表现在峰后阶段，而且在高围压下差异较明显。

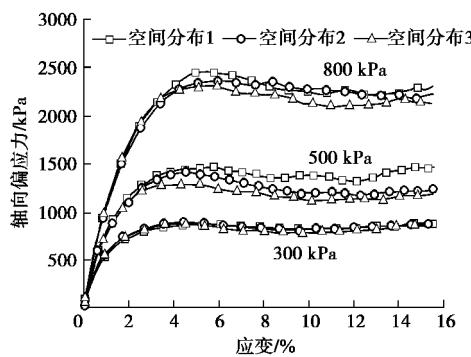


图 10 相同含石量下不同块石空间分布的土石混合体试样应力应变曲线 ($C=45\%$)

Fig. 10 Stress-strain curves of S-RM samples with same stone content but different spatial distributions of stones ($C=45\%$)

根据数值试验获得的不同土石混合体试样应力应变曲线，由莫尔库仑强度计算公式，获得了不同试样

的抗剪强度，见图 11。由图 11 可以看出，相同含石量的试样，由于内部块石空间分布不同，试样的内摩擦角和黏聚力虽表现出了一定的离散性，但从总体上来看，土石混合体试样的内摩擦角随着含石量增加基本呈线性增加，而黏聚力却随着含石量增加逐渐减小，这主要是由于土石混合体的黏聚力主要来自于细颗粒的土体部分，而随着含石量增加，发挥黏聚力作用的土体含量逐渐减少，因而其黏聚力也逐渐减低，这一变化规律与文献[19]研究结果相一致。

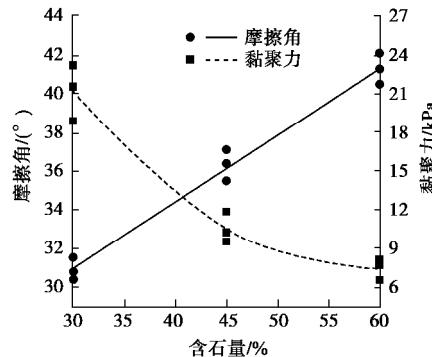
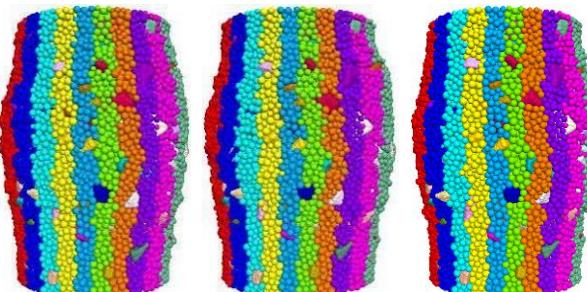


图 11 土石混合体试样抗剪强度参数与含石量的关系

Fig. 11 Relationship between shear strength parameters and stone content of S-RM samples

3.2 变形破坏特征分析

图 12 给出了不同土石混合体试样试验后的破坏形态。总体上，从图 12 中可以看出，在围压柔性加载下，土石混合体试样破坏后侧向均表现出了不均匀的鼓胀变形，与室内试验破坏后的结果相吻合。具体而言，由图 12 (a) 可以看出，对于同一土石混合体试样，在不同围压下，试样破坏后的形态是不同的，围压大小影响土石混合体的变形破坏形态，由此也体现出了土石混合体的非均质、非均匀特性。由图 12 (b) 可以看出，在相同围压下，不同含石量的土石混合体试样破坏后的形态也是不同的，且由图 12 (c) 可以看出，在相同围压下，即使由相同含量的块石集合构成的土石混合体试样，由于试样内部块石的空间分布不同，其破坏形态也不相同的，这体现出了土石混合体变形破坏规律的复杂性。



(a) 同一试样不同围压下的破坏形态 ($C=45\%$, 围压为 300, 500, 800 kPa)

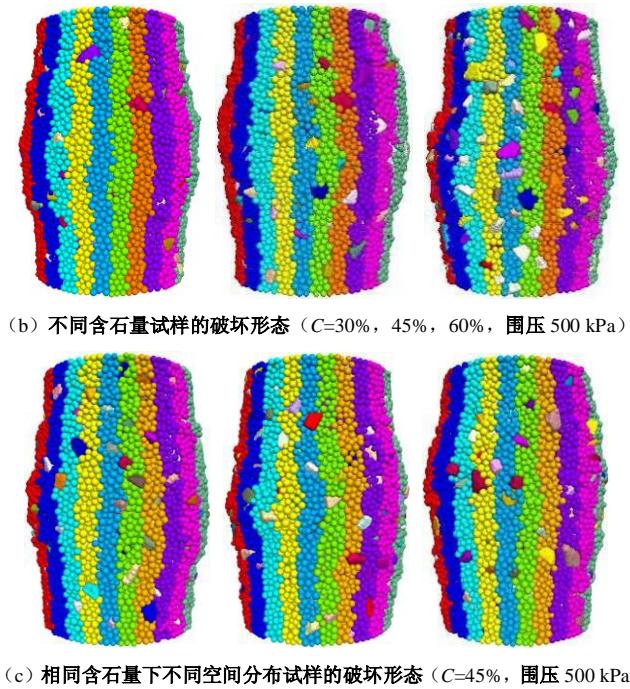


图 12 不同土石混合体试样的破坏形态

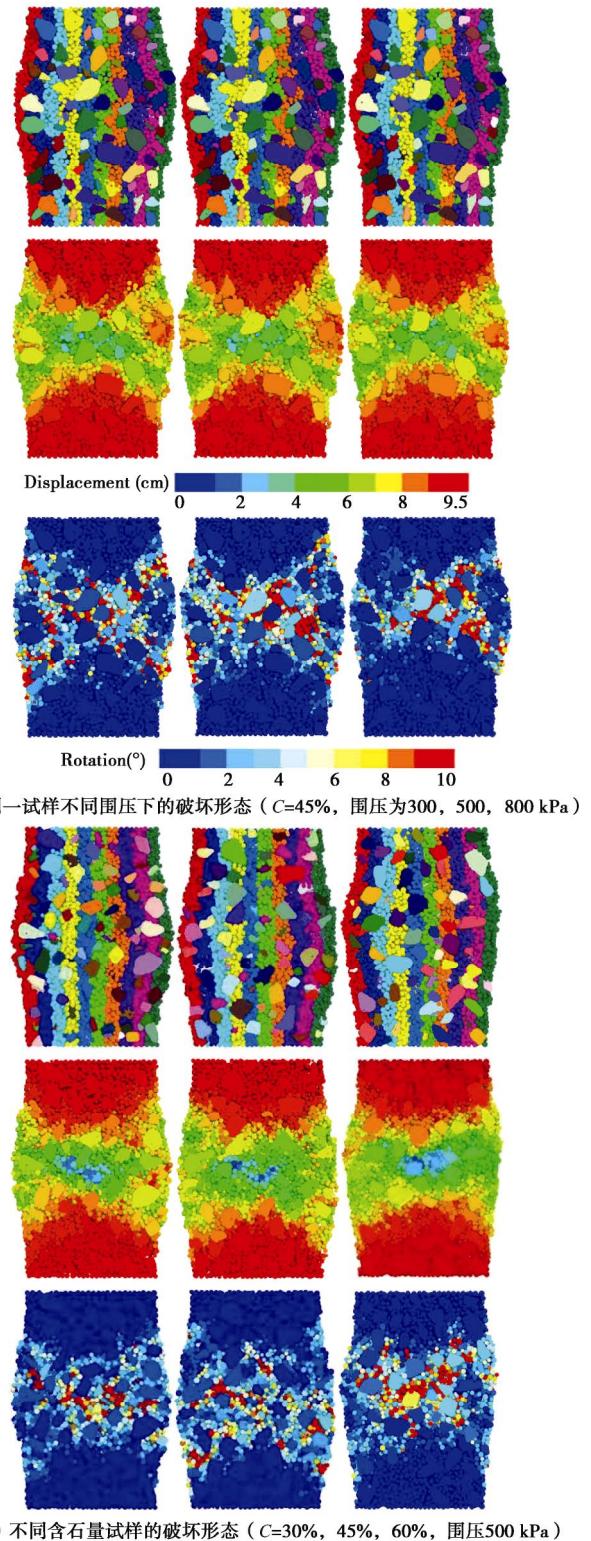
Fig. 12 Failure shapes of different S-RM samples

文献[20]研究表明, 颗粒材料破坏后通常形成一个剪切带, 并且剪切带内部颗粒存在明显的转动。通过对破坏后的土石混合体试样进行切片后, 根据试样内部颗粒的位移和转动特征, 分析土石混合体试样破坏后形成的剪切带。

通过对图 12 中的土石混合体破坏样沿中心进行竖向切片后, 得到了试样内部的剖切图, 如图 13 所示, 图中给出了剖切图上试样内部颗粒的位移云图和转动云图。由图 13, 首先从破坏样的剖切图可以看出, 破坏后, 试样内部的竖直标记条带发生了明显的鼓胀弯曲变形, 且越靠近试样边缘两侧的条带弯曲变形程度越大; 其次, 由剖切图上颗粒位移云图可以明显看出土石混合体试样破坏后形成的剪切带, 由于受试样内部块石的影响, 剪切带并非一个规则的条带, 而是一个曲折的条带, 其位置基本上位于接近于试样的中部, 且形态上大致呈一个非对称的 X 形分布, 厚度大致约为试样高度的 $1/3 \sim 1/2$ 倍; 最后, 由剖切图中颗粒转动云图可以看出, 土石混合体试样破坏后, 只有剪切带内部的颗粒发生了显著的转动, 而其它部位颗粒的转动则相对较小, 且通过对比土石颗粒转动幅度大小可以发现, 剪切带内部的土体颗粒转动幅度明显较块石的大, 说明了剪切带内部的土石颗粒存在差异性转动, 这主要是由于土石颗粒的转动惯量彼此间存在差异所导致的结果。

另外, 由图 13, 通过对不同土石混合体试样在不同围压下破坏后剪切带形态对比分析发现, 同一试样在不同围压下, 破坏后形成的剪切带的大小和形态也

是不同的, 且剪切带内部颗粒的转动情况也存在差异, 见图 13 (a); 在相同围压下, 即使由相同含量的块石集合构成的土石混合体试样, 由于块石的空间分布不同, 剪切带的大小和形态也各不同, 且剪切带内部颗粒的转动情况也不同, 见图 13 (b); 在相同围压下, 不同含石量试样破坏后的形成的剪切带的大小和形态彼此存在显著差异, 而且剪切带内部颗粒的转动情况也明显不同, 见图 13 (c)。



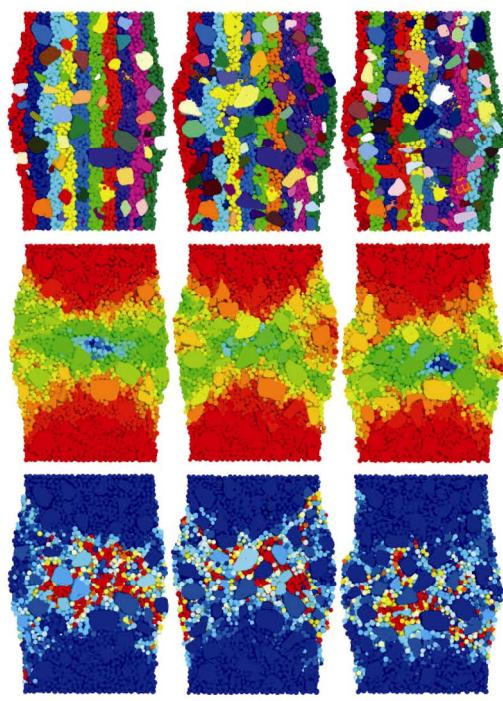
(c) 相同含石量下不同空间分布试样的破坏形态 ($C=45\%$, 围压500 kPa)

图 13 不同结构特征的土石混合体试样的内部剖切图

Fig. 13 Internal profiles of S-RM samples with different structural characteristics

综合上述, 在围压柔性加载下, 土石混合体试样表现为鼓胀变形破坏, 且破坏后形成的剪切带为一个

曲折条带, 其形态大致呈非对称的 X 型分布, 而且试样的破坏形态及其内部剪切带的大小和分布形态不仅受块石含量和空间分布影响, 而且也取决于围压大小。

3.3 剪切带形成演化过程分析

下面选取土石混合体试样在不同轴向应变下的模拟结果进行切片分析, 进一步研究土石混合体在变形破坏过程中剪切带的形成与演化规律。

图 14 给出了含石量为 45% 的土石混合体试样在不同轴向应变下的剖切图, 图中由上到下分别为不同轴向应变下试样的形态及试样内部颗粒的位移云图和转动云图。

由图 14, 首先通过对比不同轴向应变下试样的形状变化可以看出, 在轴向加载下, 随着轴向应变增加, 试样内部竖直标记条带开始向两侧逐渐发生鼓胀弯曲, 试样的不均匀鼓胀变形也逐渐显现出来, 且试样的鼓胀变形在峰前阶段不明显, 在峰后阶段则较为明显。

其次, 由不同轴向应变下试样内部颗粒的转动云图可以看出, 在轴向加载下, 试样内部剪切带的形成是从局部颗粒的转动开始的, 且随着轴向应变增加, 局部发生转动的颗粒逐渐增多, 当轴向应变到达峰值应变时, 局部发生转动的颗粒已相互连接贯通, 此时剪切带已基本形成, 此后随着轴向应变继续增加, 由于峰后试样的侧向不均匀鼓胀变形逐渐凸显出来, 进

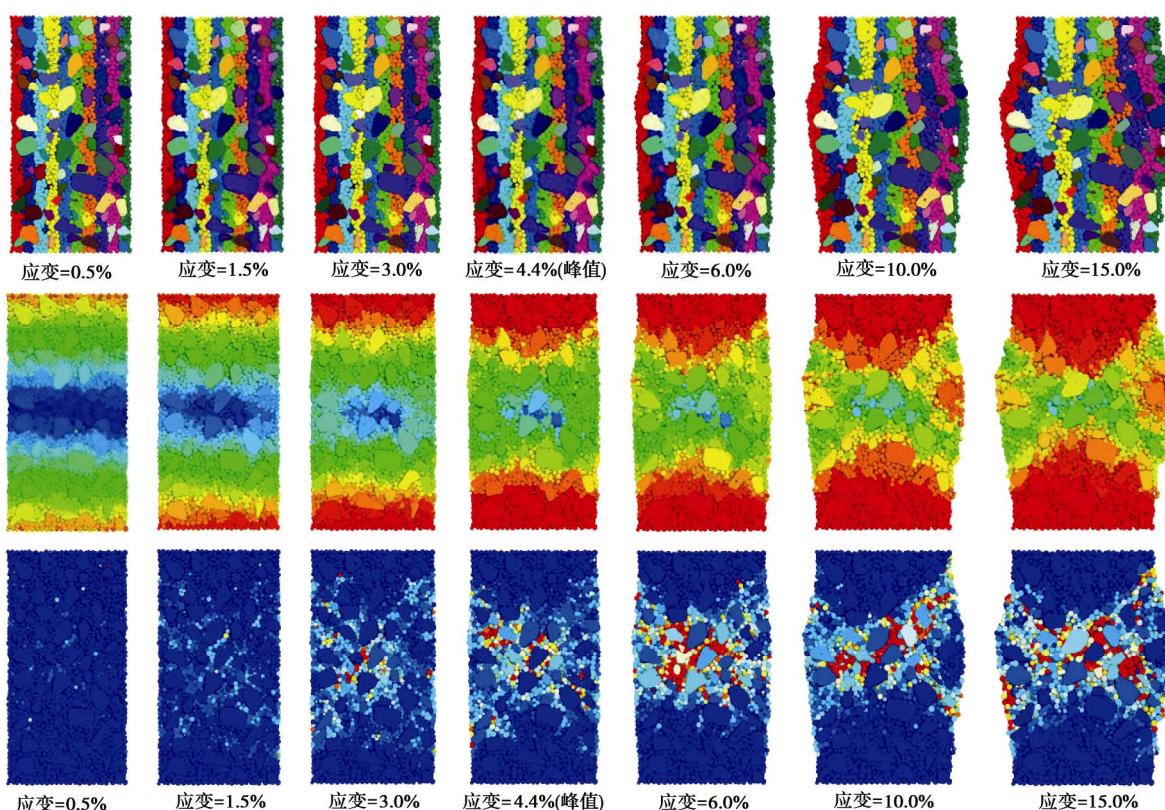


图 14 不同轴向应变下土石混合体试样的内部剖切图

Fig. 14 Internal profiles of S-RM samples under different axial strains

一步引起试样内部的颗粒转动情况发生变化, 同时也伴随着剪切带分布形态和大小发生相应变化。由此可以得出, 在轴向加载下, 土石混合体试样发生破坏后, 所形成的剪切带大小和分布形态取决于当前破坏状态下所对应的轴向应变大小。

最后, 通过综合对比不同轴向应变下试样内部颗粒的位移云图可以发现, 在轴向加载过程中, 由颗粒位移云图的变化, 可以清楚看出剪切带在峰后的演化过程, 但从其变化上却无法反映出剪切带在峰前的形成过程, 相比而言, 从颗粒转动云图上可以反映出剪切带的形成与演化的整个过程。因此, 在颗粒尺度上, 相比颗粒的位移, 颗粒的转动更适合用来分析土石混合体变形破坏过程中剪切带的形成发育过程。

4 结 论

本文综合运用计算机三维扫描和随机模拟建立了不同块石含量和空间分布的土石混合体三轴随机细观结构模型, 基于柔性黏结颗粒膜的围压柔性加载模拟方法, 开展了不同围压下土石混合体的大型离散元三轴试验模拟, 对土石混合体的力学特性与变形破坏规律进行了分析, 得出如下结论:

(1) 土石混合体的强度和抵抗变形的能力随含量和围压的增大而增强。即使在相同含石量下, 由于块石空间分布不同, 土石混合体的内摩擦角和黏聚力虽表现出了一定的离散性, 但总体上来看, 土石混合体的内摩擦角随着含石量增加基本呈线性增加, 而黏聚力却随着含石量增加逐渐减小。

(2) 在围压柔性加载下, 土石混合体试样表现为鼓胀破坏, 破坏后所形成的剪切带为一个曲折条带, 形态上呈非对称的X形分布, 厚度大小约为试样高度的 $1/3 \sim 1/2$ 倍。另外, 土石混合体试样的破坏形态及其内部剪切带大小和分布形态不仅受块石含量和空间分布影响, 而且也取决于围压大小。

(3) 通过对剪切带形成过程分析发现, 土石混合体试样内部剪切带的形成是伴随局部颗粒的转动开始的, 在应变到达峰值应变时, 局部发生转动的颗粒相互连接贯通, 此时剪切带已基本形成, 此后随着应变继续增加, 受峰后不均匀鼓胀变形的影响, 试样内部颗粒的转动仍会发生一定的变化, 同时伴随着剪切带分布形态和大小也发生着相应的变化。在颗粒尺度上, 相比颗粒的位移, 颗粒的转动更适合用来分析土石混合体变形破坏过程中剪切带的形成发育过程。

参考文献:

[1] 油新华. 土石混合体的随机结构模型及其应用研究[D]. 北

- 京: 北京交通大学, 2002. (YOU Xin-hua. Stochastic structural model of the earth-rock aggregate and its application[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2002. (in Chinese))
- [2] 孙华飞, 鞠杨, 王晓斐, 等. 土石混合体变形破坏及细观机理研究的进展[J]. 中国科学: 技术科学, 2014, 44(2): 172 - 181. (SUN Hua-fei, JU Yang, WANG Xiao-fei, et al. Review of the study on deformation, failure and the mesomechanisms of rock-soil mixture (RSM)[J]. Scientia Sinica: Technologica, 2014, 44(2): 172 - 181. (in Chinese))
- [3] 王宇, 李晓, 赫建明, 等. 土石混合体细观特性研究现状及展望[J]. 工程地质学报, 2014, 22(1): 112 - 123. (WANG Yu, LI Xiao, HAO Jian-ming, et al. Research status and prospect of rock and soil aggregate[J]. Journal of Engineering Geology, 2014, 22(1): 112 - 123. (in Chinese))
- [4] 夏加国, 胡瑞林, 邱生文, 等. 含超径颗粒土石混合体的大型三轴剪切试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(8): 2031 - 2039. (XIA Jia-guo, HU Rui-lin, QI Sheng-wen, et al. Large-scale triaxial shear testing of soil rock mixtures containing oversized particles[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(8): 2031 - 2039. (in Chinese))
- [5] 王江营, 曹文贵, 蒋中明, 等. 不同应力路径下土石混填体变形力学特性大型三轴试验研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(2): 424 - 430. (WANG Jiang-ying, CAO Wen-gui, JIANG Zhong-ming, et al. Large-scale triaxial tests on deformation and mechanical behavior of soil-rock aggregate mixture under different stress paths[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(2): 424 - 430. (in Chinese))
- [6] 金磊, 曾亚武, 张森. 块石含量及形状对胶结土石混合体力学性能影响的大型三轴试验[J]. 岩土力学, 2017, 38(1): 141 - 149. (JIN Lei, ZENG Ya-wu, ZHANG Sen. Large scale triaxial tests on effects of rock block proportion and shape on mechanical properties of cemented soil-rock mixture[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(1): 141 - 149. (in Chinese))
- [7] 金磊, 曾亚武, 李欢, 等. 基于不规则颗粒离散元的土石混合体大三轴数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(5): 829 - 838. (JIN Lei, ZENG Ya-wu, LI Huan, et al. Numerical simulation of large-scale triaxial tests on soil-rock mixture based on DEM of irregularly shaped particles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(5): 829 - 838. (in Chinese))
- [8] 王新. 土石混合体力学特性影响因素及破坏机制研究[D].

- 武汉：长江科学院，2010.(WANG Xin. Research on influence factors of mechanical characteristics and failure mechanism of soil-rock mixture[D]. Wuhan: Yangtze River Scientific Research Institute, 2010. (in Chinese))
- [9] 张 强, 汪小刚, 赵宇飞, 等. 不同围压加载方式下土石混合体变形破坏机制颗粒流模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(11): 2051 – 2060. (ZHANG Qiang, WANG Xiao-gang, ZHAO Yu-fei, et al. Particle flow modelling of deformation and failure mechanism of soil-rock mixture under different loading modes of confining pressure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(11): 2051 – 2060. (in Chinese))
- [10] ZHAO X L, EVANS T M. Discrete simulations of laboratory loading conditions[J]. International Journal of Geomechanics, 2009, **9**(4): 169 – 178.
- [11] DE B J P, McDOWELL G R, WANATOWSKI D. Discrete element modelling of a flexible membrane for triaxial testing of granular material at high pressures[J]. Géotechnique Letters, 2012, **2**(2): 199 – 203.
- [12] CIL M B, ALSHIBLI K A. 3D analysis of kinematic behavior of granular materials in triaxial testing using DEM with flexible membrane boundary[J]. Acta Geotechnica, 2014, **9**(2): 287 – 298.
- [13] 金 磊, 郑亚武. 基于三维柔性薄膜边界的土石混合体大型三轴试验颗粒离散元模拟[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(12): 2296 – 2304. (JIN Lei, ZHENG Ya-wu. Numerical simulation of large-scale triaxial test on soil-rock mixture using DEM with three-dimensional flexible membrane boundary[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(12): 2296 – 2304. (in Chinese))
- [14] XU W J, HU L M, GAO W. Random generation of the meso-structure of a soil-rock mixture and its application in the study of the mechanical behavior in a landslide dam[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2016, **86**: 166 – 178.
- [15] 张 强. 大型冰水滑坡堆积体工程力学特性及应用研究[D]. 南京: 河海大学, 2016. (ZHANG Qiang. Study on engineering mechanical properties of large-scale outwash landslide deposits and its application[D]. Nanjing: Hohai University, 2016. (in Chinese))
- [16] 徐文杰, 王 识. 基于真实块石形态的土石混合体细观力学三维数值直剪试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(10): 2152 – 2160. (XU Wen-jie, WANG Shi. Meso-mechanics of soil-rock mixture with real shape of rock blocks based on 3D numerical direct shear test[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(10): 2152 – 2160. (in Chinese))
- [17] MEDLEY E W. The engineering characterization of mélanges and similar block-in-matrix rocks(bimrocks)[D]. Berkeley: University of California, 1994.
- [18] Itasca Consulting Group Inc. PFC 5.0 help manual[M]. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc, 2014.
- [19] XU W J, XU Q, HU R L. Study on the shear strength of soil - rock mixture by large scale direct shear test[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2011, **48**(8): 1235 – 1247.
- [20] HALL S A, BORNERT M, DESRUES J, et al. Discrete and continuum analysis of localized deformation in sand using X-ray CT and volumetric digital image correlation[J]. Géotechnique, 2010, **60**(5): 11 – 20.

