

岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第41卷
Vol.41

第6期 (总337期)
No.6 (Total 337)

6

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





活动全程免费，敬请访问官网查看详细日程。

PLAXIS 2D

材料本构模型

- 线弹性模型
- 莫尔-库仑模型
- 硬化土模型
- 小应变刚度硬化土模型
- 软土模型
- 软土蠕变模型
- 修正剑桥模型
- 胡克-布朗模型
- 节理岩体模型
- NGI-ADP模型
- 喷射混凝土模型 (UDSM)
- Sekiguchi-Ohta模型 (粘性&非粘性)

建模

- 钻孔地层建模
- 土工试验及参数优化
- 刚体模拟 (3D)
- 结构单元 (板/桩/锚杆/土工格栅/界面)
- 真空固结模拟
- 形状设计器 (复杂曲线)
- 隧道设计器 (支持CAD导入/锚杆设计)
- DXF, DWG, 3DS 和地形图导入
- 对象拉伸/阵列/交叉/合并
- 模型浏览器 (对象编辑/修改)
- 设计方法 (欧洲规范Eurocode 7, LRFD, 等) (2D)
- 并行网格划分

计算

- 拟静力分析
- 自动重新生成施工阶段
- 方便直观的阶段浏览器
- 场应力计算/构造应力场
- 塑性计算/固结分析/安全分析
- 稳态渗流计算工具
- (渗流相关的材料参数/边界条件/排水管/井)
- 安全分析中考虑/不考虑土体/结构单元的强度折减

结果

- 预览计算结果
- 后处理模型浏览器
- 可移动的截面切割
- 查看合力结果
- 报告输出和动画生成
- 图形注释
- 动态信息显示
- 应力和位移的真实评估
- 实体单元结构内力输出 (隧道衬砌/挡土墙等)
- 等值线图、云图、等值面图和向量图

渗流

- 非饱和土特性的模拟
- 排水系统
- 土体失稳风险评估 (压实填土)
- 水位快速下降分析
- 土石坝 (时间相关性问题)
- 边坡稳定性分析 (滑坡/降雨/洪水等)

动力

- 地震模拟
- 单源振动
- 冲击荷载
- 机械或交通振动
- 土-结构动力相互作用
- 结构在地震作用下的响应
- 动力作用下堤坝稳定分析

温度 (2D)

- 含水层中钻孔热交换的效率和持续性
- 地下核废料存储引起的温度变化
- 基坑工程中由于内支撑的热膨胀导致的支撑内力和围护墙内力
- 人工地层冻结法的开挖工程中冻结管周围的温度分布
- 考虑地下管线热膨胀情况下的地表位移和稳定性
- 气候改变对地表温度分布的影响 (如永久冻土地区)，评估土层性质的相应变化

PLAXIS VIP

具备PLAXIS VIP用户可以获得最新版本的Plaxis软件，也可以得到VIP扩展功能，还能获得更增值的技术服务。

VIP扩展功能

- 胡克-布朗模型
- 自由场&柔性基础边界
- 导入CPT记录以生成土层
- 远程脚本API (前/后处理程序)
- 关口-太田模型 (粘性&非粘性)
- 实体单元结构内力输出
- 隧道设计器支持锚杆设计 (2D)
- 场应力计算/构造应力场 (2D)
- 敏感性分析&参数变化 (2D)
- 约束所有边界节点自由度 (2D动力)

增值服务

- 支持64位内核、多核计算
- 自由度束缚 (2D动力)
- NGI-ADP模型
- 环形阵列 (2D)
- 自由度绑定 (2D动力)
- 方便快捷的获取最新研发成果
- 获得优先专享的技术支持
- 课程和专家服务的费用折扣
- 便捷灵活的许可管理方式



北京筑信达工程咨询有限公司

地址: 北京市石景山区古城西街19号研发主楼4层西侧
电话: 010-68924600 技术热线: 010-68924600-200
传真: 010-68924600-8
网址: www.cisec.cn 在线支持: support.cisec.cn
邮箱: support@cisec.cn (技术支持) sales@cisec.cn (产品销售)



weibo.com/cisec



公众账号: cisec68924600

《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 6 期 (总 337) 2019 年 6 月出版

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 41, No. 6 (Total No. 337) Published in June 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。编者为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正或删减。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, 不加缩写点。