DOI: 10.11779/CJGE201908021

高面膜土石坝防渗结构中土工膜弯折（褶皱）试验研究

张宪雷^{1, 2}, 刘云峰³, 顾 克³, 毛文龙³

(1. 华北水利水电大学水利学院, 河南 郑州 450045; 2. 河南省水工结构安全工程技术研究中心, 河南 郑州 450045;
3. 河海大学水利水电学院, 江苏 南京 210024)

摘要: 针对面膜土石坝防渗结构设计与施工过程中存在防渗土工膜弯折（褶皱）问题，将弯折定性分为结构性弯折和非结构性弯折两种类型，为定量评价弯折作用造成的损伤及其规律，基于稳定性理论的薄板（壳）理论推演了影响土工膜弯曲变形的计算参数，并在理论分析的基础上自主研发一套试验装置。试验方案选用两种不同 PVC 土工膜作为试验材料，取 90° 最大弯折角度进行试验研究，并模拟 4°C 库水温度试验环境，试验结果表明弯折作用造成土工膜力学性能指标衰减，弯折作用 120 d 后，SY-GM 土工膜断裂强度衰减度达到 58.71%。根据试验数据分析成果，提出了增大弯折曲率半径和减小曲面弯折角度结构措施降低指标衰减度。

关键词: 面膜土石坝；试验研究；土工膜；弯折

中图分类号: TV641.4 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1555-07

作者简介: 张宪雷 (1984—), 男, 博士, 高级工程师, 主要从事高土石坝膜防渗技术研究。E-mail: zxl01615@163.com。

Experimental study on geomembrane bending (folding) in anti-seepage structure of membrane-faced rockfill dam

ZHANG Xian-lei^{1, 2}, LIU Yun-feng³, GU Ke³, MAO Wen-long³

(1. School of Water Conservancy, North China University of Water Resources and Electric Power, Zhengzhou 450045, China; 2. Engineering Technology Research Center for Safety of Hydrostructure in Henan Province, Zhengzhou 450045, China; 3. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China)

Abstract: In view of the problem of bending (folding) of anti-seepage geomembrane in the design and construction of the anti-seepage structure of membrane-faced rockfill dam, the bending nature is divided into two types: structural bending and non-structural bending. In order to quantitatively evaluate the damage caused by the bending and its laws, the parameters affecting the bending deformation of geomembrane are deduced based on the thin plate (shell) theory of stability theory, and a set of test equipment is independently developed on the basis of theoretical analysis. Two different PVC geomembranes are selected as the experimental materials, and under the maximum bending angle of 90 degrees, the 4°C water temperature test environment is simulated. The test results show that the bending effect causes the attenuation of mechanics performance index of the geomembrane. After the bending effect of 120 days, the attenuation degree of fracture strength of SY-GM type geomembrane reaches 58.71%. Based on the analysis results of experimental data, some measures are proposed to reduce the attenuation degree of the index by increasing the bending radius of curvature and reducing the bending angle of curved surface.

Key words: membrane-faced rockfill dam; experimental research; geomembrane; bending

0 引言

中国应用土工膜作为水库大坝防渗材料始于 20 世纪 80 年代, 主要用于大坝除险加固防渗。随着土工膜生产工艺和工程施工工艺日趋成熟, 国内外研究学者对土工膜材料特性和面膜防渗结构的深入研究, 工程师已初步掌握土工膜水库防渗技术的设计和施工, 土工膜逐步在新建堤防、大坝、库盘防渗和土石围堰工程中广泛应用。土工膜具有质地柔软, 防渗性能好, 耐久性能强, 适应变形能力强等优点, 作为高土石坝

和深厚覆盖层地基堆石坝主体防渗材料优势日益凸显。

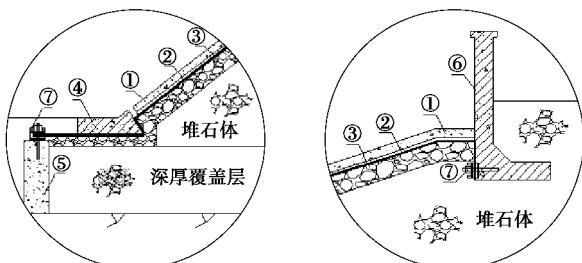
据国际大坝委员会 2006 年统计, 全球已有 216 座大型土石坝选用土工膜作为主体防渗材料, 其中有 143 座选用 PVC 膜防渗, 约占膜防渗大坝总数的 60.3%^[1], 实践证明防渗效果良好; 目前在高坝防渗结

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (51379069)

收稿日期: 2018-12-05

构方案比选时 PVC 土工膜备受坝工界青睐, 如阿尔巴尼亞坝高 91 m 的 Bovilla Dam 面膜堆石坝^[2], 2016 年老挝竣工的坝高 87 m 南欧江六级面膜堆石坝^[3-4]。

文献[5]指出面膜堆石坝为膜防渗体位于上游坝面的堆石坝, 其防渗结构包括土工膜下部垫层、土工膜和上部保护层, 仅土工膜起防渗作用。防渗结构在坝体周边缝处选用土工膜锚固连接方式, 因结构特性需要土工膜存在一定角度的弯折设计, 如图 1 所示面膜防渗结构在防浪墙和趾板处连接型式; 为避免周边缝锚固处形成夹具效应, 造成土工膜拉裂破坏, 采取的结构措施存在土工膜弯折^[6]。称此类因结构和工程措施需要而必然存在的弯折为结构性弯折。



①-现浇混凝土护坡; ②-PVC土工膜; ③-垫层; ④-趾板; ⑤-混凝土防渗墙; ⑥-防浪墙; ⑦-锚固螺栓

图 1 结构性弯折示意图

Fig. 1 Diagram of structured bending

施工过程中土工膜受昼夜温差梯度作用、风荷载作用、人为作用等影响因素, 易在局部坝面上产生褶皱; 面膜防渗结构施工过程中, 膜下垫层施工先于土工膜铺设, 坡面颗粒垫层施工平整度控制难度大, 坡面土工膜平整度差, 垫层凹凸处易产生褶皱; 即使砂砾垫层平整, 垫层因粗颗粒表面存在孔隙, 高水头压力作用下土工膜向孔隙内陷形成凹面褶皱。这种非防渗结构设计需要而由于外在影响因素作用产生的褶皱(弯折), 称之为非结构性弯折, 如图 2 所示。

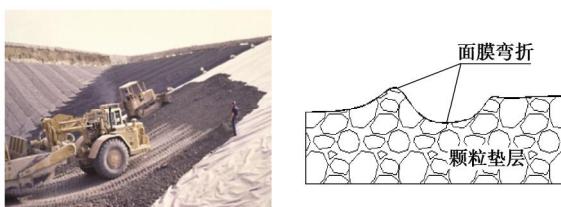


图 2 非结构性弯折

Fig. 2 Diagram of unstructured bending

国内外学者对土工膜褶皱/弯折进行了多方面研究。Take 等^[7]通过航拍和图像处理技术对坝面土工膜褶皱进行了量化统计, 发现褶皱面积占总面积的 13.9%; Rowe 等^[8]通过不同季节和全天不同时间段内观测统计, 发现土工膜褶皱与太阳辐射强度、土工膜表面温度有关; Giroud 等^[9]认为土工膜大面积褶皱是

由于温度应力引起的; Soong 等^[10]研究发现上覆压力对褶皱高度和宽度有一定影响, 但褶皱不会因上覆压力而完全消失; Gudina 等^[11]认为持力层为砂土时褶皱一直存在, 并推断褶皱可能对土工膜力学性能造成损伤; 高登等^[12]针对圆形建筑物周边土工膜起皱研究认为, 相比于 HDPE 土工膜 PVC 土工膜可大幅降低褶皱程度。

国内外大部分学者对土工膜褶皱研究主要集中在数据统计分析与上覆压力作用下褶皱几何尺寸度量、应力应变测试两个方面, 但缺乏褶皱/弯折对土工膜的力学指标损伤程度的量化分析; 目前试验性研究较少, 试验研究主要集中在褶皱构型和薄膜应力应变量测^[13]。本文基于稳定性理论的薄板(壳)理论分析影响土工膜弯折的主要技术参数, 通过弯折试验和试验数据的理论分析, 量化了弯折作用对土工膜的损伤程度及其衰变规律, 并提出降低土工膜损伤程度的方法。

1 土工膜弯折数值计算模型

1.1 薄膜弯折力学计算模型分析现状

国内外学者提出了很多褶皱现象机理分析方法, 主要分为忽略膜抗弯刚度分析法和考虑膜抗弯刚度的分析法^[13], 前者的代表理论为张力场理论, 后者为基于稳定性理论的薄板(壳)理论。

Wagner^[14]首次提出张力场理论, 因忽略薄膜抗弯刚度, 膜在平面内不会产生压应力和弯曲应力, 表现为沿褶皱方向的单轴受拉状态。基于张力场理论 Stein 等^[15]考虑薄膜过度收缩效应提出褶皱理论, 通过修正褶皱区域本构关系, 得到褶皱区域内的应力状态; Roddeman 等^[16]运用修正变形梯度法, 提出薄膜满足单轴受力条件下的本构关系, 但计算过程需要特殊的非线性迭代技术; Pipkin 等^[17]基于弹性力学理论将张力场理论和薄膜结构分析相结合, 提出松弛应变能密度法, 根据薄膜平衡状态下能量最小原则推求出薄膜褶皱区域的真实应力。张力场理论及其后丰富发展的理论虽然解决了褶皱区域内应力计算问题, 但均忽略膜的抗弯刚度, 并认为褶皱区域面外变形可转化为面内过度收缩, 因膜面外刚度为零, 计算过程存在刚度矩阵病态问题。

基于稳定性理论的薄板(壳)理论认为膜材弯折严格意义上属于应力屈服现象, 稳定性丧失是弯折的本质。Wong 等^[18]基于薄板理论采用薄壳单元模拟褶皱的面外变形分析薄膜褶皱形变。Leifer 等^[19]认为膜垂直面内施加一组较小合力为零的作用力是褶皱出现的诱因。Tessler 等^[20]采用随机面外缺陷方法使薄板面生成初始缺陷, 得出薄板的应力应变。

根据国际大坝委员会 135 号公告, 国外已建面膜土石坝中土工膜平均设计厚度为 2.0 mm, 其刚度介于薄膜与板材之间, 其抗弯刚度不可忽略, 因此张力场理论不适用土工膜膜材数值模型理论计算。基于稳定性理论的薄板(壳)理论更适用于坝面土工膜数值模拟计算分析。

1.2 弯折力学计算模型

假定土工膜垂直面内施加一组较小合力为零的作用力, 土工膜在水平面内产生弯折/褶皱(图 3 所示), 弯折几何曲面由水平作用力、弯曲角度、弯曲长度、弯曲高度和弯曲宽度 5 个参数构成, 构成参数的不同组合可形成不同的弯折几何曲面。

(1) 作用弯矩 M

假设长度为 L , 厚度为 h 的土工膜在界面摩擦力 F 的作用下, 产生水平角度为 q 的轴对称弯曲变形, 取图 3 弯曲面上任意 Q 微小单元分析(见图 4), 其转角为 $d\theta$, 设微小单元与水平面的夹角为 θ , 厚度中心弧线 AB 的曲率半径记为 r ; 假定弧线 AB 的长度不因弯曲而发生变化, 则弧线 AB 的长度 $dL = rd\theta$, 取距离中心弧线 AB 外侧径向距离为 y 的弧线 A_yB_y , 其长度 $dL_y = (r+y)d\theta$ 。弧线 A_yB_y 在弯曲作用下产生的拉应变 $e_y = y/r$, 设土工膜的弹性模量为 E , 则在弧线 A_yB_y 上产生的拉应力 $s_y = Ey/r$ 。

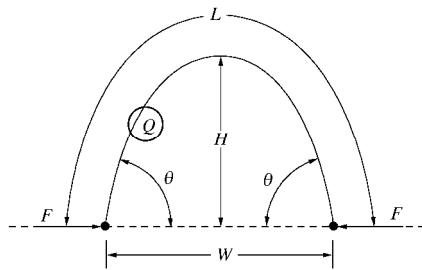


图 3 弯折曲面 5 个作用参数示意图

Fig. 3 Diagram of five parameters in bending surface

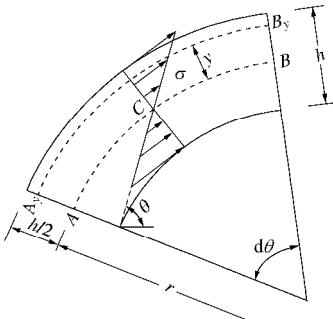


图 4 Q 微小单元计算模型

Fig. 4 Computational model for Q element

假定弹性拉伸模量与弹性压缩模量相等, 中心线 AB 内侧产生压应力, 外侧产生拉应力, 应力呈线性分布, 中心线 AB 上任意处的弯矩值:

$$M = \int_{(C)} s y dy = \int_{(C)} E y^2 / r dy = EI / r \quad . \quad (1)$$

式中, (C) 为 C 点处径向断面积分区域面积, 这里的惯性矩 $I = \int_{(C)} y^2 dy = \int_{-h/2}^{h/2} y^2 dy = h^3 / 12$ 。则 $I = Eh^3 / 12$ 。

(2) 弯折长度 L_w

取土工膜弯折整体为研究对象, 其弯折角度为 θ_w , 弯折高度为 H_w , 弯折宽度为 W_w (如图 5 所示), 则 $dz/ds = \sin q$, ds 为曲面中线弧线上微长。在界面摩擦力 F 作用下 P 点弯矩 $M_p = zF = EI/r$, 曲面弯曲曲率计算方程 $r = -ds/d\theta$, 则 $d\theta/ds = -Fz/EI$ 。微分方程两侧对 s 取导数可得

$$\frac{d^2q}{ds^2} = -\frac{F}{EI} \frac{dz}{ds} = -\frac{F}{EI} \sin q \quad . \quad (2)$$

微分方程的边界条件: ① $x=0, z=0$; ② $\theta=q_w$, $d\theta/ds=0$ 。微分方程的解为

$$\frac{dq}{ds} = -2\sqrt{\frac{F}{EI}} \left(\sin^2 \frac{q_w}{2} - \sin^2 \frac{q}{2} \right) \quad . \quad (3)$$

引入函数 $\sin g = \frac{\sin(q/2)}{\sin(q_w/2)}$, 其微分方程可写为

$$\cos g dg = \frac{\sqrt{1 - \sin^2 g \sin^2(q_w/2)}}{2 \sin(q_w/2)} dq \quad \left(0 \leq q \leq \frac{\pi}{2} \right) \quad . \quad (4)$$

联立式(3), (4) 可得

$$ds = \frac{-dg}{\sqrt{F/(EI)} \sqrt{1 - \sin^2 g \sin^2(q_w/2)}} \quad . \quad (5)$$

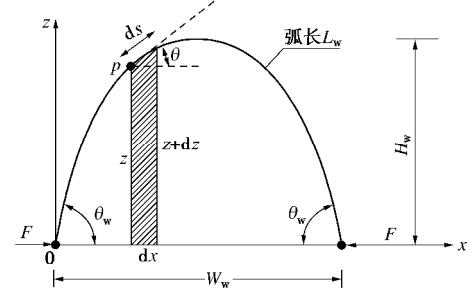


图 5 土工膜弯折分析模型

Fig. 5 Analysis model for bending of geomembrane

土工膜弯折后的弯折长度 L_w 表达式为

$$L_w = 2 \int_0^{L/2} ds \quad .$$

当 $s=0 (\theta=\theta_w)$ 时, $g=\pi/2$; $s=L/2 (\theta=0)$ 时, $g=0$ 。

则

$$L_w = \frac{2}{\sqrt{F/(EI)}} \int_0^{\pi/2} \frac{-dg}{\sqrt{1 - \sin^2 g \sin^2(q_w/2)}} \quad , \quad (6)$$

令 $A = \int_0^{\pi/2} \frac{-dg}{\sqrt{1 - \sin^2 g \sin^2(q_w/2)}}$, 则 $L_w = \frac{2A}{\sqrt{F/EI}}$ 。

(3) 弯折宽度 W_w

土工膜弯折后的曲面弯折宽度 W_w 可表示为

$$W_w = \int_0^{W_w} dx \quad . \quad (7)$$

根据图 5 所示的几何关系, 有 $dx = \cos q ds = 1 - 2\sin^2(q/2)ds$, 联合式 (4) 可以得到微分方程式:

$$dx = 1 - 2\sin^2 g \sin^2(q_w/2)ds \quad . \quad (8)$$

由式 (3) ~ (5) 可得

$$W_w = \frac{2}{\sqrt{F/(EI)}} \int_0^{\pi/2} \frac{1 - 2\sin^2 g \sin^2(q_w/2)}{\sqrt{1 - \sin^2 g \sin^2(q_w/2)}} dg \quad . \quad (9)$$

令 $B = \int_0^{\pi/2} \frac{1 - 2\sin^2 g \sin^2(q_w/2)}{\sqrt{1 - \sin^2 g \sin^2(q_w/2)}} dg$, 则

$$W_w = 2\sqrt{EI(2B - A)/F} \quad . \quad (10)$$

(4) 弯折曲面高度 H_w

土工膜弯折曲面高度 H_w , 根据图 5 所示的几何关系, $dz = \sin q ds$, 又根据 1.2 (2) 知 $d\theta/ds = -Fz/(EI)$, 则 $\sin q dz = -zF/(EI)dz$, 微分方程边界条件为 $z=0$ 时, $\theta=\theta_w$; $\theta=0$ 时, $z=H_w$, 方程的解析解可表达为

$$H_w = 2\sin(q/2)/\sqrt{EI/F} \quad \left(0 \leq q \leq \frac{\pi}{2}\right) \quad . \quad (11)$$

(5) 弯折曲面最大应变

弯折曲面曲率半径最小且 $y=h/2$ 时, 外侧拉应变最大, 即 $e_{max} = h/(2r_{min})$, $r = EI/(ZF)$ 。因此, 当 z 取最大值时, 曲率半径达到最小值, 即弯折曲面的顶部位置; $z=H_w$ 时, $r_{min} = EI/(H_w F)$, 则最大应变为

$$e_{max} = \frac{FH_w}{2EI} h = \frac{2\sin^2(q_w/2)}{H_w} h \quad . \quad (12)$$

又 $\frac{L_w}{H_w} = \frac{A}{\sin(q_w/2)}$, 则

$$e_{max} = 2 \int_0^{\pi/2} \frac{-dg}{\sqrt{1 - \sin^2 g \sin^2(q_w/2)}} \frac{\sin(q_w/2)}{L_w} h \quad \left(0 \leq q \leq \frac{\pi}{2}\right) \quad . \quad (13)$$

(6) 理论结果分析

根据最大应变表达式, 弯折中心弧线外侧土工膜拉应变与弯折角度 θ_w , 弯折长度 L_w 和膜厚度 h 有关, 与作用力 F 无关。此外,

$$\frac{W_w}{H_w} = \frac{2B - A}{\sin(q_w/2)} \quad (0 \leq q_w \leq \pi/2) \quad . \quad (14)$$

可以看出弯折曲面 3 个几何参数 L_w , H_w 和 W_w 与弯折角度 θ_w 有关。因此给定弯折角度 θ_w 和其它几何尺寸中的任意一个, 弯折曲面几何构成是相同的。

最大应变在弯曲面顶部位置, 应变是关于材料厚度、弯折角度和弯折长度的函数表达式, 弯折角度一定条件下, 弯折长度越小, 厚度越大, 弯曲应变量越大。膜中心轴外侧面为拉应变, 内侧面为压应变, 弯折曲面模型应变分布如图 6 所示。

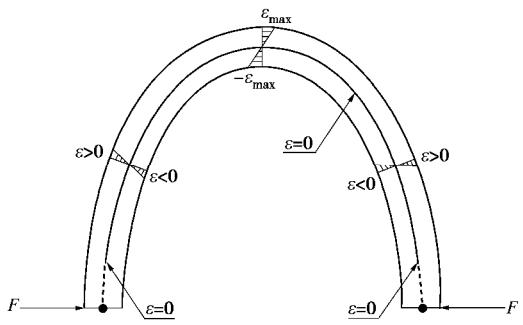


图 6 土工膜弯折曲面应变分布图

Fig. 6 Distribution of strain in bending surface of geomembrane

2 土工膜弯折试验

2.1 试验材料

国内市场 PVC 膜多用于房屋防水和地下隧道防渗, 厚度一般不大于 1.1mm, 其力学性能和抗渗指标不能满足水库大坝高水头防渗要求, 为满足试验要求, 笔者专门委托山东和四川某土工合成材料生产企业分别制作满足面膜堆石坝膜防渗要求的 PVC 土工膜, 依次命名为 HX-GM 和 SY-GM, 其参数见表 1。

表 1 土工膜技术参数

Table 1 Technical parameters of geomembrane

名称	产地	厚度 /mm	断裂强度 /MPa	断裂延伸率 /%	测试温度 /°C
HX-GM	山东	2.0	17.25	296.48	4±2
SY-GM	四川	1.5	17.92	193.46	4±2

2.2 试验装置

弯折曲面数值计算分析表明弯曲曲面顶部应变最大, 最大应变与弯折角度、弯曲曲率半径有关, 与水平作用力无关。因此, 不考虑土工膜界面特性影响因素的条件下, 控制土工膜相对水平面的弯折角度和弯曲曲率半径两个参数, 可固定土工膜弯曲变形几何尺寸。

弯折试验仪是一种通过改变弯折角度和弯曲曲率半径两个参数使土工膜处于不同角度弯折, 产生弯曲变形的试验仪器。弯折试验仪应满足 3 个条件: ①能够控制柔性膜材弯折角度和弯曲曲率半径; ②膜弯曲部分与非弯曲部分应光滑衔接, 不得在衔接部位出现折线; ③膜弯曲部分的上下面是两个自由曲面, 曲面之间不能出现外力挤压现象。

根据上述条件, 弯折试验仪主要包括弯曲形态成型构件和弯曲形态控制构件两部分。弯曲成型构件主要包括膜槽、角度控制器和底座组成; 弯曲形态控制构件主要由位移控制器、承力构件、传力构件和横梁组成, 图 7 为弯折试验仪示意图。

弯折试验仪工作原理: 利用膜槽和角度控制器分别固定膜试样弯曲曲率和弯曲角度, 保证弯曲部分与

非弯曲部分光滑连接无折线, 然后通过位移控制器控制膜槽与角度控制器之间的距离, 避免弯折区域产生挤压剪切。



图 7 弯折试验仪

Fig. 7 Bending tester

弯折试验仪操作步骤: ①裁剪试样, 并在试样中间部位划线标记; ②将标记好的试样放置在膜槽内, 试样标记线尽可能位于膜槽圆弧最低点; ③安放角度控制器, 角度控制器顶端圆弧的顶端与试样标记线重合, 将试样弯折定形; ④操作位移控制器, 至位移控制器槽孔内最大位移处, 固定试样弯折形态, 两个位移控制器尽可能保持同步控制, 以免出现偏压造成土工膜弯折形态发生变化。

2.3 试验方案及方法

试验材料选用 2.0 mm 厚 HX-GM 和 1.5 mm 厚 SY-GM 两种 PVC 土工膜。防渗结构运行时, 大部分位于水下, 水库库水温度为变量, 试验方案模拟库水温 4℃ 环境下运行状态。土工膜在恒温 4±2℃ 环境下弯折度数取最大值 90°, 弯折作用的控制时间为 20, 40, 60, 80, 100, 120 d, 每个时间节点设 3 个相同试样。

弯折后土工膜力学指标性能按照《土工合成材料测试规程》(SL235—2012) 25.3 和 25.4 条规定测试, 试样制备及操作严格执行规程标准, 但测试环境温度取 4±2℃。

3 试验结果与分析

3.1 试验结果

土工合成材料力学性能测试系统测试温度调至 4℃, 待温度恒定后取弯折试样作单向拉伸试验, 图 8 为试样试验前后比较, 试验前试样两面在弯折部位受拉和受压有明显痕迹, 试验后试样断裂破坏的位置在弯折部位, 试验过程中发现弯折部位的受拉面先出现断裂裂纹。

图 9,10 分别为 HX-GM 和 SY-GM 试验方案弯折老化单向拉伸试验结果, 从图中可以看出各弯折作用时间点 PVC 土工膜试样的断裂延伸率和断裂强度与未弯折的母材相比均发生相对较大的衰减, 而各弯折作用时间点之间的比较发现弯折衰减速率相对较小,

但均表现出断裂强度和断裂延伸率随弯折作用时间的增长而减小现象。



图 8 HX-GM 90° 恒温弯折 20 d 后单向拉伸试验前后

Fig. 8 Result of HX-GM for bending of 90° under constant temperature after 20 days before and after tensile tests

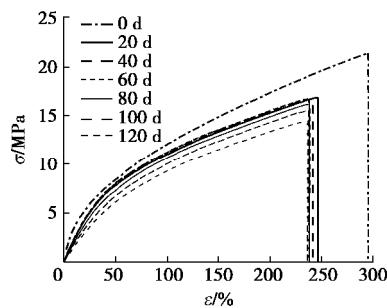


图 9 HX-GM 不同弯折作用时间单向拉伸应力应变关系曲线

Fig. 9 Stress-strain curves under uniaxial tension of HX-GM at different bending time

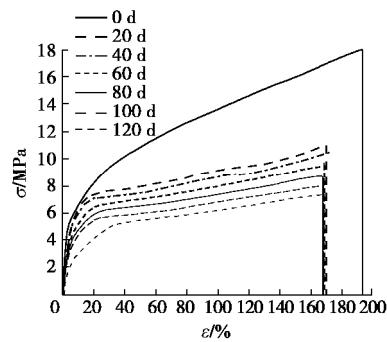


图 10 SY-GM 不同弯折作用时间单向拉伸应力应变关系曲线

Fig. 10 Stress-strain curves under uniaxial tension of SY-GM at different bending time

3.2 试验结果分析

图 11~14 分别为 HX-GM 和 SY-GM 土工膜断裂强度、断裂延伸率、强度衰减率和延伸率衰减率指标在弯折作用时间轴上分布图, 从图中可以看出, 指标的分布趋势可描述为 20 d 弯折作用后, 断裂延伸率前期随弯折时间呈线性递减变化, 后期衰减度降低; 而断裂强度前期变化不大, 后期衰减度增强。弯折强度衰减率随弯折作用时间不断增大, 基本呈线性递增趋势, 而弯折延伸率衰减率在弯折作用起始阶段呈线性增长, 弯折作用 40 d 后基本保持不变或小幅度起伏变化。

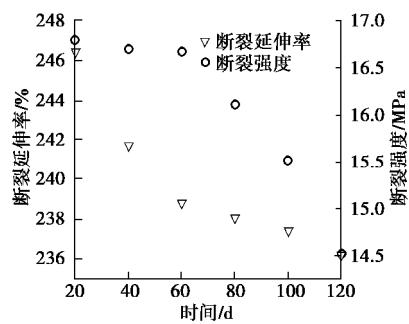


图 11 HX-GM 断裂强度和延伸率弯折作用时间分布图

Fig. 11 Diagram of breaking strength and elongation of HX-GM with bending time

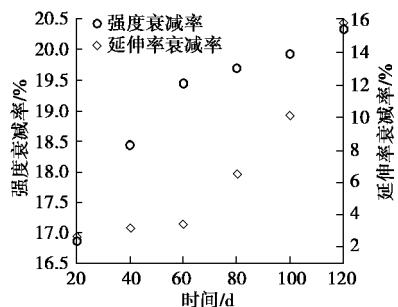


图 12 HX-GM 断裂延伸率和强度衰减率弯折作用时间分布图

Fig. 12 Diagram of breaking elongation and strength of HX-GM degradation rate with bending time

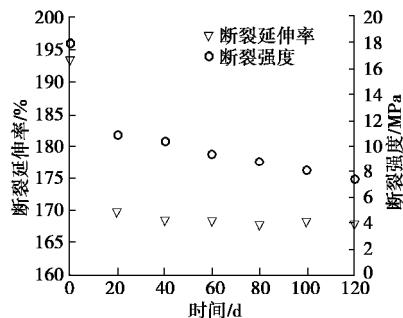


图 13 SY-GM 断裂强度和延伸率弯折作用时间分布图

Fig. 13 Diagram of breaking strength and elongation of SY-GM with bending time

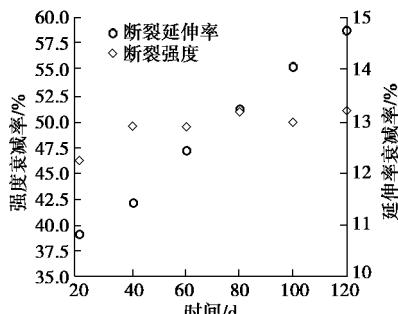


图 14 SY-GM 断裂延伸率和强度衰减率弯折作用时间分布图

Fig. 14 Diagram of breaking elongation and strength of SY-GM degradation rate with bending time

试验结果表明弯折作用 120 d 后, 4℃环境温度下 SY-GM、HX-GM 土工膜断裂强度衰减度分别达到

58.71% 和 20.33%, 弯折作用加速 PVC 土工膜老化速率, 缩减了面膜防渗结构的服役周期。

4 结 论

(1) 基于稳定性理论的薄板(壳)理论弯折最大应变位于弯曲曲面顶部, 弯曲面的几何形变由相对水平面内的弯折角度和弯曲曲率半径两个参数确定。

(2) 弯折(褶皱)作用造成 PVC 土工膜力学性能指标损伤, 影响面膜防渗结构安全运行, 防渗结构设计和工程施工时应尽可能避免出现弯折现象。

(3) 土工膜结构性弯折设计时, 对弯折结构进行优化设计, 在弯折部位尽可能增大膜材弯折曲率半径, 减小弯折角度, 以延长防渗结构的使用寿命。

(4) 土工膜厚度设计计算时应考虑弯折(褶皱)损伤对面膜防渗结构性能的影响。

(5) 施工过程中应严格控制坝面垫层平整度, 合理设计垫层颗粒级配曲线, 避免颗粒之间出现较大缝隙。

参 考 文 献:

- [1] ICOLD. Geomembrane sealing systems for dams: design principles and return of experience(Bulletin 135)[R]. Paris: The International Commission on Large Dams, 2010.
- [2] SEMBENELLI P, SEMBENELLI G, SCUERO A M. Geosynthetic system for the facing of Bovilla Dam[C]// Proceedings Sixth International Conference on Geosynthetics. Atlanta, 1998:1099 - 1106.
- [3] 束一鸣, 吴海民, 姜晓桢. 中国水库大坝土工膜防渗技术进展[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(增刊 1): 1 - 9. (SHU Yi-ming, WU Hai-min, JIANG Xiao-zhen. The development of anti-seepage technology with geomembrane on reservoirs and dams in China[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering 2016, 38(S1): 1 - 9. (in Chinese))
- [4] 宁宇, 喻建清, 崔留杰. 软岩堆石高坝土工膜防渗技术[J]. 水力发电, 2016, 42(5): 62 - 67. (NING Yu, YU Jian-qing, CUI Liu-jie. Anti-seepage of geomembrane for high soft rock filling dam[J]. Water Power, 2016, 42(5): 62 - 67. (in Chinese))
- [5] 束一鸣, 吴海民, 姜晓桢. 高面膜堆石坝发展的需求与关键技术——高面膜堆石坝关键技术(一)[J]. 水利水电科技进展, 2015(1): 1 - 9. (SHU Yi-ming, WU Hai-min, JIANG Xiao-zhen. Need and key technology on development of high membrane faced rockfill dam: key technology of high membrane faced rockfill dam (I)[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2015(1): 1 - 9.(in Chinese))

- [6] 花加凤, 束一鸣, 张贵科, 等. 土石坝坝面防渗膜中的夹具效应[J]. 水利水电科技进展, 2007, 27(2): 66 - 68. (HUA Jia-feng, SHU Yi-ming, ZHANG Gui-ke, et al. Clamping effect in geomembranes used for seepage control of upstream surface of earth-rock dams[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2007, 27(2): 66 - 68. (in Chinese))
- [7] TAKE W A, CHAPPEL M J, BRACHMAN R W I, et al. Quantifying geomembrane wrinkles using aerial photography and digital image processing[J]. Geosynthetics International, 2007, 14(4): 219 - 227.
- [8] ROWE R K, CHAPPEL M J, BRACHMAN R W I. Field study of wrinkles in a geomembrane at a composite liner test size[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2012, 49(10): 1196 - 1211.
- [9] GIROUD J P, MOREL N. Analysis of geomembrane wrinkles[J]. Geotextiles and Geomembranes, 1992, 11: 255 - 276.
- [10] SOONG T Y, KOERNER R M. Behavior of waves in high density polyethylene geomembranes: a laboratory study[J]. Geotextiles and Geomembranes, 1999, 17: 81 - 104.
- [11] GUDINA S, BRACHMAN R W I. Physical response of geomembrane wrinkles overlying compacted clay [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, 132(10): 1346 - 1353.
- [12] 高 登, 朱 斌, 陈云敏. 圆形构筑物周边土工膜沉降时的褶皱产生机理及分析模型[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(8): 1126 - 1132. (GAO Deng, ZHU Bin, CHEN Yun-min. Mechanism and analytic model of wrinkled geomembranes around circular structures subjected to differential settlement[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering 2008, 30(8): 1126 - 1132. (in Chinese))
- [13] 杨 坪, 段明石. 垃圾填埋场用土工膜褶皱研究现状[J]. 湖南文理学院学报(自然科学版), 2017, 29(2): 62 - 67. (YANG Ping, DUAN Ming-shi. Research summary of wrinkles of geomembrane on landfills[J]. Journal of Hunan University of Arts and Science(Science and Technology), 2017, 29(2): 62 - 67. (in Chinese))
- [14] WAGNER H. Flat sheet metal girders with very thin metal web: part 1 general theories and assumptions[J]. Technical Report Archive & Image Library, 1929, 20: 200 - 314.
- [15] STEIN M, HEDGEPETH J M. Analysis of partly wrinkles[M]. Washington: National Aeronautics and Space Administration, 1961: 265 - 278.
- [16] RODDEMAN D J, DRUKKER J, OMENS C W, et al. The wrinkling of thin membrane: part I theory[J]. Journal of Applied Mechanics (ASME), 1987, 54(4): 884 - 887.
- [17] PIPKIN A C. The relaxed energy density for isotropic elastic membranes[J]. IMA Journal of Applied Mathematics, 1986, 36(1): 85 - 99.
- [18] WONG Y W, PELLEGRINO S. Wrinkled membranes part II: analytical models[J]. Journal of Mechanics of Materials and Structures, 2006(1): 27 - 61.
- [19] LEIFER J, BELVIN W K. Prediction of wrinkle amplitudes in thin film membranes using finite element modeling[C]// The 44th AIAA/ASME/ASCE/AHS/ASC Structures, Structural Dynamics and Materials Conference. Austin, 2003.
- [20] TESSLER A, SLEIGHT D W. Toward effective shell modeling of wrinkled thin-film membranes exhibiting stress concentrations[C]// The 45th AIAA/ASME/ASCE/AHS/ASC Structures, Structural Dynamics and Materials Conference. Palm Springs, 2004.

DOI: 10.11779/CJGE201908022

典型深海软黏土全流动循环软化特性与微观结构探究

任玉宾, 王胤, 杨庆*

(大连理工大学海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116023)

摘要: 深海软黏土具有不同于陆相或近海软黏土的岩土工程性质。针对取自中国南海西部深水区 5 个典型站位的海床软黏土, 采用一种改进的全流动贯入装置对其强度特征进行测试, 并结合深海软黏土特殊的微观结构和生物硅矿物, 对其循环软化特性进行分析和探讨。研究结果表明: 南海西部深海软黏土普遍具有高含水率、高液性指数、高活性值、低不排水抗剪强度和高灵敏度等特点, 极慢的沉积速率和稳定的沉积环境是深海软黏土具有高灵敏度的主要原因。全流动循环软化过程中土体结构的变化主要体现在絮凝体的破坏和孔隙结构的改变两个方面。特殊的生物硅颗粒在循环作用下会发生破碎, 导致内部孔隙水释放, 从而加剧了土体循环软化的程度。

关键词: 深海软黏土; 全流动贯入; 循环软化; 微观结构; 生物硅矿物

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1562-07

作者简介: 任玉宾(1990—), 男, 博士研究生, 主要从事海洋土力学性质和微观结构等方面的研究工作。E-mail: renyubin@mail.dlut.edu.cn。

Full-flow cyclic degradation and micro-structure of representative deep-sea soft clay

REN Yu-bin, WANG Yin, YANG Qing

(State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116023, China)

Abstract: The geotechnical properties of deep-sea soft clay are quite different from those of terrestrial or offshore clay. For the representative deep-sea soft clay collected from the western region of South China Sea, an improved full-flow penetration device is used to measure its strength characteristics. Combined with (Focusing on) the special micro-structure and bio-silica minerals, the cyclic degradation characteristics are analyzed and discussed. The results show that the deep-sea soft clay in the western region of South China Sea generally has the characteristics of high water content, high liquidity index, high activity, low undrained shear strength and high sensitivity. The extremely slow deposition rate and stable deposition environment are the main reasons for the high sensitivity of deep-sea soft clay. The change of micro-structure of soils during the full-flow cyclic degradation process is mainly caused by the damage of flocculation and the change of pore structure. The bio-silica particles may break under the cyclic penetration, leading to the release of the internal pore water, which will aggravate the degree of degradation.

Key words: deep-sea soft clay; full-flow penetration; cyclic degradation; micro-structure; bio-silica mineral

0 引言

随着中国海洋工程的不断建设和发展, 南海海底尤其是深海软黏土的力学特性需要深入探索, 这对于评价海底滑坡、碎屑流等地质灾害和指导海上油气平台锚固系统、海底构筑物的施工建设等尤为重要。

全流动贯入(full-flow penetration method)是近几年来逐渐流行的针对软黏土工程力学性质评价的测试方法, 根据探头形状的不同, 主要分为 T-bar 和 Ball 两种。相比于传统的触探方法(如静力触探(CPTU)和十字板剪切(VST)等)具有以下几点优势: ①具有较为精确的塑性理论解; ②更加适用于测试强度很低的软黏土; ③既能得到连续的强度随深度变化曲线,

又可以在循环作用下得到灵敏度参数。国内外学者针对全流动贯入方法的适用性、阻力系数的取值和测试结果的解释等方面进行了深入的研究, 为该方法的工程应用积累了丰富的经验。郭绍曾等^[1]总结静力触探技术的发展历史, 从理论计算、试验研究、数值模拟和阻力系数的取值等方面对适用于深海软黏土的全流动贯入仪进行了详细的讨论。郭小青等^[2]采用 T-bar 方法对珠江口海洋软土的不排水抗剪强度及循环软化特性进行研究。彭鹏等^[3]较为全面地总结并介绍了 T 型全

基金项目: 国家自然科学基金项目(51639002, 41572252, 51711530229); 中央高校基本科研业务费科研专题项目(DUT17LK37)

收稿日期: 2018-07-13

*通讯作者(E-mail: qyang@dlut.edu.cn)

流触探仪机理的分析以及在实际海洋工程建设中的应用。年廷凯等^[4]针对取自南海北部陆坡的软黏土, 采用全流动贯入方法测试其强度特性, 探讨阻力系数的取值范围, 并提出适用于该区域海床软黏土的不排水抗剪强度归一化模型。

深海软黏土所处的水深一般超过 2000 m, 由于其特殊的物质组成和复杂的沉积环境, 深海软黏土具有不同于陆相或近海软黏土的物理力学性质。吴鸿云等^[5]采用原位测试方法对东太平洋某矿区的深海稀软沉积物进行剪切强度和贯入阻力的测试。马雯波等^[6]针对取自太平洋 C-C 矿区的深海稀软底质土开展物理力学性能研究, 并分析其矿物组成和微观结构特征。任玉宾等^[7]针对取自南海西部海盆深海海床沉积物的物理性质进行了初步分析。然而, 由于离岸远、水深大、暗流强, 深海沉积物取样困难且成本很高, 目前关于深海海床软黏土(特别是中国南海海域)的力学性质, 尤其是工程上非常关心的循环软化特性及其微观机理方面的研究较少。

本研究以取自中国南海西部海域 5 个站位的典型深海软黏土为研究对象, 采用一种改进的全流动贯入装置对其强度特征进行测试, 并结合深海软黏土特殊的微观结构和物质组成(生物硅矿物), 对其循环软化特性进行分析和探讨, 为今后实际海洋工程设计和施工提供一定的参考和指导。

1 考察海域概况和土样信息

本研究中考察海域位于南海西部区域, 平均水深超过 2000 m, 取样站位共有 5 个, 如图 1 所示。其中, #1 和 #2 站位位于西沙群岛以南; #3 和 #4 站位靠近大陆架边缘; #5 站位位于南沙群岛以北。采用重力式取样方法, 最大取样深度约为 4 m, 实际取样深度受底质软硬程度和海流状况等方面影响。取样基本信息如表 1 所示。对样品进行分割、密封和包装, 并储存在 4°C 恒温(接近实际海底温度)和恒湿环境中。

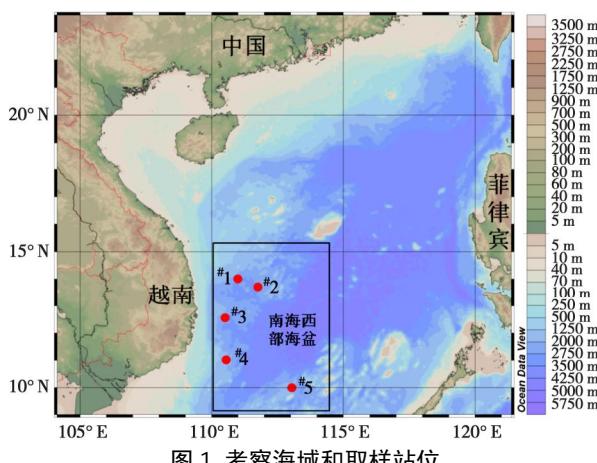


Fig. 1 Research sea area and sampling stations

表 1 取样基本信息

Table 1 Basic information of samples

样品编号	经度/(°)	纬度/(°)	水深/m	样品长度/m
1号	110.98 E	14.02 N	2564	2.25
2号	111.75 E	13.72 N	2335	3.90
3号	110.50 E	12.56 N	2535	2.25
4号	110.55 E	11.02 N	2005	4.00
5号	113.04 E	10.01 N	1982	4.00

2 试验仪器和过程

每根样品平均截成 0.5 m 的小段, 每段样品均开展一组试验, 包括基本物理参数、粒度分布、液塑性指标、全流动贯入试验和微观结构分析等。其中粒度分布采用激光粒度仪法(英国马尔文仪器公司生产, 型号 Mastersizer 2000)进行测试; 液塑性指标采用 GYS-2 数显式土壤液塑限联合测定仪测定; 全流动贯入试验采用一种改进的室内贯入装置进行测试; 微观结构和形貌采用电子扫描电镜(美国 FEI 公司生产, 型号 QUANTA 450)方法(SEM)进行观测, 扫描电镜的样品制备采用“液氮—真空冷冻升华法”, 可以最大程度保证样品的结构完整。

2.1 改进的室内全流动贯入装置

改进的室内全流动贯入装置的详细介绍, 及有效性和准确性详见文献[8], 试验布置如图 2 所示。

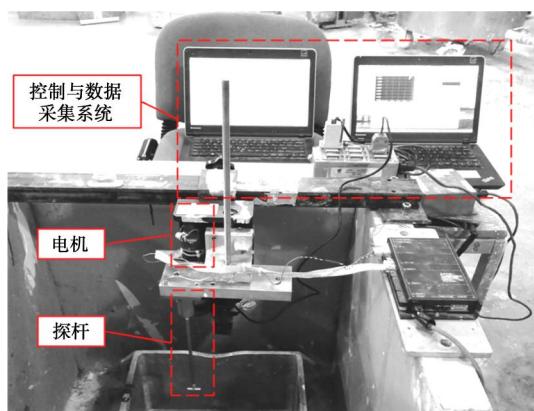


图 2 改进的室内全流动贯入仪

Fig. 2 Improved laboratory full-flow penetrometer

2.2 试验和数据处理过程

每次试验前对 S 型拉压传感器的线性度进行校核。根据 DeJong 等^[9]建议的全流动贯入规范试验方法, 探头贯入和上拔速率设为 2 mm/s, 一共作用 10 次循环, 每个土样做三次平行试验, 取平均值作为最终结果。

土体的不排水抗剪强度和灵敏度采用如下公式进行计算:

$$S_{u,0} = \frac{q_{in}}{N_C} , \quad (1)$$

$$S_{u,rem} = \frac{q_{rem}}{N_C}, \quad (2)$$

$$S_T = \frac{S_{u,0}}{S_{u,rem}} = \frac{q_{in}}{q_{rem}}. \quad (3)$$

式中 $S_{u,0}$ 为初始不排水抗剪强度 (kPa); $S_{u,rem}$ 为完全扰动后重塑样的不排水抗剪强度 (kPa); q_{in} 为第一次贯入时探头阻力值 (kPa); q_{rem} 为探头残余阻力的均值 (kPa); N_C 为阻力系数, 本研究取经验值 10.5; S_T 为灵敏度。

3 试验结果和分析

在开展全流动贯入测试前, 采用 Lunne 等^[10]提出的方法对土样的扰动程度进行分析和评估, 如表 2 所示, 大部分样品属于一般—较好范围内, 删除质量较

差的土样, 分别对 5 个站位的土样进行分段测试, 结果汇总于表 3。

表 2 样品扰动程度评价准则

Table 2 Criteria for evaluation of sample disturbance

OCR	$\Delta e/e_0$			
	非常好	一般—较好	较差	很差
1~2	<0.04	0.04~0.07	0.07~0.14	>0.14
2~4	<0.03	0.03~0.05	0.05~0.10	>0.10