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

- 考虑颗粒破碎影响的珊瑚砂临界状态与本构模型研究 蔡正银, 侯贺营, 张晋勋, 张 雷, 关云飞, 曹永勇 (989)
- 深厚松软场地卓越周期与地面峰值加速度的空间变异特征: 以苏州为例 陈国兴, 刘薛宁, 朱 姣, 金丹丹, 许汉刚 (996)
- 高岭-蒙脱混合黏土渗透各向异性的微观机理研究 周 建, 徐 杰, 余良贵, 罗凌晖 (1005)
- 海水侵蚀下钢渣粉+水泥固化土强度劣化试验研究 吴燕开, 史可健, 胡晓士, 韩 天, 于佳丽, 李丹丹 (1014)
- 基于非线性 $M-C$ 准则的深埋土质隧道三维塌落破坏上限分析 于 丽, 吕 城, 王明年 (1023)
- 深基坑内支撑支点水平刚度系数的解析解计算方法研究 金亚兵, 刘 动 (1031)
- 伊犁黄土总吸力和基质吸力土水特征曲线拟合模型 张爱军, 王毓国, 邢义川, 于春亮, 赵庆玉 (1040)
- 初始静孔隙水压力对砂土静动力剪切特性影响的试验研究 许成顺, 李艳梅, 潘 霞, 耿 琳 (1050)
- 基于 K 方程的盾构掘进面上被切削土体受力研究 苏伟林, 李兴高, 金大龙 (1058)
- 场地放大系数的理论解答 李瑞山, 袁晓铭 (1066)
- 岩石单轴压缩下损伤表征及演化规律对比研究 张国凯, 李海波, 王明洋, 李 杰, 邓树新 (1074)
- 考虑地层变异性和土体参数空间变异性的边坡可靠度全概率设计方法 邓志平, 牛景太, 潘 敏, 彭友文, 崔 猛 (1083)
- 深部直墙拱形隧洞围岩破裂破坏的模拟试验研究 官凤强, 罗 勇, 刘冬桥 (1091)
- 季节性冻土中土工格栅加筋特性试验研究 陈 榕, 王喜强, 郝冬雪, 宋洋洋, 薛 楠 (1101)
- 考虑渣土特征的盾构施工力学动态耦合仿真研究 肖 超, 谭立新, 陈仁朋, 钟志全, 阳军生 (1108)
- 浅埋房式采空区下长壁采场动载矿压发生机制 霍丙杰, 荆雪冬, 范张磊, 谢 伟, 段志华, 解振华 (1116)
- 基于不完整边界先验信息的跨孔电阻率 CT 反演方法研究 刘征宇, 庞永昊, 王传武, 杨为民, 刘沈华, 王 宁 (1124)
- 低温条件微生物 MICP 沉淀产率试验研究 孙潇昊, 缪林昌, 吴林玉, 王呈呈, 陈润发 (1133)
- 真空预压的最终负压分布模式 胡亚元, 钱镜林, 张超杰 (1139)

短 文

- 黄土-碎石毛细阻滞覆盖层储水能力实测与分析 焦卫国, 詹良通, 季永新, 贺明卫, 刘振男 (1149)
- 多孔介质中晶体的结晶压力分析 周凤玺, 应 赛, 蔡袁强 (1158)
- 裂隙岩体渗流溶质运移耦合离散裂隙模型数值计算方法 李馨馨, 徐 轶 (1164)
- 土体干缩裂隙发育方向及演化特征的层间摩擦效应研究 曾 浩, 唐朝生, 林 奎, 徐金鉴, 刘俊东, 荣德政, 王东伟, 施 斌 (1172)

简 讯

- 中国土木工程学会第十三届全国土力学及岩土工程学术大会第二号通知 (1013)
- 《岩土工程学报》征订启事 (1171)
- 本期广告索引 (1180)
- 土壤生物工程技术在水利生态修复中应用——评《污染土壤生物修复原理与技术》 (插页 I)
- 水利工程中的岩土地质勘察分析——评《岩土工程勘察》 (插页 II)
- 《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