注: Δe 为样土固结到原位应力时孔隙比的变化量, e_0 为土的初始孔隙比。

从表 3 可知, 南海西部深海海床以下 0~4 m 范围内浅层沉积物的天然含水率普遍较高, 并且液性指数均大于 1.0, 说明土的天然状态为流塑态。图 3, 4 分别为海床土的塑性图和活性图, 可见大部分土属于高液限粉土, 活性值处于正常范围。

表 3 不同站位土样测试结果汇总

Table 3 Summary of test results of samples at different stations

样品编号	泥面以下深度/m	含水率 w/%	塑限 w _L /%	液限 w _P /%	塑性指数 I _P	液性指数 I _L	黏粒含量/%	活性值 A	S _{u,0} /kPa	S _{u,rem} /kPa	S _T
1-1	0.15~0.25	131.19	42.24	80.21	37.97	2.3	38.43	0.99	6.88	1.59	4.3
1-2	0.50~0.60	135.18	30.80	70.96	40.16	2.6	39.47	1.02	10.18	1.29	7.9
1-3	1.00~1.10	136.56	35.62	72.97	37.35	2.7	41.86	0.89	11.24	0.83	13.5
1-4	1.50~1.60	157.80	34.23	73.37	39.14	3.2	42.39	0.92	4.81	0.10	48.1
1-5	2.00~2.10	147.82	35.92	70.38	34.46	3.2	36.81	0.94	4.53	—	—
2-1	0.15~0.25	135.18	31.78	83.34	51.56	2.0	28.20	1.83	1.60	0.42	3.5
2-2	0.50~0.60	136.56	35.70	63.76	28.06	3.6	35.88	0.78	4.87	0.31	15.5
2-3	1.00~1.10	157.80	38.64	71.35	32.71	3.6	38.36	0.85	4.37	0.23	19.0
2-4	1.50~1.60	165.00	38.64	71.35	32.71	3.9	34.58	0.97	15.51	0.18	84.0
2-5	2.00~2.10	147.82	36.77	76.10	39.33	2.8	32.21	1.22	10.65	0.41	25.8
2-6	2.65~2.75	151.76	38.99	73.63	34.64	3.3	41.41	0.84	11.5	0.30	38.5
2-7	3.15~3.25	149.17	35.66	67.27	31.61	3.6	39.24	0.81	4.59	0.39	11.9
2-8	3.75~3.85	133.64	36.22	75.21	38.99	2.5	32.48	1.20	7.48	0.46	16.2
3-1	0.15~0.25	84.70	17.75	32.63	14.88	4.5	24.08	0.62	—	—	—
3-2	0.50~0.60	49.65	23.27	48.73	25.46	1.0	31.34	0.81	—	—	—
3-3	1.00~1.10	59.61	23.41	35.41	12.00	3.0	32.19	0.37	12.80	0.31	41.3
3-4	1.75~1.85	91.57	33.83	59.52	25.69	2.2	38.52	0.67	13.29	3.07	4.3
3-5	2.10~2.20	112.66	32.99	60.64	27.65	2.9	39.38	0.70	13.9	1.42	9.8
4-1	0.15~0.25	137.02	38.45	78.83	40.38	2.4	36.80	1.10	2.17	0.35	6.3
4-2	0.50~0.60	145.26	37.25	74.52	37.27	2.9	33.49	1.11	12.15	0.86	14.1
4-3	1.00~1.10	172.18	42.43	67.48	25.05	5.2	40.84	0.61	5.10	0.09	54.3
4-4	1.50~1.60	147.51	38.05	73.05	35.00	3.1	33.04	1.06	6.87	0.20	34.0
4-5	2.00~2.10	138.73	36.79	71.86	35.07	2.9	31.53	1.11	6.59	0.25	25.9
4-6	2.65~2.75	151.76	37.01	68.29	31.28	3.7	44.29	0.71	3.83	0.26	14.7
4-7	3.15~3.25	149.17	37.80	69.16	31.36	3.6	33.57	0.93	8.48	0.47	17.9
4-8	3.75~3.85	147.65	38.26	71.54	33.28	3.3	29.91	1.11	8.89	0.35	25.7
5-1	0.15~0.25	165.04	46.13	87.91	41.78	2.8	25.72	1.62	7.02	1.28	5.5
5-2	0.50~0.60	158.46	44.54	81.76	37.22	3.1	25.32	1.47	17.74	0.99	18.0
5-3	1.00~1.10	162.23	44.13	75.66	31.53	3.7	34.57	0.91	8.02	0.98	8.2
5-4	1.50~1.60	188.03	44.12	82.04	37.92	3.8	30.51	1.24	5.29	0.54	9.8
5-5	2.00~2.10	176.08	35.91	88.07	52.16	2.7	32.57	1.60	7.60	0.81	9.4
5-6	2.65~2.75	170.95	36.54	84.94	48.40	2.8	33.97	1.42	6.69	0.63	10.6
5-7	3.15~3.25	165.06	42.21	77.21	35.00	3.5	33.47	1.05	7.20	0.49	14.6
5-8	3.75~3.85	157.66	47.90	82.51	34.61	3.2	30.20	1.15	10.49	1.22	8.6

注: “—”表示由于样品质量太差或者其他不可控因素导致试验失败, 数据缺失。

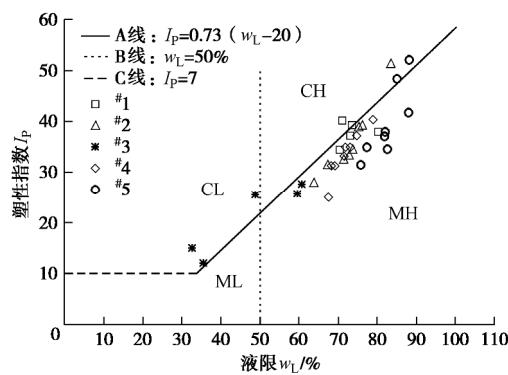


图3 不同站位土样的塑性图

Fig. 3 Plasticity chart of samples at different stations

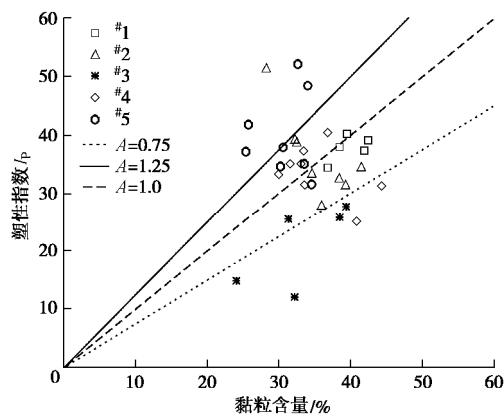


图4 不同站位土样的活性图 (A 为活性值)

Fig. 4 Activity diagram of samples at different stations (A , activity ratio)

3.1 不排水抗剪强度和灵敏度

5 个站位土样的初始和重塑不排水抗剪强度随深度的变化如图 5 所示。从图 5 可见, 各个站位土样的初始不排水抗剪强度均小于 20 kPa, 符合典型深海浅层软黏土的强度范围^[11]。同时, 从图 5 (a) 可见, 各个站位的初始不排水抗剪强度在浅层 1 m 以内均有先增加后减小的规律 (#3 站位数据缺失, 除外); 随着深度的增加, 除#2 站位, 其他站位土样的初始不排水抗剪强度在一定范围内波动, 且呈现逐渐上升的趋势 (1~3 kPa/m)。同时, 从图 5 (b) 可见, 除了#3 站位在 1.5~2.0 m 深度范围内, 其他土样的重塑不排水抗剪强度普遍极低, 绝大部分小于 1.5 kPa。

从表 3 可见, 绝大部分土样的灵敏度均超过 4.0, 属于高灵敏度软黏土。表层土样的灵敏度相对较低, 随深度的增加各站位土样的灵敏度波动显著, 除了 5 号, 其它站位在 1.0~2.0 m 深度范围内均有灵敏度很高的土层。深海土灵敏度较高主要与其极慢的沉积速率和稳定的沉积环境形成的“亚稳态”结构相关^[12]。

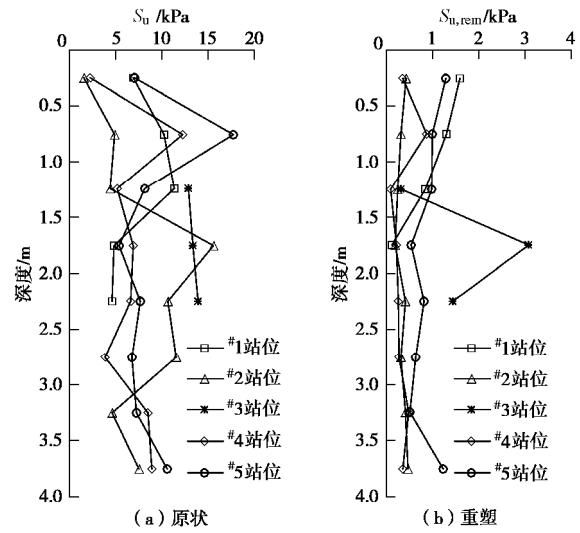


图5 不同站位土样的不排水抗剪强度值

Fig. 5 Undrained shear strengths of samples at different stations

3.2 循环软化特性

当 T-bar 探头在一定深度范围内进行往复贯入和上拔作用时, 土体的内部结构不断被破坏, 土体强度逐渐衰减, 可以认为是一种循环作用下的土体强度渐进软化效应。采用 Randolph 等^[13]的建议, 将第一次贯入记为第 0.25 次循环, 第一次上拔记为第 0.75 次循环, 以此类推。将每一次贯入或者上拔的阻力的绝对值记为 q_n , 并与第一次贯入阻力 q_{in} 做比值, 可以得到归一化循环软化曲线, 选取 5 个不同站位相近深度范围的土样进行分析, 结果如图 6 所示。

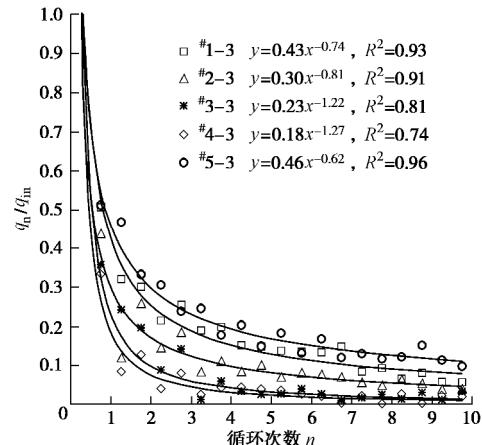


图6 不同站位同一深度范围土样归一化循环软化曲线

Fig. 6 Normalized cyclic degradation curves of samples at different stations with same depth range

从图 6 中可以看到, 随着循环次数的增加, 各个土样的 T-bar 探头阻力迅速衰减, 在初次循环作用后, 各土样 T-bar 探头阻力值的衰减率均超过 50%, 后续每次循环的衰减率约为 5%~10%。另外, 在相同的循环次数下, #3-3 和 #4-3 土样的探头阻力衰减率均高于其他土样, 说明灵敏度越高, 土的结构性越不稳定, 在外力扰动下, 强度丧失的也就越多。归一化强度软

化曲线可采用幂函数的形式进行拟合:

$$q_n / q_{in} = bn^{-t}, \quad (4)$$

式中, b 为相关常数, t 为循环软化指数, t 值越大, 表明土的强度软化程度越高, 南海西部海域软黏土的循环软化指数介于 0.45~1.33。

4 循环软化微观结构分析

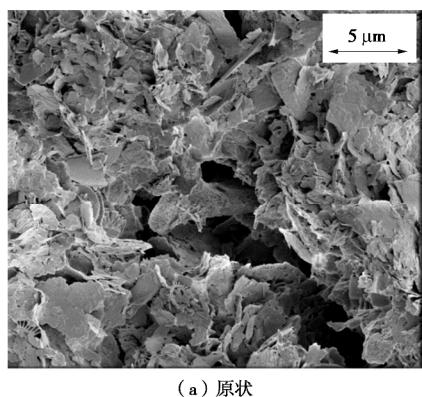
4.1 微观结构变化

取 T-bar 探头作用区域的土样, 采用扫描电镜方法, 分别对原状、初次循环后和完全重塑状态(10 次循环后)对应的微观结构及其变化进行观测和分析, 如图 7 所示。可以看到, 原始状态土样呈现出明显的“边-边”或“边-面”形式的絮凝结构(如图 7(a)), 絮凝体之间存在尺寸较大的孔隙。初次循环作用后(如图 7(b))土样微观结构的改变主要体现在两个方面, ①土样的絮凝结构被破坏, 大的絮凝体离散成几个小的絮凝体单元; ②絮凝体之间的孔隙结构被改变, 尺寸较大的孔隙变成若干个小孔隙, 但是孔隙的总体积基本保持不变。

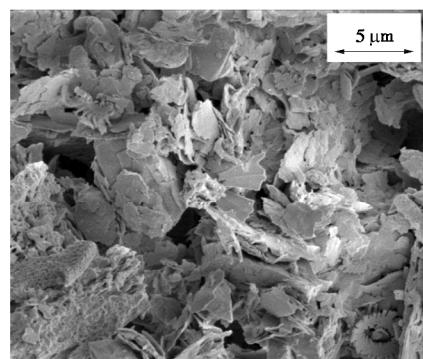
土样完全重塑后(如图 7(c)), 絯凝体结构几乎全部被破坏, 变成以颗粒聚合体为基本单元的小团簇^[14]。聚合体内部颗粒之间由于强结合水的作用, 即使在外力扰动作用下也很难被破坏, 对比压汞试验结果也发现原状土和重塑土的颗粒聚合体内部的孔隙结构和尺寸基本保持不变^[15]。同时可以看到, 土样完全重塑后, 颗粒聚合体之间的孔隙尺寸变得更小, 数量变得更多, 但是孔隙的总体积却减小, 主要是因为土样含水率很高, 在扫描电镜的制样过程中, 土样由于收缩作用而不可避免的导致孔隙体积减小。因此, 全流动循环软化实际上是一种土体中絮凝结构不断破坏、孔隙结构逐步演变的渐进过程。

4.2 生物硅的影响

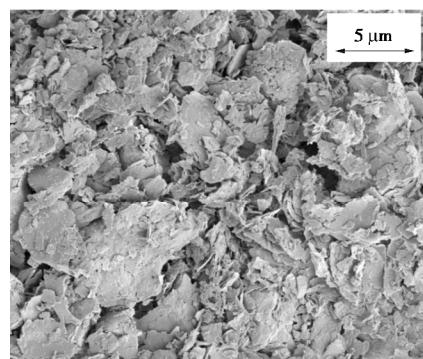
深海软黏土的物质组成很大一部分来源于硅质微生物残骸的沉积(一种生物成因的无定型二氧化硅, 简称为生物硅), 主要分为硅藻和放射虫^[16]。本研究中具有代表性的生物硅如图 8 所示。



(a) 原状



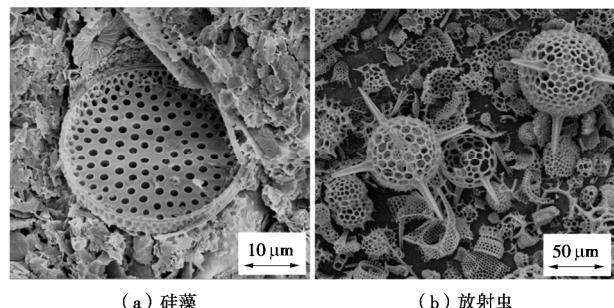
(b) 初次循环后



(c) 完全重塑

图 7 不同循环软化过程对应的土样微观结构

Fig. 7 Micro-structure of soils during different cyclic degradation processes



(a) 硅藻

(b) 放射虫

图 8 本研究中深海软黏土生物硅

Fig. 8 Biogenic silica in deep-sea soft clay in this study

生物硅具有孔隙发育、密度低、颗粒形状多变、吸附能力强和表面粗糙度高等特点, 它的存在会显著影响海洋软黏土的工程性质, 使得一些传统经验公式和规律不再适用^[17]。一般来说, 随着生物硅含量的增加, 软黏土的天然含水率、液塑限、活性值、孔隙比、渗透性、压缩性和不排水抗剪强度增大, 而密度却减小^[18]。生物硅丰富的内孔隙可以储存大量的水, 例如, 当硅藻残骸含量为 30%, 天然含水率为 43% 时, 硅藻残骸中储存的水超过总水量的 60%^[19]。采用一种“碱液提取法”测得中国南海深海软黏土中生物硅的含量约为 5%~10%^[20], 且大部分为孔隙率更高的放射虫

残骸。

生物硅的存在会显著影响深海软黏土的循环软化特性, 在 T-bar 循环作用下, 部分生物硅壳体发生破碎, 壳体中富存的水(大部分为自由水)逐渐被释放出, 增加黏土颗粒聚集体之间自由水的含量和土样的流动性^[21], 使得土体损失的强度相对更多, 从而加剧了土体循环软化的程度。

5 结论和展望

本文采用一种改进的室内全流动贯入装置, 对取自中国南海西部深海 5 个典型站位海床软黏土的强度特征进行测试, 着重探讨循环软化特性, 并结合特殊的微观结构和生物硅矿物进行分析, 主要得出以下 4 点结论。

(1) 南海西部深海软黏土具有高含水率、高液性指数、高活性值、低不排水抗剪强度和高灵敏度等特点, 深海土灵敏度较高主要与其极慢的沉积速率和稳定的沉积环境形成的“亚稳态”结构相关。

(2) 南海西部深海软黏土的循环软化程度很高, 初次贯入后土样的强度衰减率均超过 50%, 软化指数 t 介于 0.45~1.33。

(3) 全流动循环软化过程中土体结构的变化主要体现在两个方面: ①土体中絮凝体结构不断被破坏, 最终变成以颗粒聚集体为基本单元的小团簇; ②孔隙结构逐渐改变, 尺寸较大的孔隙变成若干个小孔隙, 但是孔隙的总体积基本保持不变。

(4) 深海软黏土中大量的生物硅颗粒在 T-bar 循环作用下会发生破碎, 导致内部储存的孔隙水释放, 从而加剧了土体循环软化的程度。生物硅矿物对深海土循环软化的微观影响机理还需要进一步的探究。

致谢: 感谢国家自然科学基金委员会共享航次对于本研究中样品采集的资助。

参考文献:

- [1] 郭绍曾, 刘润. 静力触探测试技术在海洋工程中的应用[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(增刊 1): 207~211. (GUO Shao-zeng, LIU Run. Application of cone penetration test in offshore engineering[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(S1): 207~211. (in Chinese))
- [2] 郭小青, 朱斌, 刘晋超, 等. 珠江口海洋软土不排水抗剪强度及循环弱化特性试验研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(4): 1005~1012. (GUO Xiao-qing, ZHU Bin, LIU Jin-chao, et al. Experimental study of undrained shear strength and cyclic degradation behaviors of marine clay in Pearl River Estuary[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(4): 1005~1012. (in Chinese))
- [3] 彭鹏, 蔡国军, 刘松玉, 等. T型全流触探仪机理分析及海洋工程应用综述[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(增刊 1): 151~155. (PENG Peng, CAI Guo-jun, LIU Song-yu, et al. Review of T-bar full-flow penetration testing in offshore engineering[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(S1): 151~155. (in Chinese))
- [4] 年廷凯, 范宁, 焦厚滨, 等. 南海北部陆坡软黏土全流动强度试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(4): 602~611. (NIAN Ting-kai, FAN Ning, JIAO Hou-bin, et al. Full-flow strength tests on the soft clay in the northern slope of the South China Sea[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(4): 602~611. (in Chinese))
- [5] 吴鸿云, 陈新明, 高宇清, 等. 西矿区深海稀软底质剪切强度和贯入阻力原位测试[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2010, 41(5): 1801~1806. (WU Hong-yun, CHEN Xin-ming, GAO Yu-qing, et al. In-situ shearing strength and penetration resistance testing of soft seabed sediments in western mining area[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2010, 41(5): 1801~1806. (in Chinese))
- [6] 马雯波, 饶秋华, 吴鸿云, 等. 深海稀软底质土宏观性能与显微结构分析[J]. 岩土力学, 2014, 35(6): 1641~1646. (MA Wen-bo, RAO Qiu-hua, WU Hong-yun, et al. Macroscopic properties and microstructure analyses of deep-sea sediment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(6): 1641~1646. (in Chinese))
- [7] 任玉宾, 朱兴运, 周令新, 等. 南海西部海盆深海沉积物物理性质初探[J]. 中国海洋大学学报(自然科学版), 2017, 47(10): 14~20. (REN Yu-bin, ZHU Xing-yun, ZHOU Ling-xin, et al. Preliminary study on physical properties of deep-sea sediments in the western basin of South China Sea[J]. Periodical of Ocean University of China (Science and Technology), 2017, 47(10): 14~20. (in Chinese))
- [8] 范宁, 赵维, 年廷凯, 等. 一种测试海底泥流强度的新型全流动贯入仪[J]. 上海交通大学学报, 2017, 51(4): 456~461. (FAN Ning, ZHAO Wei, NIANG Ting-kai, et al. A new full-flow penetrometer for strength test of submarine mud flow[J]. Journal of Shanghai Jiao Tong University, 2017, 51(4): 456~461. (in Chinese))
- [9] DEJONG J, YAFRATE N, DEGROOT D, et al. Recommended practice for full-flow penetrometer testing and analysis[J]. Geotechnical Testing Journal, 2010, 33(2): 137~149.
- [10] LUNNE T, BERRE T, STRANDVIK S. Sample disturbance

- effects in soft low plastic Norwegian clay[C]// Proceedings of Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. Rio de Janeiro, Brazil, 1997: 81 - 102.
- [11] LUNNE T, ANDERSEN K H, LOW H E, et al. Guidelines for offshore in situ testing and interpretation in deepwater[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2011, **48**(4): 543 - 556.
- [12] SKEMPTON A W, NORTHEY R D. The sensitivity of clays[J]. Géotechnique, 2015, **3**(1): 30 - 53.
- [13] RANDOLPH M F, HAN L, ZHOU H. In situ testing for design of pipeline and anchoring systems[C]// Proceedings of the 6th International Offshore Site Investigation and Geotechnics Conference: Confronting New Challenges and Sharing Knowledge. London, 2007: 177 - 186.
- [14] YIN Z Y, HATTAB M, HICHER P Y. Multiscale modeling of a sensitive marine clay[J]. International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics, 2011, **35**(15): 1682 - 1702.
- [15] HAMMAD T, FLEUREAU J M, HATTAB M, et al. Behaviour of a sensitive marine sediment: microstructural investigation[J]. Géotechnique, 2013, **63**(1): 71 - 84.
- [16] NOORANY I. Classification of marine sediments[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1989, **115**(1): 23 - 37.
- [17] WIEMER G, KOPF A. Influence of diatom microfossils on sediment shear strength and slope stability[J]. Geochemistry Geophysics Geosystems, 2017, **18**: 333 - 345.
- [18] SHIWAKOTI D R, LOCAT J. Influences of diatom microfossils on engineering properties of soils[J]. Soils and Foundations, 2002, **42**(3): 1 - 17.
- [19] LOCAT J, TANAKA H. A new class of soils: fossiliferous soils?[C]// Proceedings of the Fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Istanbul, 2001: 2295 - 2300.
- [20] MORTLOCK R A, FROELICH P N. A simple method for the rapid determination of biogenic opal in pelagic marine sediments[J]. Deep Sea Research Part A. Oceanographic Research Papers, 1989, **36**(9): 1415 - 1426.
- [21] WIEMER G, MOERNAUT J, STARK N, et al. The role of sediment composition and behavior under dynamic loading conditions on slope failure initiation: a study of a subaqueous landslide in earthquake-prone South-Central Chile[J]. International Journal of Earth Sciences, 2015, **104**(5): 1439 - 1457.

本期广告索引

- 封 2 北京筑信达工程咨询有限公司
封 3 北京理正软件股份有限公司
封 4 上海分元土木工程科技有限公司

DOI: 10.11779/CJGE201908023

大直径盾构下穿越导堤数值分析

杨建刚

(上海隧道工程有限公司, 上海 200032)

摘要: 以上海沿江通道隧道工程为背景, 采用有限差分法模拟超大直径盾构隧道开挖对上海吴淞导堤的影响, 评价堤身加固在控制导堤变形、沉降差、堤顶地表沉降等方面的效果; 分析开挖面土体加固对控制地层损失的有利影响程度、及在泥水盾构隧道中谨慎采用土体加固的原因。结合现场实际施工情况与监测数据, 得出穿越过程中盾构主要施工参数确定的原则及控制措施。

关键词: 大直径; 下穿越盾构隧道; 导堤; 数值分析; 现场监测

中图分类号: U455.43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)08-1569-04

作者简介: 杨建刚(1974—), 男, 高级工程师, 主要从事隧道工程施工等方面的研究工作。E-mail: 276584314@qq.com。

Finite difference analysis of impact of undercrossing super-large-diameter shield tunnel on training jetty

YANG Jian-gang

(Shanghai Tunnel Engineering Construction Co., Ltd., Shanghai 200032, China)

Abstract: Based on the tunnel project of highway passage along Yangtze River in Shanghai, the impact of undercrossing super-large-diameter shield tunnel on training jetty is analyzed by using the finite difference methods. The deformation of jetty structures, settlement difference and ground settlement of jetty top are used to evaluate the improvement effectiveness of jetty structures. The numerical simulation method in cooperation with the construction experience is employed to study the soil reinforcement at the excavation face of shield tunneling, and its advantages and disadvantages are analyzed. Finally, based on the numerical analysis and in-situ monitoring results, the key construction parameters and control measures of the shield tunnel undercrossing the training jetty are obtained.

Key words: large diameter; undercrossing shield tunnel; training jetty; numerical analysis; in-situ monitoring

0 引言

随着中国城市交通的快速发展, 大直径盾构隧道在越江跨海通道工程中得到了越来越多的应用, 盾构下穿越河堤、海坝成为这类工程很难回避的课题。业界对盾构隧道施工引起堤防沉降过大甚至坍塌的风险进行了大量分析, 并得出了很多有指导性的控制技术。而盾构下穿越两河交汇的导堤却鲜有报道, 导堤虽与堤防有类似之处, 但导堤为满足河道通航与冲刷要求, 通航侧河床比降较堤防河床比降大很多, 另外, 导堤结构形式与所处环境与堤防也有较大差异。因此, 定性分析盾构穿越对导堤的影响, 对盾构穿越前制定针对性的导堤加固方案, 穿越时确定合理的盾构施工参数, 穿越过程中根据监测数据及时调整施工参数、并采取针对性的应对措施, 对保证导堤的安全具有十分重要的意义^[1-2]。

本文以上海沿江通道隧道工程为背景, 采用基于地层损失率的位移控制有限差分法, 分析盾构下穿越

对导堤的影响, 并评价导堤的加固效果。

1 工程概况

上海沿江通道越江隧道是上海市郊环线(G1501)闭合工程越江节点, 位于上海市北部, 连接外环线浦东段和郊环线宝山段, 隧道总长 6.465 km, 采用两台Φ15.43 m 超大直径泥水平衡盾构开挖施工, 吴淞导堤处于盾构由长江进入黄埔江下穿越的界线(见图 1)。

始建于 1907 年的吴淞导堤, 称为黄浦江的门户。其作用是阻挡长江落潮水流携带的泥沙, 避免吴淞口淤堵, 确保吴淞口满足通航要求, 具有很高的水利功能和历史文化价值, 是本工程下穿的地面上构筑物中最重要的、容错率最小的水工构筑物。导堤自南向北偏东布置, 曲率半径为 2400 m, 总长 1395 m, 为弧形双斜坡式半潜堤, 其土石结构见图 2。



图 1 上海沿江通道隧道工程平面图

Fig. 1 Plan view of tunnel of highway passage along Yangtze River

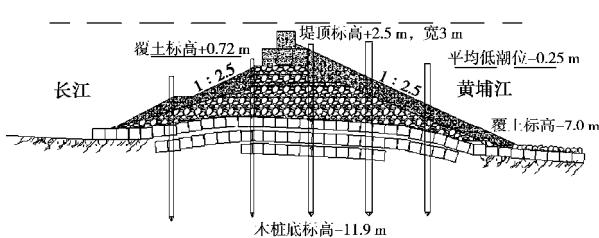


图 2 吴淞导堤结构剖面图

Fig. 2 Schematic of Wusong jetty

2 计算分析

2.1 计算模型及区域

土体采用修正的 Mohr-Coulomb 模型, 导堤、管片、注浆层采用弹性模型。模型的计算区域为垂直距离 $3D+H$, 纵向长度 $5D+H$, 宽度方向自两隧道圆心连线中点左右各取 $5D$ 。其中, D 指盾构直径, H 为隧道中心埋深, 长 \times 宽 \times 高 = 113 m \times 190 m \times 83 m ($D=15$ m, $H=38$ m), 两隧道间水平间距为 30 m。

2.2 材料物理力学参数

土体参数取值依据《沿江通道越江隧道岩土工程勘察报告》(详细勘察)。计算中, 上覆表层土和下卧土层采用土层力学参数的加权平均值, 权重为各土层的厚度, 材料物理参数见表 1 所示。

表 1 材料物理力学参数

Table 1 Geotechnical parameters for numerical simulation

材料	密度 $/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	弹性模量 $/\text{MPa}$	泊松比 n	黏聚力 $/\text{kPa}$	内摩擦角 $(^\circ)$
① ₁	1780	13.3	0.32	18.6	19.3
② ₃	1810	25.4	0.30	8.0	27.5
③	1820	12.0	0.35	13.0	16.0
④	1680	8.1	0.35	13.0	11.5
⑤	1800	15.6	0.35	16.0	13.0
导堤土石	2400	2.55×10^4	0.20	—	—
管片	2500	2.55×10^4	0.20	—	—
浆液	2100	2.585×10^3	0.20	—	—

2.3 盾构下穿越对导堤的影响分析

实际施工中, 先行施工右侧隧道、后施工左侧隧

道, 且右侧隧道较左侧隧道进度快约 100 环 (即两台隧道间前后距离约 200 m)。为分析盾构开挖施工对导堤的影响, 选取右侧盾构切口距导堤轴线距离 $2D$ (D 为盾构直径)、右侧盾尾脱离导堤、左侧盾构切口距导堤轴线距离为 $2D$ 、左侧盾尾脱离导堤 4 个工况进行模拟。

图 3, 4 分别为导堤底面、顶面轴线处横向沉降计算曲线, 由图 3, 4 可见: ①导堤底面的位移变形量较顶面位移量大约 5%, 但两者的变形规律类似; ②先行盾构下穿越导堤前 (距导堤轴线距离 $2D$), 盾构施工对前方导堤产生挤压隆起效应, 最大隆起值为 7.5 mm, 主要影响范围为隧道圆心两侧各 $1D$ 区域; ③先行盾构完成穿越、盾尾脱离导堤后, 导堤主要表现为沉降, 在隧道正上方对应的导堤底沉降量最大、最大值为 44.0 mm; ④后行盾构下穿越导堤前 (距导堤轴线距离 $2D$), 后行盾构施工对前方导堤产生挤压隆起效应、最大隆起值为 11.5 mm, 先行隧道正上方对应导堤沉降量有所减小、最大沉降量为 37.0 mm; ⑤后行盾构脱离导堤后, 隧道施工影响范围导堤整体表现为下沉, 沉降槽宽度较先行盾构脱离导堤工况下增大约 1 倍, 但最大沉降量几乎没有增长, 最大沉降量为 46.5 mm。

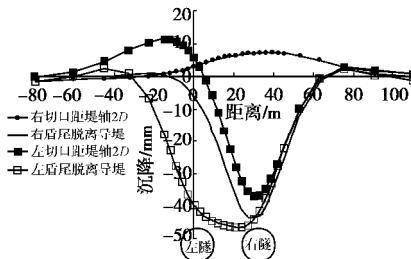


图 3 导堤底面轴线横向沉降计算曲线

Fig. 3 Curves of transverse ground settlement of bottom of jetty

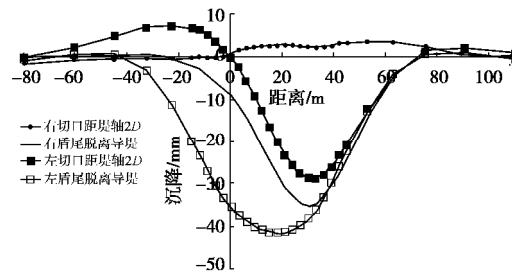


图 4 导堤顶面纵轴线横向沉降计算曲线

Fig. 4 Curves of transverse ground settlement of top of jetty

图 5 为在上述 4 个工况下, 左、右隧道正上方导堤底沿隧道纵轴线方向的沉降计算曲线。由图 5 可见: ①先行盾构下穿导堤前, 导堤底整体呈隆起状态, 且沿推进方向隆起值呈递增趋势, 最大隆起值约 11.0 mm; ②先行盾构盾尾脱离导堤后, 导堤底整体呈下

沉状态, 先行隧道侧沉降量明显大于后行隧道侧, 先行侧最大沉降量约为 27.0 mm、后行侧最大沉降量约为 11.0 mm; ③后行盾构下穿导堤前, 先行隧道侧整体呈下沉状态, 最大沉降量为 25.0 mm, 后行隧道侧整体呈隆起状态, 最大隆起量为 14.0 mm; ④后行盾构盾尾脱离导堤后, 导堤底再次呈整体下沉状态, 先行隧道侧最大沉降量为 26.0 mm, 后行隧道侧最大沉降量为 52.0 mm。

综合图 3~5, 可以得出: ①垂直于盾构推进方向, 沉降曲线呈倒“抛物线”型, 在两隧道间正上方对应的导堤, 偏先行隧道侧沉降斜率约为 1.08‰, 偏后行隧道侧沉降斜率约为 0.34‰, 且最大沉降值偏于先行隧道侧, 表明两洞隧道中施工顺序对导堤沉降有较大影响——即先行隧道侧要大于后行隧道侧; ②平行于盾构推进方向, 导堤底沉降随推进方向呈单调递减, 先行隧道正上方导堤底沿推进方向沉降斜率为 0.83‰, 后行隧道正上方导堤底沿推进方向沉降斜率为 0.49‰, 表明盾构下穿越方向对导堤沉降影响也较大——即盾构起始穿越侧的沉降要大于穿越结束侧, 且导堤向起始侧倾斜。

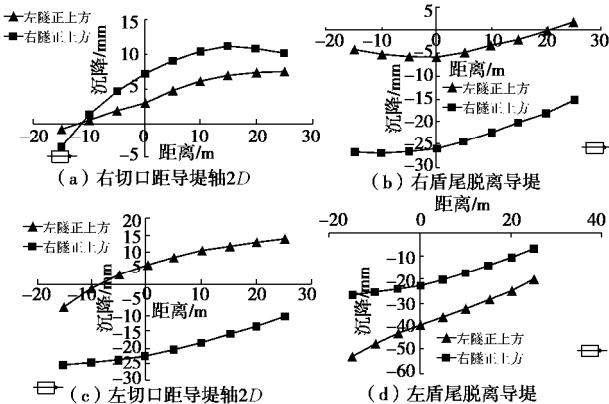


图 5 隧道正上方导堤底面纵向沉降计算曲线

Fig. 5 Curves of longitudinal structural settlement of jetty

3 堤身加固效果分析

导堤堤身加固主要是采用抛石灌砌对措施, 导堤底部加宽和放缓坡面坡度, 坡面由 1:2.5 放缓至 1:3 ~ 1:4。

图 6, 7 分别为导堤加固前后底面横向沉降与纵向沉降的对比曲线。由图 6, 7 可见: ①导堤加固后, 盾构推进施工对导堤变形影响要小于加固前, 且隆起变形(加固前、后最大隆起变形分别为 7.4, 1.3 mm)减小的幅度要明显大于沉降变形减小的幅度(加固前、后最大沉降变形分别为 46.5, 42.2 mm), 这是由于导堤加固一方面增加了导堤底的支撑面积, 另一方面也增加了导堤的重量, 加固后的导堤在抑制施工引起的

隆起方面效果非常明显, 但在减缓施工引起的沉降方面效果非常有限; ②导堤加固前后, 其最大隆起变形斜率分别为 0.45‰ 和 0.40‰, 其最大沉降变形斜率分别为 0.83‰ 和 0.38‰, 表明加固后导堤的整体稳定性更好, 可显著减小导堤的倾斜变形。

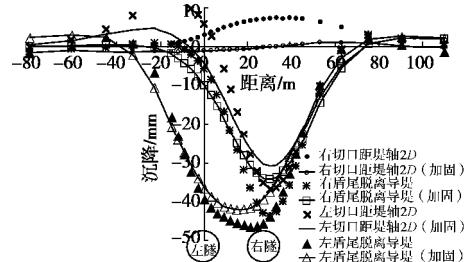


图 6 导堤加固前后底面轴线横向沉降对比曲线

Fig. 6 Curves of transverse settlement of pre- and post-reinforcement

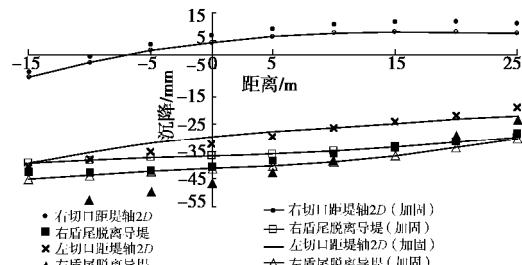


图 7 导堤加固前后底面最大纵向沉降对比曲线

Fig. 7 Curves of longitudinal settlement of pre- and post-reinforcement

4 土体加固效果分析

为分析开挖面土体加固对控制导堤变形影响的程度, 采用盾构进出洞类似的土体加固, 分别加固导堤底下两隧道开挖面四周外扩 3 m 的方形区域土体, 使加固土体的无侧限抗压强度不小于 1.0 MPa。计算模拟中参考文献[3], 选取浆体-粉质黏土的弹性模量为 47.2 MPa, 泊松比为 0.26。

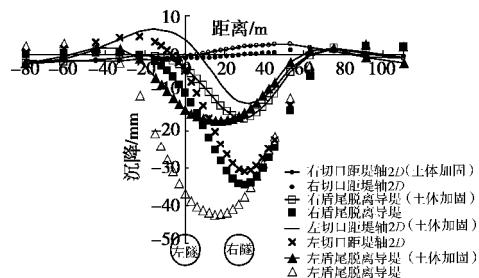


图 8 土体加固前后底面轴线横向沉降对比曲线

Fig. 8 Curves of transverse settlement of pre- and post-reinforcement

图 8 为土体加固前后底面横向沉降的对比曲线。由图 8 可见: 土体加固后能显著减小盾构掘进施工引

起的地层损失, 左、右两条隧道下穿导堤后, 土体加固前、后导堤底的最大沉降量分别为 42.3, 17.2 mm, 土体加固后最大沉降仅为加固前的 1/3。

土体加固虽能显著减小地层损失, 但考虑到导堤顶宽度狭窄(宽度约为 3~5 m)、大型土体加固设备在导堤上施工作业困难, 泥水盾构在加固体中穿越既行进缓慢又对设备损耗风险极大, 应慎重选择土体加固措施。在土体未加固的情况下, 应结合类似盾构穿越大堤的施工经验、数值分析得到的结论与监测数据反馈的信息, 采取优化盾构施工参数与导堤注浆等措施控制盾构下穿越导堤的施工风险。

5 现场监测结果分析

图 9 为导堤顶面横向计算沉降计算值与监测值对比。由图 9 可知, 导堤顶面最大沉降量为 38.0 mm, 且偏向先行隧道侧; 数值模拟计算曲线与现场沉降监测曲线较为接近, 计算量值要大于监测值; 采用数值模拟计算结果、按 Peck 公式计算得到的地层损失率不超过 9.0‰。

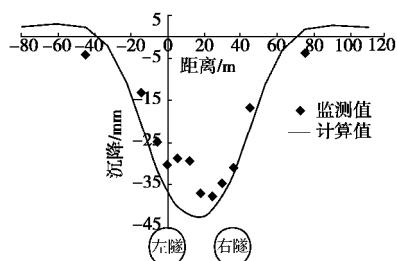


图 9 导堤顶横向沉降计算值与监测值对比

Fig. 9 Curves of transverse ground settlement

计算结果和监测数据均反映, 大直径盾构隧道下穿导堤施工风险可控, 监测结果小于计算值主要与根据数值分析得出的规律与监测数据反馈信息在导堤预留注浆孔及在导堤开裂较大部位开设注浆孔及时压密注浆, 及时优化同步注浆量、优化后注浆孔注浆时机、注浆量等有关。

6 结 论

对大直径盾构穿越导堤的施工力学性态进行了三维有限差分数值模拟, 并对比分析了堤身加固与未加固、开挖土体加固与未加固工况下盾构施工对导堤结构的影响, 得到如下结论:

(1) 导堤的纵、横向沉降曲线反映, 盾构穿越导堤的方向, 上、下行隧道的施工顺序对导堤结构的位移变形有一定影响。沿盾构推进方向, 盾构进入侧的导堤结构沉降要大于盾构脱离侧的沉降; 横向方向,

先行隧道侧导堤结构沉降要大于后行隧道侧的沉降。

(2) 导堤坡度放缓及加固一方面增加了导堤底的支撑面积, 另一方面也增加了导堤的重量, 加固后的导堤虽然在减缓施工引起的最大沉降方面效果有限, 但在控制施工引起的隆起方面效果非常明显。

(3) 沿盾构推进方向, 导堤加固前后, 其最大隆起变形斜率分别为 0.45‰ 和 0.40‰, 其最大沉降变形斜率分别为 0.83‰ 和 0.38‰, 表明加固后导堤的整体稳定性更好, 可显著减小导堤的倾斜变形。

(4) 开挖面土体加固可显著降低地层损失, 如本工程计算案例可将盾构开挖施工引起的地层损失降低至未加固的 1/3, 但考虑到导堤顶部狭窄(宽度约为 3~5 m), 大型土体加固设备在导堤上施工作业困难, 泥水盾构在加固体中穿越既行进缓慢又对设备损耗风险极大, 应慎重选择土体加固措施。在土体未加固的情况下, 应结合类似盾构穿越大堤的施工经验、数值分析得到的结论与监测数据反馈的信息, 采取优化盾构施工参数与导堤注浆等措施控制盾构下穿越导堤的施工风险。

(5) 盾构下穿越导堤的过程中, 应根据上覆水、土压力确定泥水压力, 并根据数值计算结果与监测反馈信息优化泥水压力、注浆时机与注浆量等因素, 并结合在导堤上预留的注浆孔及导堤裂缝处进行压密注浆, 可将导堤顶面测点最大沉降控制在 38.0 mm, 按照数值模拟结果, 地层损失率可控制在 9.0‰ 以内, 达到了较好的控制效果, 可保证导堤的结构安全。

参 考 文 献:

- [1] 李宗梁, 黄锡刚. 泥水盾构穿越堤坝沉降控制研究[J]. 现代隧道技术, 2011, 48(1): 103~110. (LI Zong-liang, HUANG Xi-gang. Study on settlement control for slurry shields crossing the embankment[J]. Modern Tunnelling Technology, 2011, 48(1): 103~110. (in Chinese))
- [2] 韩磊, 叶冠林, 王建华, 等. 浅覆土大直径盾构穿越对河堤影响的有限元分析[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(增刊 1): 125~128. (HAN Lei, YE Guan-lin, WANG Jian-hua, et al. Finite element analysis of impact of under-crossing of large shallow shield tunnel on riverbank[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(S1): 125~128. (in Chinese))
- [3] 郭炎伟. 注浆加固土的力学模型及隧道工程应用研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2016. (GUO Yan-wei. Study of mechanical model of reinforced soil by pre-grouting and its application in tunnelling practices[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2016. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201908024

三峡库区侏罗系顺层滑坡滑带土的剪切蠕变特性

刘虎虎, 缪海波*, 陈志伟, 黄金勇

(安徽理工大学土木建筑学院, 安徽 淮南 232001)

摘要: 滑带土的蠕变行为对滑坡的预测预报和长期稳定性分析具有重要作用。选取三峡库区侏罗系典型顺层滑坡—万州兴福寺滑坡为研究实例, 针对滑带土重塑样, 先进行三轴压缩试验测定其峰值及残余抗剪强度指标, 然后开展不同法向应力和不同含水率下滑带土试样的剪切蠕变试验。试验结果表明: ①兴福寺滑坡滑带土在初始破坏之前经历瞬时蠕变和衰减蠕变阶段, 并最终稳定在低速率的等速蠕变阶段。②法向应力越大, 滑带土剪切蠕变速率和变形量越小, 各级法向应力下蠕变破坏时的剪应变均小于 5%。③含水率对滑带土剪切蠕变速率的影响不甚明显。含水率低于塑限时滑带土剪切蠕变模量最大。随着剪切蠕变的进行, 低含水率和饱和试样的剪切蠕变模量均在短时间内急剧降低并分别稳定在某一稳定值, 而含水率略高于塑限的试样则呈缓慢降低趋势。与此相反的是含水率接近液限的试样呈缓慢增大趋势。④滑带土长期黏聚力为峰值和残余黏聚力的 70% 和 15.0 倍, 长期内摩擦角为峰值和残余内摩擦角的 69%, 70%, 各强度指标均受滑带土细颗粒含量的影响。

关键词: 三峡库区; 侏罗系顺层滑坡; 滑带土; 剪切蠕变试验; 剪切蠕变模量; 长期强度

中图分类号: TU411; P642.22 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1573-08

作者简介: 刘虎虎(1992—), 男, 硕士研究生, 主要从事边坡及滑坡工程方面的研究。E-mail: 281054459@qq.com。

Shear creep behaviors of sliding-zone soil of bedding landslide in Jurassic stratum in Three Gorges Reservoir area

LIU Hu-hu, MIAO Hai-bo, CHEN Zhi-wei, HUANG Jin-yong

(School of Civil Engineering and Architecture, Anhui University of Science and Technology, Huainan 232001, China)

Abstract: The creep behaviors of sliding-zone soil play an important role in landslide prediction and long-term stability analysis. The Xingfusi landslide, which is the typical bedding landslide occurring in Jurassic stratum in Wanzhou area, is selected as the study case. The peak and residual shear strength indexes are determined by the triaxial compression tests on the remolding samples firstly, and then the shear creep behaviors of the sliding-zone soil samples are explored by the shear creep tests under different normal stresses and water contents. The results show that: (1) The sliding-zone soil of Xingfusi landslide exhibits the transition from instantaneous creep to attenuation one, and finally keeps a constant creep with a low strain rate before the initial failure. (2) The normal stress shows a negative effect on the strain rate and creep deformation. The shear creep strain at each normal stress is less than 5% before the initial failure. (3) The influence of water content on the strain rate of sliding-zone soil in shear creep is not obvious. The sliding-zone soil has the greatest shear creep modulus when the water content is lower than the plastic limit. As the shear creep proceeds, the shear creep modulus of the samples with low water content or saturated water content have a sharp decrease in short time and then keep a stable value, while the shear creep modulus of the sample with the water content slightly higher than the plastic limit decreases slowly. On the contrary, the shear creep modulus of the sample with water content close to the liquid limit shows a trend of slow increase. (4) The long-term cohesion of sliding-zone soil is 0.70 and 15.0 times the peak and residual cohesions, respectively, and the long-term internal friction angle is 69% and 70% of the peak and residual internal friction angles, respectively. All of the shear strength indexes are affected by the content of fine particles.

Key words: Three Gorges Reservoir area; bedding landslide in Jurassic stratum; sliding-zone soil; shear creep test; shear creep modulus; long-term strength

0 引言

侏罗系地层在三峡库区以软硬(薄厚)相间的砂

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(41502335); 中国博士后科学基金项目(2016M592032)

收稿日期: 2018-09-23

*通讯作者(E-mail: hbmiao@aust.edu.cn)

岩与泥质岩互层结构出露，且薄层软岩多为泥化夹层，在自然地质营力作用下易形成剪应力集中的软弱带^[1]。这种特殊的岩性结构孕育了一些极具代表性的灾害体^[2-5]。在周期性库水位波动和季节性降雨入渗的共同作用下，侏罗系库岸上的新生型和复活型滑坡已成为影响库岸斜坡稳定的重要灾害类型。Terzaghi^[6]指出，斜坡在初始破坏之前处于蠕变状态，而当稳定性系数小于1时发生破坏（即产生滑坡）。因此，对于三峡库区侏罗系新生型滑坡尤其是顺层滑坡来说，软弱带（泥化夹层）在长期自然地质营力作用下的蠕变力学特性是研究此类滑坡启滑机制的关键切入点。

目前，滑带土蠕变特性研究大多采用室内三轴压缩试验、直剪蠕变试验以及改进的环剪蠕变试验，并基于试验成果描述了不同类型滑带土的峰值蠕变和残余蠕变特性。龙建辉等^[7]针对不同深度位置采取原状土样进行三轴蠕变和直剪蠕变实验，获得了滑带土的蠕变特性包含3个阶段，直剪蠕变在不同含水率下的破坏应变量都在4%以内，历时的应力-应变等时曲线均具有归一化现象。Bhat等^[8]通过扭剪蠕变仪研究了黏土在残余状态下的蠕变特征，并提出了残余蠕变破坏预测曲线。Maio等^[9]基于直剪蠕变试验研究了孔隙水含盐量的变化对残余蠕变强度的影响规律。Wen等^[10]基于直剪蠕变试验得出了含砾量对滑带土在残余状态下蠕变类型没有本质的影响。刘清秉等^[11]研究了不同应力水平下滑带土在残余强度状态下的蠕变变形规律，得出滑带土的蠕变速率与剪切应力比 R_{CSR} 呈正相关变化。赖小玲等^[12]以三峡库区某大型滑坡滑带土为研究对象，针对饱和样进行了不同偏应力荷载和不同基质吸力条件下的蠕变试验，从基质吸力变化角度讨论了含水率对蠕变变形的影响。上述代表性研究或以天然含水率试样，或以饱和试样作为研究样本，较少直接考虑含水率对滑带土蠕变特性的影响，然而这种影响对于三峡库区库岸斜坡却不可忽视。

本文以重庆万州区兴福寺滑坡为例，现场开挖探槽取样，基于室内土工试验及X射线粉晶衍射分析得出滑带土的基本物理性质和矿物成分；采用常规三轴试验得出滑带土的峰值和残余抗剪强度指标；最后利用自行改装的直剪蠕变仪，在不同法向应力、不同含水率下进行剪切蠕变试验，通过等时应力-应变曲线确定滑带土蠕变速率、蠕变模量和长期强度，并探讨滑带土埋深及含水率对其蠕变特性的影响机制。研究成果可为三峡库区侏罗系新生型顺层滑坡启滑机制、预测预报及其长期稳定性分析提供有意义的参考。

1 滑坡实例

1.1 滑坡工程地质概况

重庆市万州区兴福寺滑坡位于武陵镇复龙村 12

组，该滑坡于2016年发生滑移，地理位置如图1所示。

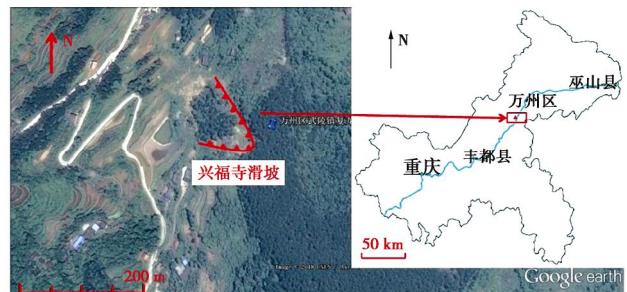


图1 兴福寺滑坡地理位置（Google earth）

Fig. 1 Location of Xingfusi landside from Google earth

根据现场调查，该滑坡平面上呈舌型，为岩质滑坡。滑坡长约200 m，宽约100 m，平均厚度约15 m，滑移方量约为 $30 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。滑坡所处地形为丘陵斜坡地貌，自然坡角 $15^\circ \sim 25^\circ$ 。总体上地势呈东南高西北低。该滑坡位于万州向斜南东翼，岩层成单斜产出，岩层产状 $305^\circ \angle 25^\circ$ 。滑坡区主要发育有两组构造裂隙，其中第一组裂隙产状 $195^\circ \angle 75^\circ$ ，延伸长度1~5 m，裂隙面粗糙，张开度2~4 mm，局部泥质充填，裂隙间距2~4 m；第二组裂隙产状 $300^\circ \angle 70^\circ$ ，延伸长度3~7 m，裂隙面较直，张开度6~25 mm，局部泥质充填，裂隙间距2~5 m。

滑坡体由残坡积层和下伏基岩组成。残坡积层物质成分为第四系全新统粉质黏土夹碎块石，碎块石含量约30%，碎块石粒径20~300 mm，土层厚0.5~2.0 m。下伏基岩为侏罗系沙溪庙组砂岩和泥岩互层。滑带为泥岩表层风化带。滑坡区地下水在雨季和枯水季的变化动态大，主要为松散岩类孔隙水和基岩裂隙水，其中孔隙水主要赋存于第四系松散堆积层中，接受大气降雨及地表水补给，基岩裂隙水主要赋存于基岩强风化裂隙带中，泥岩为相对隔水层。

1.2 滑带土取样及物理性质参数测定

滑带土取自于砂岩和泥岩接触面，如图2所示。将取回的滑带土样用蒸馏水浸泡软化均匀，过2 mm筛，测定物理性质指标如表1所示，颗粒组分如表2所示。对试样进行X射线粉晶衍射试验，得到滑带土矿物成分如表3所示。由表2、3可知，滑带土细颗粒含量接近82%，其中黏粒含量31.2%，其主要矿物成分为黏土矿物、石英、钠长石、钾长石等，而黏土矿物的含量主要为伊蒙混层、伊利石、高岭石为主，其中伊蒙混层比为45%。

表1 滑带土基本物理性质指标

Table 1 Basic physical property indexes of sliding-zone soil

土样	土粒相对密度 G_s	天然含水率 $w/\%$	塑限 $w_p/\%$	液限 $w_L/\%$	塑性指数 I_p
滑带土	2.70	44.80	40.6	62.1	21.5

表 2 滑带土颗粒组分

Table 2 Grain-size distribution of sliding-zone soil (%)		
黏粒 (≤0.005 mm)	粉粒 (0.005~0.075 mm)	砂粒 (0.075~2 mm)
31.2	50.6	18.2

表 3 滑带土矿物成分

Table 3 Mineral composition of sliding-zone soil (%)					
黏土总量 (63%)			石英	钾长石	钠长石
伊利石	高岭石	伊蒙混层	20	3	14

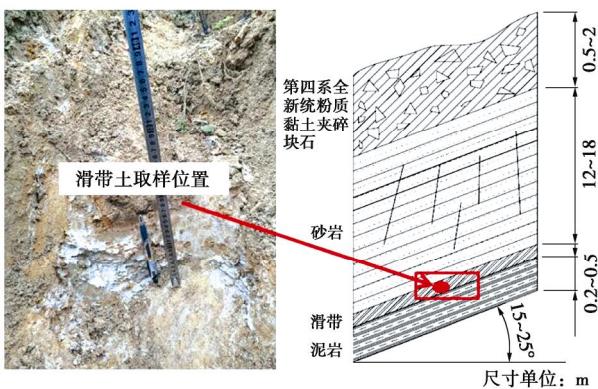


图 2 滑带土现场取样

Fig. 2 Sampling of sliding-zone soil

2 滑带土的三轴试验

为确定滑带土剪切蠕变试验过程中的剪应力加载路径, 本文首先对兴福寺滑坡滑带土饱和重塑样进行三轴固结排水试验, 试样的有效应力路径如图 3 所示。根据有效应力路径确定兴福寺滑坡滑带土的峰值抗剪强度指标为 $c' = 30.3 \text{ kPa}$, $\phi' = 19.3^\circ$; 残余抗剪强度指标为 $c'_r = 1.42 \text{ kPa}$, $\phi'_r = 18.8^\circ$ 。

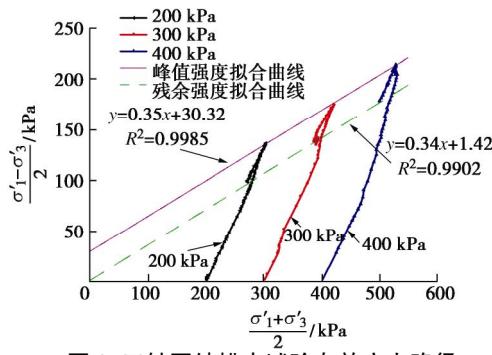


图 3 三轴固结排水试验有效应力路径

Fig. 3 Effective normal stress paths in drained triaxial tests

3 滑带土的剪切蠕变试验与结果分析

3.1 试样制备

将试样自然风干碾散后烘干, 过 2 mm 筛拌和均匀, 根据质量含水率 (35%, 45%, 55% 和 65%) 分别制备重塑样。为使水分扩散均匀, 各含水率试样均

在盖有湿毛巾的研钵中静置 72 h。为考虑试样相似性, 在将研钵中的重塑样放入剪切盒中环刀时, 控制各试样的干密度一致。试验过程时, 对于饱和样 (含水率 65%), 定时向剪切盒周边储水槽及上方试样加压帽缝隙中加水; 对于其他含水率试样, 在剪切盒周边储水槽定时加水, 用湿毛巾遮盖加压帽。

3.2 加载方法及荷载等级

第一组饱和样 (含水率为 65%) 分别在不同法向应力下进行; 第二组为含水率分别为 35%, 45% 和 55% 的试样, 均在同一级法向应力 (300 kPa) 下完成。根据现场调查, 兴福寺滑坡的滑动面埋深为 12.5 m~20 m, 滑床倾角为 $15^\circ \sim 25^\circ$, 上覆滑坡体的饱和重度约为 20 kN/m^3 , 故在试验时设定 200, 250, 300, 400 kPa 共四级法向应力。根据莫尔-库仑强度准则, 结合图 3 确定的峰值抗剪强度的有效应力指标, 得到不同法向应力下的峰值抗剪强度分别为 100.34, 117.85, 135.36, 170.38 kPa。

试验采用分级加载方式, 第一级剪切荷载从破坏值的 1/2 起施加, 之后待每级荷载稳定数天后再施加下一级荷载。试验过程中由于法向应力的长期存在, 可能会出现在剪应力已达到所设定的最大值 (即该级法向应力下的峰值抗剪强度) 而试样还未破坏的现象, 则继续加载直至试样破坏。通过分级加载方式得到实际的剪应力加载路径如表 4 所示。

表 4 直剪蠕变试验中的剪应力加载路径

Table 4 Shear stress loading paths in direct shear creep tests

法向应力/kPa	抗剪强度/kPa	含水率/%	剪应力加载路径/kPa
200	100.34	65	51.00→70.12→90.31→114.75
250	117.85	65	59.50→82.87→106.25→131.75
		35	69.06→94.56→122.19→145.56
		45	69.06→94.56→123.25→145.56
300	135.36	65	145.56→162.56
		55	69.06→94.56→122.19→145.56
		65	145.56→162.56→179.56
400	170.38	65	69.06→94.56→122.19→145.56
		85.00	85.00→119.00→153.00→188.06

3.3 滑带土剪切蠕变的应变-时间曲线特征

根据试验结果绘制剪切蠕变全过程曲线, 不同法向应力下饱和试样及同一法向应力下不同含水率试样的剪切蠕变过程曲线如图 4 所示。由图 4 可知: ①对于饱和试样, 法向应力对试样达到蠕变破坏所需的剪应变量有显著影响 (见图 4 (a)), 表现为法向应力越大, 达到蠕变破坏的剪应变量越小; ②在相同的法向应力下, 非饱和试样随着含水率的增加, 达到蠕变破

坏所需的剪应变量也随之增加,但饱和试样(含水率65%)达到蠕变破坏的剪应变量小于含水率55%的试样。此外,含水率45%和55%的试样达到蠕变破坏所需时间和剪应力均明显大于其他两个含水率的试样,其中含水率55%的试样达到蠕变破坏所需的剪应力最大。

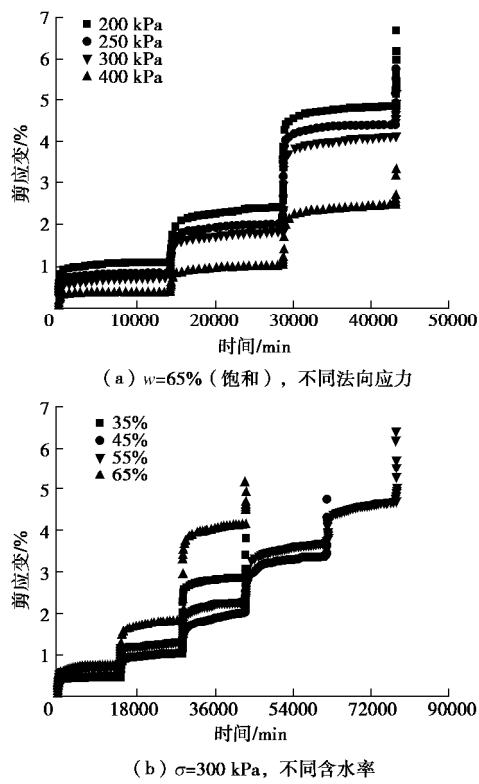


图 4 滑带土试样剪切蠕变曲线

Fig. 4 Time series of shear creep strain of soil samples

3.4 滑带土剪切蠕变的等时应力 - 应变曲线

等时应力 - 应变曲线反映了滑带土剪切蠕变的历时化过程,可获得如长期强度、蠕变速率和蠕变模量等参数。不同法向应力下饱和试样和同一法向应力下不同含水率试样的剪切蠕变等时应力 - 应变曲线分别如图 5, 6 所示。

根据图 5, 6, 滑带土试样在剪切蠕变过程中的不同时刻其剪应力 - 应变曲线均呈非线性特征,曲线具有明显的拐点,拐点后的曲线斜率显著减小,且具有明显的时间效应,即在剪切蠕变开始后的较短时间内(小于 1 h)快速减小,但随着蠕变时间的推移趋于一致。

本文将滑带土剪切蠕变等时应力 - 应变曲线上拐点之后的曲线斜率定义为“剪切蠕变模量”。其反映了滑带土在长期剪切蠕变过程中产生蠕变位移的难易程度。图 7, 8 分别为各级法向应力下的饱和试样及同一法向应力下不同含水率试样的剪切蠕变模量随蠕变时间的变化曲线。

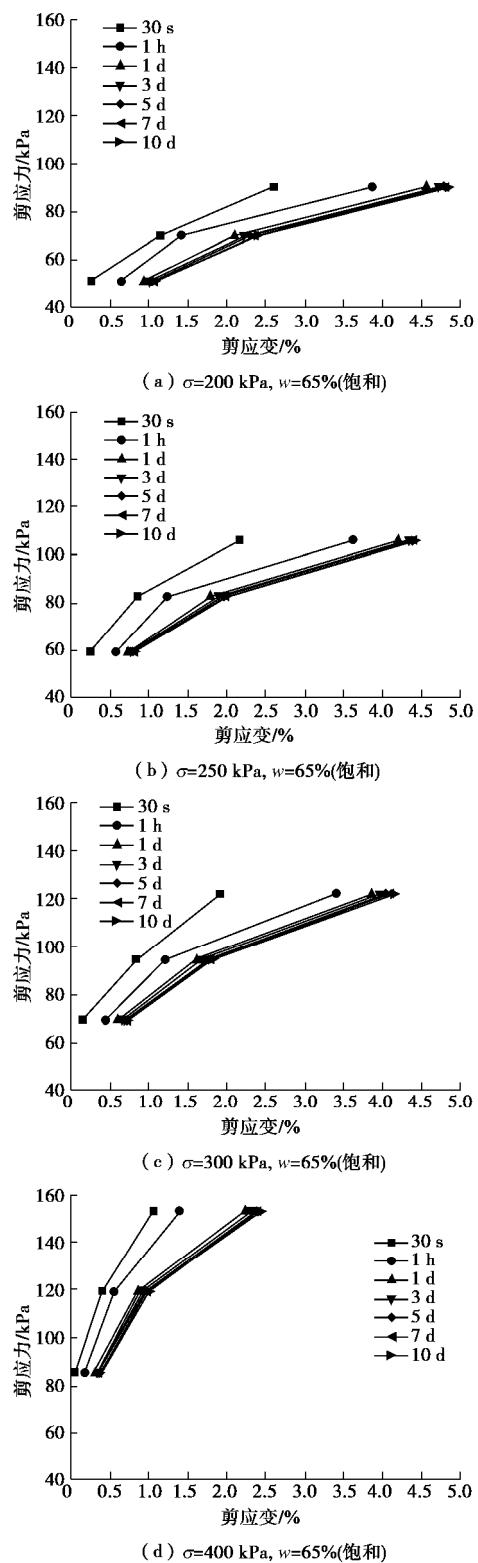


图 5 各级法向应力下等时应力 - 应变关系曲线

Fig. 5 Isochronous stress-strain curves of saturated samples with different normal stresses

由图 7 可知,饱和状态下滑带土剪切蠕变模量在施加剪应力的短时间内急剧降低,随后变缓并趋于某一稳定值。法向应力对剪切蠕变模量有显著影响,即试样所受法向应力越大,其剪切蠕变模量越大,表明滑带土埋深越深,达到蠕变破坏所需的位移量越小。

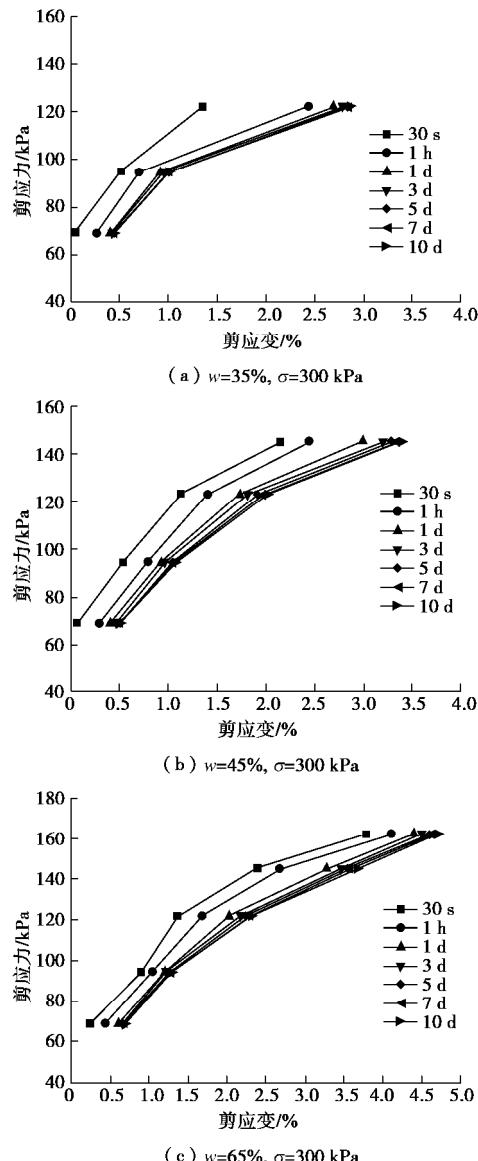


图 6 300 kPa 下不同含水率试样等时应力 - 应变关系曲线
Fig. 6 Isochronous stress-strain curves of samples with different water contents at normal stress of 300 kPa

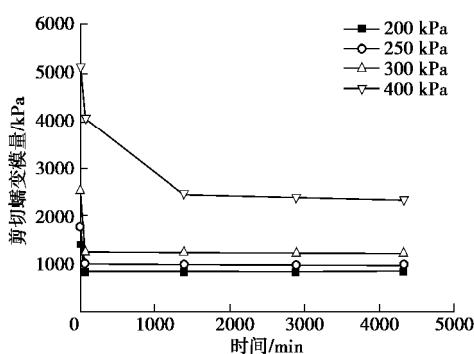


图 7 各级法向应力下饱和样剪切蠕变模量 - 时间曲线
Fig. 7 Time series of shear creep modulus of saturated samples with different normal stresses

由图 8 可知, 含水率对剪切蠕变模量的影响规律比较复杂。低含水率 ($w=35\%$, 小于塑限 $w_p=40.6\%$)

的试样在蠕变开始的时候具有最大的蠕变模量, 饱和试样 ($w_{sat}=65\%$) 次之, 含水率 55% 的试样最小。在剪切蠕变开始后, 含水率 35% 的试样及饱和试样的剪切蠕变模量极短时间内急剧降低, 随后基本维持在某一稳定值。含水率 45% 试样的剪切蠕变模量在整个剪切蠕变过程中缓慢降低, 而含水率 55% 试样其切蠕变模量随蠕变的进行缓慢增大。从长期蠕变来看, 含水率 55% 的试样具有最大的剪切蠕变模量, 而饱和试样 ($w_{sat}=65\%$) 的剪切蠕变模量最低。

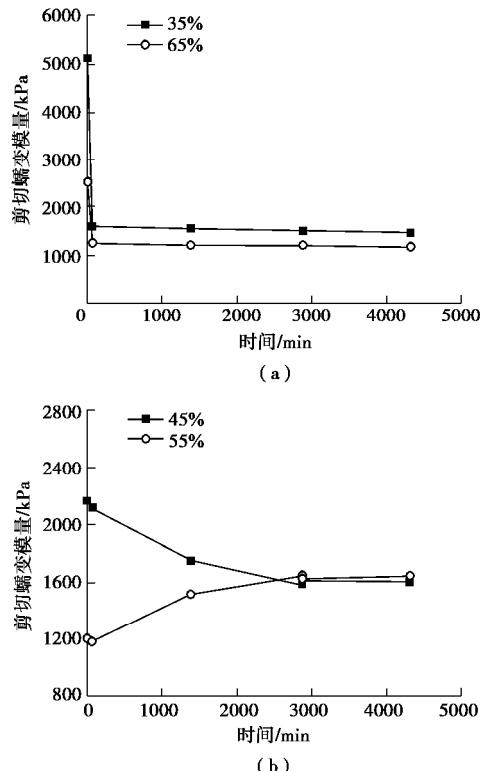


图 8 300 kPa 下不同含水率试样剪切蠕变模量 - 时间曲线
Fig. 8 Time series of shear creep modulus of samples with different water contents at normal stress of 300 kPa

在最大剪应力水平下(蠕变破坏之前), 不同时段内的平均剪应变速率随时间的变化曲线见图 9, 10。由图 9, 10 可知, 在破坏之前的剪切蠕变过程中, 滑带土的剪应变速率逐渐减小并最终趋于某一稳定值, 表明滑带土由衰减蠕变阶段过渡到等速蠕变阶段。法向应力越大, 剪切蠕变过程中不同时刻的剪应变速率越低, 表明滑带土埋深越深, 其剪切蠕变速率越慢。含水率对滑带土剪切蠕变速率影响不甚明显, 但含水率 55% 的试样其剪切蠕变速率略大于其他含水率的试样。

3.5 滑带土的长期抗剪强度

滑带土的长期抗剪强度是其经历长期荷载作用后的最小强度值, 是滑坡长期稳定性计算的重要参数之一, 与时间密切相关^[13-14]。据 Singh 等^[15]关于土的流变理论的阐述, 等时应力 - 应变曲线上的拐点在 $t \rightarrow \infty$

时所对应的剪应力即为滑带土的长期强度。因此,本文确定兴福寺滑坡滑带土剪切蠕变过程中各级法向应力下的长期强度分别为 70.12, 82.87, 94.56, 119.00 kPa, 其包络线如图 11 所示。

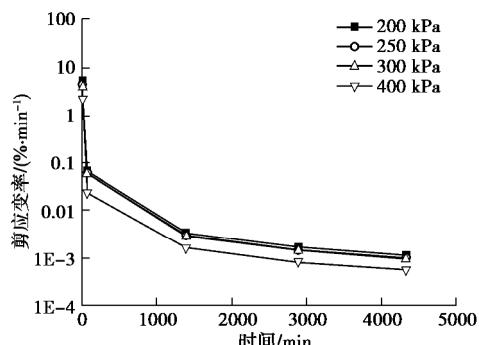


图 9 各级法向应力下饱和样剪应变率 - 时间曲线

Fig. 9 Time series of shear strain rates of saturated samples with different normal stresses

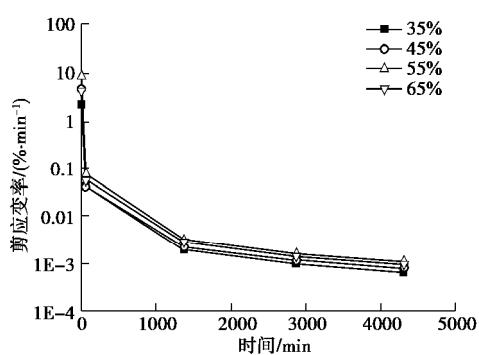


图 10 300 kPa 下不同含水率试样剪应变率 - 时间曲线

Fig. 10 Time series of shear strain rates of samples with different water contents at normal stress of 300 kPa

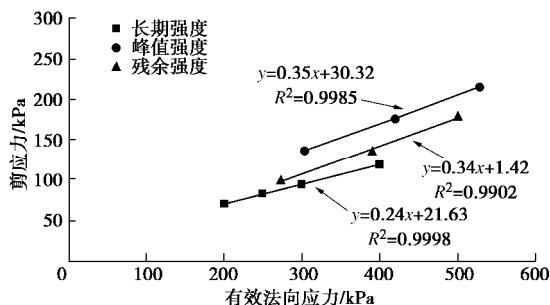


图 11 滑带土剪切强度包络线

Fig. 11 Envelopes of shear strength of sliding zone soil

由图 11 可知,兴福寺滑坡滑带土的长期强度指标为 $c_\infty=21.63$ kPa, $\phi_\infty=13.50^\circ$ 。与峰值及残余强度指标比较可知,长期黏聚力小于峰值黏聚力,但明显大于残余黏聚力,长期内摩擦角小于峰值和残余内摩擦角。上述强度指标的差异可从两个方面解释:①滑带土经历长期蠕变后,土颗粒间的胶结作用降低,与残余状态下的粒间胶结作用被完全破坏相比,具有更大

的黏聚力;此外,在长期的蠕变过程中,土颗粒的空间位置处于缓慢的调整中,其粒间咬合作用逐渐弱化,但尚未发生滑动摩擦,因此长期内摩擦角要小于峰值摩擦角和残余摩擦角。②滑带土在初始剪切破坏的一瞬间,其土颗粒被剪碎或翻转,颗粒间的胶结首次遭到破坏,因此表现出更大的黏结性能和摩擦性能,即更大的峰值黏聚力和峰值内摩擦角。而在残余状态下土颗粒的空间排列已经形成,内摩擦角仅由土颗粒间的滑动摩擦形成,且其大小由土的矿物成分和细颗粒含量决定^[16]。由于兴福寺滑坡滑带土的细颗粒含量高达 82%,剪切过程中土颗粒发生破碎、咬合和翻滚的现象不明显,因此表现出残余内摩擦角接近峰值内摩擦角。

4 讨论与分析

本文关于兴福寺滑坡滑带土饱和试样在不同法向应力下的剪切蠕变试验结果表明,法向应力越大,其剪切蠕变模量越大,达到蠕变破坏所需的蠕变速率和位移量越小。换句话说,滑带土的埋深越大,滑坡体在启滑之前的蠕变速率和变形量越小,其宏观上的变形迹象越不明显。因此,针对某些具有多层次滑动面的滑坡体,钻孔倾斜仪的观测数据中某一深度处不甚明显的位移需要引起足够的注意^[17]。

侏罗系库岸斜坡体软弱层(滑带)富含黏土矿物,因此含水率的改变必然会引起黏土颗粒周围结合水和自由水的变化^[18]。含水率对滑带土剪切蠕变模量的影响规律,可以从黏土颗粒周围结合水和自由水的变化来解释。首先,当含水率低于塑限时,土体为半固态,土颗粒形成强结合水膜,蠕变开始后土颗粒空间位置若要发生调整,则必须破坏强结合水膜,因此具有更大的剪切蠕变模量;其次,当含水率大于塑限但距液限有较大差值时,土体呈可塑状态,土颗粒周围除强结合水外还有弱结合水,剪切蠕变开始后由于弱结合水膜的黏滞变形,剪切蠕变模量表现为缓慢下降;再者,当含水率再增加至接近液限,这时土颗粒周围已有部分自由水,随着剪切蠕变的进行,土颗粒空间位置调整,土孔隙中部分自由水被挤出,土颗粒弱结合水膜发生黏滞变形,因此表现出剪切蠕变模量的缓慢增加;最后,当土体饱和时,土颗粒周围已充满大量自由水,土颗粒被自由水隔开,因此剪切蠕变开始后极短时间内剪切蠕变模量急剧降低,随着自由水的挤出,土颗粒中弱结合水膜开始发生黏滞变形,因此剪切蠕变模量急剧降低后基本稳定。

长期强度是评价处于蠕动变形期的斜坡体稳定性的关键指标,可分为初始破坏前的长期强度和残余状

态下的长期强度。蒋秀姿等^[19]针对缓慢复活型古滑坡的研究表明, 残余状态下的长期强度与其残余抗剪强度基本等价。因此, 如何确定初始破坏前的长期强度对于评价新生型滑坡稳定性至关重要。本文取剪切蠕变等时应力-应变曲线拐点在 $t \rightarrow \infty$ 时对应的剪应力为滑带土的长期强度, 是滑带土即将发生明显塑性蠕变变形时的抗剪强度。通过比较兴福寺滑坡滑带土峰值强度、残余强度和长期强度指标(黏聚力和内摩擦角)可知(见图 11), 长期黏聚力约为峰值黏聚力 70%, 约为残余黏聚力 15.0 倍, 长期内摩擦角分别为峰值和残余内摩擦角的 69% 和 70%。由于滑带土试样的细颗粒(粒径 < 0.075 mm)含量接近 82%, 土颗粒在初始剪切和残余剪切过程中颗粒的破碎、咬合和翻转等产生的摩阻力很小, 而土颗粒间的滑动摩擦是摩擦角的主要表现形式, 故残余内摩擦角与峰值内摩擦角接近。

5 结 论

(1) 三峡库区侏罗系顺层滑坡滑带土具有明显的流变特征。初始破坏前的滑带土由瞬时蠕变过渡到衰减蠕变状态, 并最终稳定在低速率的等速蠕变状态。

(2) 法向应力对滑带土剪切蠕变特性影响显著。法向应力越大, 滑坡在初始破坏之前的蠕变速率和变形量越小, 各级法向应力下蠕变破坏时的剪应变均小于 5%。

(3) 含水率对滑带土剪切蠕变速率的影响不明显, 但对剪切蠕变模量的影响较为复杂。当含水率低于塑限含水率时, 滑带土剪切蠕变模量最大, 饱和含水率时次之, 接近液限含水率时最小。随着剪切蠕变的进行, 低含水率和饱和滑带土的剪切蠕变模量均在短时间内急剧降低并分别趋于稳定值, 而略高于塑限含水率的滑带土则呈缓慢降低趋势。相反, 接近液限含水率的滑带土呈缓慢增大趋势。

(4) 初始破坏之前处于蠕变阶段的顺层滑坡, 滑带土长期黏聚力约为峰值黏聚力 70%, 约为残余黏聚力 15.0 倍, 长期内摩擦角分别为峰值和残余内摩擦角的 69% 和 70%, 各强度指标均受滑带土的细颗粒含量的影响。长期抗剪强度指标可为三峡库区侏罗系新生型顺层滑坡的长期稳定性评价提供参考。

参 考 文 献:

- [1] 李守定, 李晓, 张年学, 等. 三峡库区侏罗系易滑地层沉积特征及其对岩石物理力学性质的影响[J]. 工程地质学报, 2004, 12(4): 385–389. (LI Shou-ding, LI Xiao, ZHANG Nian-xue, et al. Sedimentation characteristics of the Jurassic sliding-prone stratum in the Three Gorges Reservoir area and their influence on physical and mechanical properties of rock[J]. Journal of Engineering Geology, 2004, 12(4): 385–389. (in Chinese))
- [2] 殷坤龙, 吴益平. 三峡库区一个特殊古滑坡的综合研究[J]. 中国地质灾害与防治学报, 1998, 9(增刊): 200–206. (YIN Kun-long, WU Yi-ping. Systematic researches of one special paleo-landslide in the Three-Gorges Reservoir[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 1998, 9(SO): 200–206. (in Chinese))
- [3] JIAN W, WANG Z, YIN K. Mechanism of the Anlesi landslide in the Three Gorges Reservoir, China[J]. Engineering Geology, 2009, 108(1): 86–95.
- [4] 黄润秋. 20世纪以来中国的大型滑坡及其发生机制[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(3): 433–454. (HUANG Run-qiu. Large-scale landslides and their sliding mechanisms in China since the 20th century[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(3): 433–454. (in Chinese))
- [5] 廖秋林, 李晓, 李守定, 等. 三峡库区千将坪滑坡的发生、地质地貌特征、成因及滑坡判据研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(17): 3146–3153. (LIAO Qiu-lin, LI Xiao, LI Shou-ding. Occurrence, geology and geomorphy characteristics and origin of Qianjiangping landslide in Three Gorges Reservoir area and study on ancient landslide criterion[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(17): 3146–3153. (in Chinese))
- [6] TERZAGHI K. Mechanism of landslides[M]// PAIGE S, ed. Application of Geology to Engineering Practice (Berkey Volume) New York. Geological Society of America, 1950: 83–123.
- [7] 龙建辉, 郭文斌, 李萍, 等. 黄土滑坡滑带土的蠕变特性[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(7): 1023–1028. (LONG Jian-hui, GUO Wen-bin, LI Ping, et al. Creep property of soil in sliding zone of loess landslide[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(7): 1023–1028. (in Chinese))
- [8] BHAT D R, BHANDARY N P, YATABE R. Residual-state creep behavior of typical clayey soils[J]. Natural Hazards, 2013, 69(3): 2161–2178.
- [9] MAIO D C, SCARINGI G, VASSALLO R. Residual strength and creep behaviour on the slip surface of specimens of a landslide in marine origin clay shales: influence of pore fluid composition[J]. Landslides, 2015, 12(4): 657–667.
- [10] WEN B P, JIANG X Z. Effect of gravel content on creep

- behavior of clayey soil at residual state: implication for its role in slow-moving landslides[J]. *Landslides*, 2017, **14**(2): 559 – 576.
- [11] 刘清秉, 王顺, 夏冬生, 等. 残余强度状态下原状滑带土蠕变特性试验研究[J]. *岩土力学*, 2017, **38**(5): 1305 – 1313. (LIU Qing-bing, WANG Shun, XIA Dong-sheng, et al. Experimental study of residual-state creep behavior of intact sliding-zone soil[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2017, **38**(5): 1305 – 1313. (in Chinese))
- [12] 赖小玲, 叶为民, 王世梅. 滑坡滑带土非饱和蠕变特性试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2012, **34**(2): 286 – 293. (LAI Xiao-ling, YE Wei-min, WANG Shi-mei, et al. Experimental study on unsaturated creep characteristics of landslide soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, **38**(5): 1305 – 1313. (in Chinese))
- [13] 李连崇, 李少华, 李宏. 基于岩石长期强度特征的岩质边坡时效变形过程分析[J]. *岩土工程学报*, 2014, **36**(1): 47 – 56. (LI Lian-chong, LI Shao-hua, LI Hong. Time-dependent deformation of rock slopes based on long-term strength characteristics of rocks[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2014, **36**(1): 47 – 56. (in Chinese))
- [14] 孙淼军, 唐辉明, 王潇弘, 等. 蠕动型滑坡滑带土蠕变特性研究[J]. *岩土力学*, 2017, **38**(2): 385 – 391. (SUN Miao-jun, TANG Hui-ming, WANG Xiao-hong, et al. Creep properties of sliding-zone soil from a creeping landslide[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2017, **38**(2): 385 – 391. (in Chinese))
- [15] SINGH A, MITCHELL J K. General stress-strain-time function for soils[J]. *Journal of the Soil Mechanics & Foundations Division*, 1969, **95**: 406 – 415.
- [16] SKEMPTON A W. Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory[J]. *Géotechnique*, 1985, **35**(1): 3 – 18.
- [17] 简文星, 杨金. 三峡库区黄土坡滑坡 I 号崩滑体成因[J]. *地球科学—中国地质大学学报*, 2013, **38**(3): 625 – 631. (JIAN Wen-xing, YANG Jin. Formation mechanism of No.1 part slide of Huangtupo landslide in the Three Gorges Reservoir area[J]. *Earth Science — Journal of China University of Geosciences*, 2013, **38**(3): 625 – 631. (in Chinese))
- [18] MITCHELL J K, SOGA K. *Fundamentals of soil behavior*, 3rd edition [M]. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc, 2005.
- [19] 蒋秀姿, 文宝萍. 缓慢复活型滑坡滑带土的蠕变性质与特征强度试验研究[J]. *岩土力学*, 2015, **36**(2): 495 – 501, 549. (JIANG Xiu-zi, WEN Bao-ping. Creep behavior of slip zone of reactivated slow-moving landslide and its characteristic strength[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2015, **36**(2): 495 – 501, 549. (in Chinese))

勘 误

本刊 2019 年第 41 卷第 3 期“逆断层附近非均匀应力场声发射测试与巷道稳定性数值分析”(作者: 彭瑞, 欧阳振华, 孟祥瑞, 赵光明, 赵启峰, 石建军, 冯吉成)一文中, 作者单位英文名称“School of Safety Engineering, North China Institute of Science & Technology”有误, 应为“School of Safety Engineering, North China Institute of Science & Technology”, 特此更正。

本刊 2019 年第 41 卷第 7 期“基坑开挖引起临近盾构隧道转动与错台变形计算”(作者: 魏纲, 洪文强, 魏新江, 张鑫海, 罗经纬)一文中, 作者单位英文名称“Department of Civil Engineering of City College, Zhejiang University”有误, 应为“Department of Civil Engineering, Zhejiang University City College”, 特此更正。

(本刊编辑部)

岩土工程中数值流形方法的应用及研究

——评《岩土工程数值分析》

李晓娜

(河南建筑职业技术学院基础部, 郑州 450064)

岩土工程是一门以力学及地质学为理论依据、以岩土体为研究对象, 通过运用各种勘探技术、数值分析为手段, 以达到求解岩体与土体的工程问题为目的, 实现岩土的综合整治和开发利用效果的系统性工程研究学科。随着科技创新推动事业发展的不断深入, 各项事业自主创新能力不断增强, 实现了技术手段的持续革新。数值流行方法作为一种适用于岩土工程问题分析的技术革新计算方法, 能够求解一系列复杂的问题, 提高问题求解精度, 为岩土工程提供准确的决策数据以及问题解决方案, 对完善岩土工程建设问题具有重要的实际意义。《岩土工程数值分析》主要研究了岩土工程数值分析的理论概述以及计算方法, 也分析了岩土工程数值分析的前瞻性建设与新发展, 对研究岩土工程中数值流形方法的应用具有重要的参考价值。

《岩土工程数值分析》一书由廖红建等编著, 于2010年6月在机械工业出版社出版发行, 全书共十二章, 内容涵盖: 绪论、岩土的本构模型、有限差分法与FLAC数值计算、有限元法、边界元法、离散单元法、岩土工程有限元的求解方法、固结问题有限元分析、土体渗流问题数值分析、土体温度场的有限元分析、岩体力学有限元分析的若干问题、岩土工程数值分析新进展。主要阐述了岩土工程数值分析的特点、作用、方法以及新进展, 并在构建岩土本构模型基础上, 分析了岩土的变形特性、屈服准则、破坏准则、岩土损伤本构理论等; 侧重分析了岩土工程问题的数值解析方法, 系统地运用有限差分法与FLAC数值计算等解析方法进行详细地工程数值分析。本书综合了岩体、土体材料在岩土工程数值分析中的理论方法以及建设新进展, 加强了在岩体、土体工程中的应用算例以及前瞻性方针的决策判断, 具有理论知识专业性强、内容丰富无冗余, 研究成果与时俱进的特点, 对岩土工程建设者和研究者具有科学的理论借鉴价值和实践指导意义。通读全书, 从书的结构布局、逻辑思维、知识结构等方面来看, 该书具有以下特点:

一、清晰的逻辑思维。本书从数值分析方法出发, 立足于岩土工程这一实际问题。首先, 综合介绍了运用数值分析方法求解岩土工程问题的理论依据和形态特征。然后, 详细地阐明了岩土工程问题的具体求解方法以及应用过程。最后, 系统地阐述了岩土工程数值分析的新进展。全书逻辑严谨, 思路明晰。一方面, 章节结构紧凑, 每一章看似各成体系、独立存在, 实则相互呼应, 前一章为后一章作铺垫, 后一章给前一章作烘托、紧扣主题, 达到承上启下的效果, 很好的诠释了数值分析法对岩土工程问题的精确解读。另一方面, 从理论概述到实践方法, 内容由浅入深、由点到面、层层扩散、逐步递进, 全面阐述了数值分析法在岩土工程中的应用方法、应用过程以及存在问题, 分析全面, 有效避免了简单的知识堆砌雷区。从论点、论据到解决方案都运用了数值分析对岩土工程问题做了统一求解, 实现了理论与实操的有效结合。在研究岩土工程问题时能够有效帮助读者理清思路, 为岩土工程数值分析途径提供新的思考范围。

二、鲜明的知识体系。作者主要是基于计算机时代下的岩土工程数值分析, 全面概述了数值分析的理论研究和多元算法。学术内容涉及岩土工程、力学、勘探学、地质学等多门学科知识, 内容涉及面广、覆盖率宽泛, 具有知识结构体系鲜明的特点。采取算例讲解的方式进行数据分析, 加深读者对知识的记忆点。增加参考文献并融入附录说明, 延展学术知识, 内容详实得当, 起到补充说明的正向作用。能够让读者深入理解数值分析运用于岩土工程建设的相关知识, 具有较高的学术价值和应用价值, 能够为学者提供专业的学术指导, 是一本适用于岩土工程初学者的参考书籍。

三、精炼的语言表达。作为一本学术性岩土工程研究书籍, 大量专业性词汇较容易导致阅读疲劳。因此, 在进行书籍撰写时, 作者不仅注重逻辑的严谨性和知识的专业性, 还关注语言表达的合理性。全书通篇采用精炼简洁的语句表达方式, 不进行多余的语言修饰, 系统描述了岩土工程的数值计算方法, 在注重文章的流畅性及层次感同时, 更加强调内容的质感, 力求质量的精益求精。尤其是在描述岩土工程的数值分析计算方法时, 大量采取算例的讲解方法, 语句简明扼要, 无复杂冗余之处。内容笔酣墨饱, 文章叙述行云流水, 以流畅的写作手法和精炼的语句表达向读者展示了岩土工程数值分析的理论知识和算术方法。

改革创新的时代背景下, 岩土工程作为推动我国经济发展的动力之一, 深化岩土工程体制改革能够保持该项事业的能动活力, 关注岩土工程的数值流形方法应用问题, 是深入贯彻岩土工程体制改革的具体体现。有利于建立符合市场经济发展需求的岩土工程数值运行机制, 促进岩土工程问题的科技创新, 为岩土工程问题数值分析方法技术革新提高多种可能, 进而促进我国国民经济高质量发展。而《岩土工程数值分析》以精炼的语言、严谨的逻辑分析了岩土工程的多元数值计算方法, 能够为岩土工程数值流形方法应用提供有用的方法指导, 不断促进数值流形方法的更新完善。

[河南省教育厅2017年度河南省高等学校青年骨干教师培养计划项目:“互联网+”背景下高职公共基础课程信息化教学研究与应用(2017GGJS254)]

作者简介: 李晓娜(1982—), 女, 河南舞阳人, 河南建筑职业技术学院讲师, 研究方向: 数学建模。



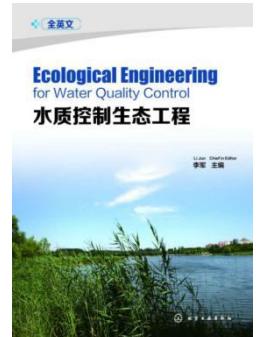
水解酸化+生物接触氧化在岩土工程污水处理中的应用

——评《水质控制生态工程》

王晓诚¹, 郭颖², 颜开红³

(1. 东南大学土木工程系, 2. 上海电机学院商学院, 3. 江苏科技大学环境资源工程系)

科学技术是一把双刃剑, 现代科技的快速发展, 为社会生产力的发展以及人类社会的文明提供了广阔的空间, 但是, 科学技术的发展也同样能够在一定条件下为人类的生存和发展带来消极后果。经济的快速发展导致了大量工业污水、生活污水的产生, 从而引发了一系列的环境问题, 导致人类赖以生存的水生态环境遭到了严重破坏。众所周知的是, 污水已成为危害人体健康和阻碍社会经济可持续发展的重要因素, 污水处理应当成为当前社会发展过程中亟待解决的问题。由李军主编、化学工业出版社出版的《水质控制生态工程》一书无疑是雪中送炭, 该书是生态环境学的内属学科, 能够为从事与水质控制生态工程领域相关的工程技术人员和相关专业研究生提供参考阅读, 由于该书是全英文编写, 所以也可作为本科开设的排水科学与工程、土木工程、环境工程等专业的双语或全英文授课教材。该书内容共有七章, 第一章从生态学历史和生态系统两个方面来介绍基本生态; 第二章论述了生态工程的历史、基本概念、设计; 第三章则系统介绍了水环境与水质控制, 涉及了水污染、环境能力、水处理等多个方面的内容; 第四章是关于将湿地处理系统, 阐述了湿地的概念以及应用; 第五章介绍了稳定池, 包括有氧池塘、充气池塘以及兼性池塘等; 第六章从土地处理技术、慢无线上网系统、快速信息传输系统、陆上公平汇率制度四个方面来论述土地处理制度, 第七章则是关于一些生态公园和湿地公园的个案研究。



一、从实际出发, 顺应时代发展要求

可持续发展观是应当今时代的变迁、社会经济的发展而提出的一个新的发展观, 经济发展、保护资源和保护生态环境协调一致, 让子孙后代能够享受丰富的资源和居住美丽环境是当代可持续发展的核心理念。然而随着经济的快速发展, 人民生活水平得到了前所未有的提高, 各行各业的工厂也如雨后春笋般涌现出来, 从而导致了大量生活污水和工业污水的排放, 进一步引发了严重的环境问题, 严重违背了可持续发展观的理念。然而, 当前的污水处理问题已经到了必须要牢牢结合可持续发展的理念才能得以又好又快解决的重要关头, 该书在污水处理面临着重大挑战的情况下应运而生, 从实际出发, 强调理论要联系实际, 列如在书的第三章水环境与水质控制中就谈到了当前我国水质污染的现状以及环境的承受能力, 并针对当前我国污水处理过程中出现的一系列问题, 提出了相应的解决措施, 以及针对性的修复技术。

二、针对性较强, 注重难易结合

该书是关于水质控制生态工程的书籍, 向读者详细描述了水生态环境、水质的要求、饮用水和常规污水处理的基本原理, 并通过一些应用案例来阐释生态工程在湿地公园水体保护、工业以及生活污水处理、饮用水水源净化、雨水管理等多个方面的理念和技术。该书具有较强的专业性, 考虑到不同层次以及知识背景读者的需要, 该书从一些较为基本的知识入手, 注重难易结合。例如书中在第一章从基本生态打开话题, 再从生态学的历史以及生态系统两个比较简单内容方面来阐述, 并在此基础上逐步深入, 充分地介绍了关于水环境与水质控制方面的基本原理。在内容逐层深入的基础上, 又适当地介绍了水质控制生态工程领域的为解决污水问题而采取的有效措施, 不仅能够拓宽高等学校相关专业师生的知识视野, 还可以为从事与水质控制生态工程相关的技术人员、研究人员以及政府人员提供参考借鉴。

三、内容丰富, 应用案例充分

虽然该书采用全英文编写, 但该书关于水质控制生态工程的内容极为丰富, 应用案例也较为充分。书中在谈到生态工程问题时还列举长桥溪生态公园、东洋河边湿地公园、普图村等工程实例作为参考。如果书中全部是理论知识, 而缺少例证, 则会使得书中理论缺乏一定的说服力, 也会减少读者在阅读过程中的兴趣。而书中提到的应用实际案例, 能够使读者对水质控制和生态工程的原理、应用和发展有一个较为清晰和系统的了解。除此以外, 编者在书的第六章当中还从土地处理技术、慢无线上网系统、快速信息传输系统、陆上公平汇率制度四个方面来介绍土地处理制度, 将生态问题与信息技术充分联系在一起, 以期借助当前发达的信息技术来解决生态问题, 倡导公众绿色生活, 保护好人类不可或缺的水资源和赖以生存的生态环境。

水资源是一种不可再生的自然资源, 是人类生活环境中的重要组成部分, 更是人类不可或缺的生命之源, 水污染对人类带来的只有百害而无一利, 而《水质控制生态工程》一书从多个方面介绍了生态系统、生态学和生态工程的基本概念, 又通过进一步地描述水生态环境、水质质量要求、工业废水以及生活污水处理的基本理念, 最后再通过大量的相关应用案例来阐释生态工程在污水处理、景区水体保护、饮用水净化、雨水管理的知识和方法, 不仅为当前严重的污水处理问题提供了充分的理论指导和技术支持, 更为生态环境保护做出了积极贡献。

作者简介: 王晓诚(1981—), 男, 汉, 江苏海安人, 博士, 研究方向: 工程与农业污水处理。郭颖(1980—), 女, 汉, 湖南常德人, 博士, 上海电机学院商学院, 研究方向: 农业资源管理。颜开红(1969—), 女, 汉, 江苏海安人, 硕士, 教授, 研究方向: 农业资源利用。

基于 BIM 技术的工程造价管理策略

——评《工程造价管理》

温艳芳

(山西工程职业技术学院建工系; 山西 太原 030009)

工程造价直意是工程的建造价格, 以量、价、费为计量三要素, 核心内容是投资估算、设计概算、修正概算、施工图预算、工程结算、竣工决算等等, 其是项目财务分析评价的重要依据, 有助于建筑施工方计划合理有效使用资金, 正确调整产业结构。BIM 是指以建筑工程项目的相关信息数据作为模型的基础, 通过数字信息技术实现模拟建筑物的具象化。其通过参数模型整合项目的相关信息, 在提高生产效率、节约成本和缩短工期方面发挥重要作用。随着我国工程造价管理改革的不断深化和加入 WTO 对市场化的推进, 为适应新的历史背景, 工程管理专业的教材体系和教材内容必须进行适当调整。由周国恩、陈华编著, 北京大学出版社 2011 年 1 月出版发行的《工程造价管理》一书是研究土木工程与建筑类的创新型专著, 该书是符合新历史条件下我国高等院校工程管理专业的培养目标与要求, 满足了新形势下工程管理专业的教学需要, 对基于 BIM 技术的工程造价管理策略研究有重要参考价值。



《工程造价管理》一书是 21 世纪全国本科院校土木建设类创新型应用人才培养规划教材, 全书共十一个章节。第一章主要介绍了建设项目与工程建设程序、工程造价与工程造价管理、工程造价咨询与造价工程师等方面的知识; 第二章从建设工程造价的内容、设备及工具购置费、建筑工程造价、建设其他费用方面的构成、预备费、建设期贷款利息、固定资产投资方向调节税等展开分析; 第三章至第十一章分别阐述了工程造价计价模式、工程造价的计价依据、工程量计算规则、建设项目投资决策阶段的造价管理、工程设计阶段的造价管理、工程招标投标阶段的造价管理、工程施工阶段的造价管理、工程竣工验收及后评估阶段的造价管理、工程造价管理信息技术的内容。该书在广度和深度两个层面上, 系统地阐述了工程造价管理的理论与方法, 全书贯穿了大量的工程实例。通读全书, 从该书的总体内容出发, 其具有以下特点。

一、逻辑清晰, 内容通俗易懂。工程造价管理是土建专业所必须掌握的专业技能课程, 作者在撰写该书时以土木工程施工、施工技术、建筑材料、建筑构造、工程制图与识图等概念性知识出发, 实际介绍工程造价知识及全生命周期的投资决策、设计、招投标、施工、竣工验收及后评估各阶段等方面的造价管理与实际运用为重心, 撰写思路十分清晰, 不仅能为读者理清思路, 更能有效助力读者掌握实际工程造价方法与技能。另外, 相较于同类学术教材的肃穆与超拔, 作者更追求内容的易读性和易引导性, 在满足工程造价管理教学需求的背景下, 作者保证书本内容广度的同时淡化了总体深度, 力求凸显知识精华, 降低了对于读者理解能力与素养的总体要求, 赋予全书通俗易懂的属性, 使得全书能够最大程度的被学者接受学习, 进一步促进了读者专业技能的提升。

二、语言精练, 图文并茂。本书作者长期从事工程建筑专业的教学活动, 在专业上颇有造诣, 对于工程造价方面的学术底蕴深厚。作者结合了自己多年繁荣教研经验, 以精炼的语言迅速全面而又准确的概述了工程造价管理的理论知识, 为后文清晰罗列工程造价的构成、计价模式、计价依据, 对于工程量计算规则、建设项目投资决策阶段的造价管理、工程设计阶段的造价管理、工程招投标阶段的造价管理、工程施工阶段的造价管理、工程竣工验收及后评估阶段的造价管理、工程造价管理信息技术的应用的知识体系的引出起着承前启后的重要作用。相较于一般学术性书籍, 该书编排上融入了大量图片, 通过以图衬文的手法, 进一步支撑和可视化作者的所思所想, 使得全书行文更具趣味性, 也更便于读者学习使用, 有利于助力工程造价管理专业的建设与发展。

三、理论结合实际, 突出可操作性。从书的总体内容上来看, 该书每一章皆以章节知识重点内容原理与方法开篇, 也都会以一节的篇幅贯穿实际工程造价案例。在案例分析中, 作者详细地介绍了每一案例的背景条件, 强调了知识点, 做出较为客观理性的思考, 目的是引导读者巩固所学知识, 能在实践中深化自身的理解, 便于学以致用, 掌握工程造价管理技术要点。由于工程造价本身具有动态性, 所以本书在编写中既注重介绍工程造价管理的原理与方法, 又着眼于现实的工程造价全过程动态管理, 不局限于建设项目的某个具体阶段, 而是从动态的角度出发, 系统而全面地介绍了建设项目从可行性研究阶段工程造价的预测开始, 到工程造价的确定和经济后评价为止的整个建设期间工程造价的控制管理。每章最后安排有本章小结及练习题, 是为学生对基本理论与业务知识的理解和掌握, 体现书本内容的实用性与应用性。

随着我国工程造价管理体制、计价定价模式逐步与国际惯例接轨, 国内需不断地加强基础、拓宽专业领域, 研究绿色发展战略。BIM 技术是一种数字信息的应用, 是在项目策划、运行和维护的全生命周期中进行共享和传递, 使技术人员对建筑信息作出正确理解和应对, 并可以用于设计、建造、管理的数字化方法。这种方法支持建筑工程的集成管理环境, 可使建筑工程在其整个进程中显著提高效率、大量减少风险, 助力国内工程建设技术领先世界平均水平。《工程造价管理》一书理论基础扎实、具有较强可操作性, 可用做高等院校工程管理、土木工程等专业的教材, 也可作为专业从业人员的参考使用。该书满足了新形势下工程造价管理教学的需要, 对于推动我国土木建筑行业的工程造价创新发展具有重要的现实意义。

作者简介: 温艳芳(1970—), 女, 山西运城人, 硕士, 副教授, 研究方向: 工程造价。

地理信息 3D 模拟系统在岩土工程勘察中的有效应用

——评《资源与工程地球物理勘探》

王水萍，尹新富

(郑州财经学院，郑州 450044)

我国社会现代化进程迫使工程建筑产业不断向前发展，而不同地质条件所衍生的工程地质问题是工程建设中的关键难点，地质问题需通过地质勘察得以发现。地质资源、水文地质、岩土工程勘察等行业方兴未艾，利用地理信息 3D 模拟系统解决地质问题成为了工程勘察向前发展的重要研究方向。地理信息 3D 模拟系统是以 3D 模拟手段实现地理信息可视化的科技技术，将其合理运用于岩土工程中，可将各类地质信息进行可视化处理，助力勘察技术人员全面勘察和了解当前所在地的地质信息，为工程施工方案、质量控制提供依据。《资源与工程地球物理勘探》(化工工业出版社 2018 年 5 月 1 日出版)一书是由周俊杰、杜振川主编的关于工程地球物理勘探技术方面的书籍，其对于研究地理信息 3D 模拟系统在岩土工程勘察中有重要参考价值。

《资源与工程地球物理勘探》是高等学校“十三五”规划教材，全书共计 7 个章节。绪论部分主要概述物探方法的方法及分类、发展简史、资源与工程物探的应用、工程物探方法选择的原则及物探工作的一般流程；第一章至第六章分别介绍资源和工程勘探中常用的重力勘探法、磁力勘探法、电法勘探法、地震勘探法、声波与瑞雷波勘查法和其他物探方法，分析说明了各种勘探方法的基本情况、使用环境、设备、使用方法；第七章主要讲述综合物探方法及其应用概要，着重强调物探方法的一般特点及其运用。该书除介绍说明常用物探方法以外兼顾岩土工程领域常用的地下管线及地下埋设物探测、桩基损探测和探地雷达等基本理论、基本技能方面的内容，结合了现今热点，介绍了重、磁综合运用，并在每一章节之后附上章节总结与思考题。拜读全书，从该书的行文特点、知识体系来看，该书具有以下特点。

第一、理论丰厚，突出实践。由于书本出版得到河北省本科教学综合改革试点的联合资助，使得该书拥有雄厚的研究力量，而作者长期从事非物探专业的物探课程教学及科研实践，多年教育研究经验又为该书的撰写打下扎实而深厚的理论基础。全书每一章节皆从概念性理论出发，主要围绕相关勘探方法的基本情况作出概述，介绍了各种勘探方法的原理、工作方法、应用条件、解释基础，其目的在于帮助读者建立丰厚的理论依据。在充分说明物探基础理论的背景下，作者本着解决资源与工程实际问题为目的，思考地质应用的实际情况，着重分析了不同勘探技术的应用条件和野外运用的实际方法，并在每一章节之后附有复习思考题，目的是将理论与实际相结合，赋予该书更强的可操作性，更有助于培养非物探专业的学生学以致用的实践能力，突出教材实践功能。

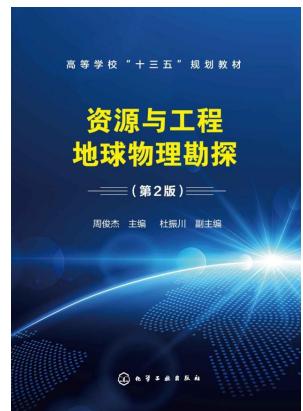
第二、删繁就简，编排合理。该教材是在 2008 年李世峰所著的《资源与工程地球物理勘探》的基础上修编而成。就 2008 版本而言，本书保留着原版教材的内容和体系，又结合了作者自身多年的教研经验，参考了社会对非物探专业的实际需求，删除了不必要的理论与公式推导过程，避免加重学生学习负担，同时，作者又针对教材中的公式增加了必要的参数说明，使得全书详略得当，可进一步助力学生掌握实际物探勘察技术。另外，作者根据勘察技术的种类对本书进行分章撰写，使得编写结构逻辑清晰，更能够为读者理清思路；清晰的章节化划分，使得内容系统而全面，有利于学生进行针对性学习，便于查漏补缺，体现教学教材的弹性化、层次化与模块化，满足了“资源勘查工程”、“勘察技术与工程”专业的教学大纲要求。

第三、与时俱进，推陈出新。随着时间的推移、时代科技的进步与发展，该书也在顺应时代需求，不断更新书本知识，本书是继 2008 年第一版本后发行的第二版。相比旧版教材，全书在知识基础上增加了新的内容，其最大变化是完善了书本知识结构体系，对每一章节都作了局部调整。该书不仅兼顾岩土工程领域浅层地下管线物探测量、桩基无损探测和地质雷达的原理、基本技能等方面内容，还将每种勘探方法与手段与现今最新科技手段与前沿动态相结合，注重剖析实际工程，做到了与时俱进。同时，该书结合勘探专业研究热点，着重介绍了重、磁综合应用与联合勘探方法可解决的地质问题，将重力勘探、磁法勘探放在书本前面章节，增加了常用的瞬变电磁法勘探内容，在地震的综合解释中增加了地震与地质之间的联系，通过地震相分析解决资源与工程地质问题。作者根据现今社会对于勘探技术人才的需求，不断的跟新与完善教材，使教材更适用于高校技术人才的培养目标。

地球物理勘探为适应国民经济发展的需求，需不断地加强基础、拓宽专业领域，岩土工程勘察技术更需拓展新领域、新技术、研究创新服务模式和绿色发展战略。2019 年国内地质灾害频发，造成了人员与经济的双重损失，社会与国家领导人十分重视，研究地理信息 3D 模拟系统在岩土勘察中的有效运用是为响应国家绿色环保、可持续发展理念，适应现代市场勘查技术的需求，对于预防地质灾害与保障社会经济的稳步发展有重要作用。《资源与工程地球物理勘探》一书知识理论结构完整、基础理论知识扎实，满足了高校地球物理勘探方面教学与科研需求，弥补了综合物探书籍的研究空缺，该书不仅可作为高等院校非物探专业的教材，也可以供相关工程技术人员作为参考使用，具备超强的可读性和学术价值。

[河南省教育厅河南省高等学校青年骨干教师培养计划“基于 CDIO 的计算机应用创新人才培养模式的探索与实践”(2014GGJS-268)]

作者简介：王水萍(1980—)，女，河南郑州人，硕士，副教授，研究方向：计算机应用技术与图形图像。尹新富(1973—)，男，河南驻马店人，硕士，副教授，研究方向：计算机技术。



理正深基坑平面有限元软件

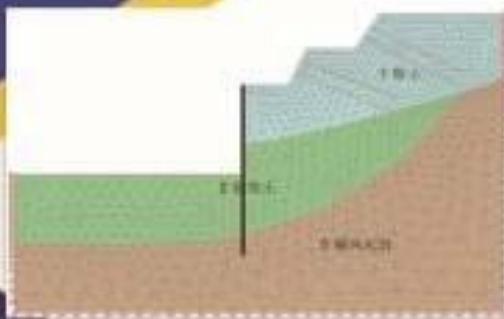
震撼来袭

软件采用二维图形化和参数化结合的建模方式，采用平直应变问题假定和非线性计算架构，可进行平面连续介质的弹塑性分析和强度折减稳定分析。可计算多种支护类型及考虑基坑周边有建筑物或隧道时，坑壁侧向位移和地表沉降计算；可进行复杂地质条件下，坑内坑外地表不平整的基坑分析；可完成排桩、水泥土墙、土钉、对撑、斜撑等多种支护模型组合支护的结构分析。同时可以输出图文并茂的各种位移、应力应变、支护结构内力图形。

主要功能

前后处理

前处理充分考虑到基坑工程专业特色，操作便利直观；后处理可以输出图文并茂的各种位移、应力应变、结构内力图形。



不均匀地层、排桩+土钉联合支护的多地质计算分析

环境影响

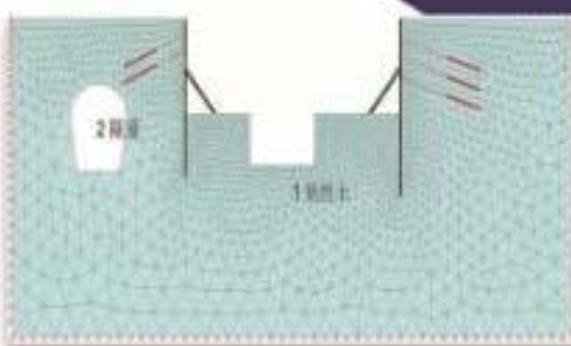
考虑基坑周边有建筑物或隧道时，坑壁侧向位移和地表沉降计算；还可进行复杂地质条件下坑内坑外地表不平整的基坑分析。

完全兼容理正深基坑软件

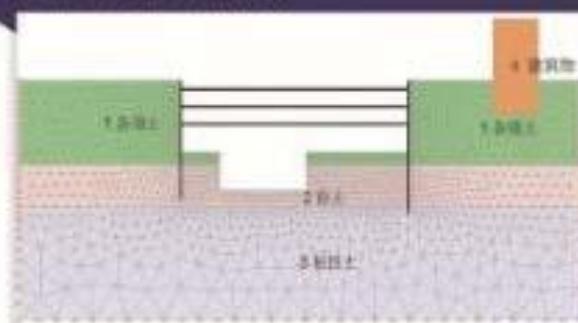
可直接读入深基坑软件界面，既可以进行直接计算，也可以利用已有模型进行修改，利于用户将两款软件互相印证。

组合支护

突破传统深基坑软件单一支护的限制，可进行多种支护的组合。比如排桩、水泥土墙、土钉、对撑、斜撑等多种支护模型组合支护的结构分析。



坑边有隧道的多种支护组合



坑边有建筑物的多种支护组合

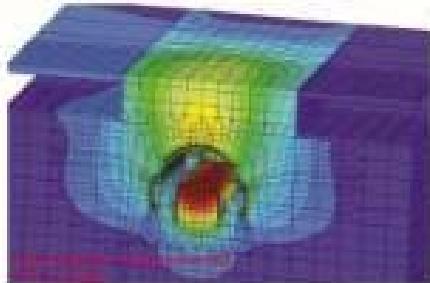


三维岩土有限元分析软件 Z_SOIL.PC2016



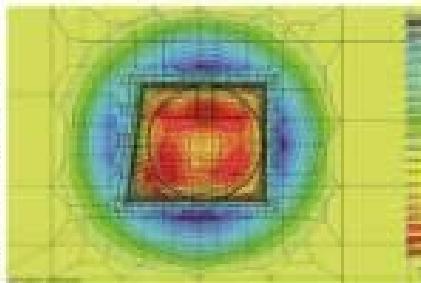
功能简介

- 大变形计算
- 应力应变分析
- 稳定性分析(强度折减法或其他方法)
- 动力时程分析(可考虑液化)
- 饱和-非饱和漫流分析(瞬态、稳态流)
- 流固耦合和其他耦合分析
- 缺乏分析
- 热量迁移和水分迁移(扩散)分析
- 对解决桩-土-基础共同作用问题进行了专门优化
- ◆ 带拟土工试验室工具箱
- ◆ 提供模坑支扩建模模板
- 参数分析
- 自动计算初始应力场和稳定渗透场



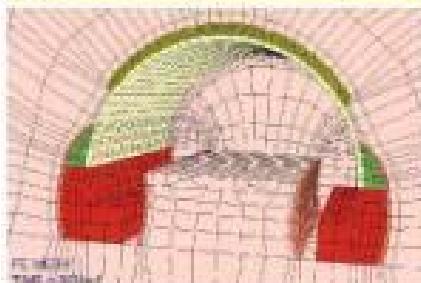
软件介绍

- 瑞士联邦理工学院 T. Zimmermann 教授 1981 年主持开发，35 年不断改进
- 64 位版本，支持并行计算和海量内存，最多可处理数百万个自由度
- 功能强大，可以分析所有的岩土工程问题
- 单模块程序设计，一次性获得所有功能模块
- 出色的结构仿真功能，相比专业的结构有限元分析软件也毫不逊色
- 基于 Windows 图形界面，建模简便，计算高效，结果丰富
- 支持 ANSYS 或其他商业软件生成的网格和 DXF 格式文件导入网格
- ◆ 支持输出结果到 ParaView 格式
- ◆ 支持 Visual Fortran 语言以及 Python 脚本功能进行二次开发
- 全球 3000 以上正版用户认可 + 24h 开发团队直接技术支持



本构模型

- ◆ 滑裂面上的塑塑性损伤模型
- Mohr-Coulomb 模型
- Drucker-Prager-Cap 三相模型
- Duncan-Chang 模型
- Modified Cam-clay 模型
- HSS 小应变速硬化土模型
- ECP-Huqueux 模型
- Multi-laminar 成层介质模型
- Hoek-Brown Smooth 模型
- Menetrey-William 混凝土软化模型
- ◆ Densification 砂土液化模型
- 其他本构模型



单元库

- 梯形单元
- 线性和非线性梁单元
- 壳单元
- 膜单元
- 土工织物单元
- 钢筋和锚杆单元
- 无限介质单元
- 摩擦接触面单元
- Seepage 单元
- 桩单元和桩-土接触面单元
- 其他单元

购买 3D 版本软件即可获赠 2D 模块

专业版 ￥19.80 万元

教育版 ￥ 4.90 万元

中国总代理：

上海分元土木工程科技有限公司 地址：上海市国宾路 18 号万达广场 电话：021-63984546 传真：021-63984546

GeoFEM

业精于专 止于至善

说明：

价格、服务、保修期、教育版用户购买所附加的权限
此软件可用于商业目的，以及竞猜评估敬请电话或
Email 咨询。

A 楼 12 层 B27 室，200433 手机：158 0198 3135 QQ 号：68722113

公司网站：www.geofem.com.cn

电子邮箱：sh_geofem@hotmail.com