- Critical state and constitutive model for coral sand considering particle breakage CAI Zheng-yin, HOU He-ying, ZHANG Jin-xun, ZHANG Lei, GUAN Yun-fei, CAO Yong-yong (989)
- Spatial variation of predominant periods of site and amplifications of peak ground accelerations for deep sediment layers: case study of Suzhou City CHEN Guo-xing, LIU Xue-ning, ZHU Jiao, JIN Dan-dan, XU Han-gang (996)
- Microscopic mechanism regarding permeability anisotropy of kaolin-montmorillonite mixed clays ZHOU Jian, XU Jie, YU Liang-gui, LUO Ling-hui (1005)
- Experimental study on strength degradation of steel slag + cement-solidified soil under seawater erosion WU Yan-kai, SHI Ke-jian, HU Xiao-shi, HAN Tian, YU Jia-li, LI Dan-dan (1014)
- Three-dimensional upper bound limit analysis of deep soil tunnels based on nonlinear Mohr-Coulomb criterion YU Li, LÜ Cheng, WANG Ming-nian (1023)
- Analytical methods for horizontal stiffness coefficient at pivots of inner support structures in deep foundation pits JIN Ya-bing, LIU Dong (1031)
- Fitting models for soil-water characteristic curve of total and matrix suctions of Yili loess ZHANG Ai-jun, WANG Yu-guo, XING Yi-chuan, YU Chun-liang, ZHAO Qing-yu (1040)
- Experimental study on effect of initial static pore water pressure on static and dynamic shear properties of sand XU Cheng-shun, LI Yan-mei, PAN Xia, GENG Lin (1050)
- Force states of soils under shield cutting in excavation face based on K_tter equation SU Wei-lin, LI Xing-Gao, JIN Da-long (1058)
- Theoretical solution of site amplification coefficient LI Rui-shan, YUAN Xiao-ming (1066)
- Comparative study on damage characterization and damage evolution of rock under uniaxial compression ZHANG Guo-kai, LI Hai-bo, WANG Ming-yang, LI Jie, DENG Shu-xin (1074)
- Full probabilistic design method for slopes considering geological uncertainty and spatial variability of soil parameters DENG Zhi-ping, NIU Jing-tai, PAN Min, PENG You-wen, CUI Meng (1083)
- Simulation tests on spalling failure in deep straight-wall-top-arch tunnels GONG Feng-qiang, LUO Yong, LIU Dong-qiao (1091)
- Experimental investigation on reinforced characteristics of geogrids in seasonal frozen soil CHEN Rong, WANG Xi-qiang, HAO Dong-xue, SONG Yang-yang, XUE Nan (1101)
- Dynamic coupling simulation of shield construction mechanics considering characteristics of soils XIAO Chao, TAN Li-xin, CHEN Ren-peng, ZHONG Zhi-quan, YANG Jun-sheng (1108)
- Mechanism of dynamic load of longwall mining under shallow room mining goaf HUO Bing-jie, JING Xue-dong, FAN Zhang-lei, XIE Wei, DUAN Zhi-hua, XIE Zhen-hua (1116)
- Cross-hole resistivity inversion method constrained by prior information of incomplete boundary LIU Zheng-yu, PANG Yong-hao, WANG Chuan-wu, YANG-Wei-min, LIU Shen-hua, WANG Ning (1124)
- Experimental study on precipitation rate of MICP under low temperatures SUN Xiao-hao, MIAO Lin-chang, WU Lin-yu, WANG Cheng-cheng, CHEN Run-fa (1133)
- Distribution patterns of final negative pressure in vacuum preloading HU Ya-yuan, QIAN Jing-lin, ZHANG Chao-jie (1139)

NOTES

- Field tests on water storage capacity of loess-gravel capillary barrier covers JIAO Wei-guo, ZHANG Liang-tong, JI Yong-xin, HE Ming-wei, LIU Zhen-nan (1149)
- Crystallization pressure of crystals in porous media ZHOU Feng-xi, YING Sai, CAI Yuan-qiang (1158)
- Hydraulic and solute transport coupling model for fractured rock mass with discrete fracture network using computational method LI Xin-xin, XU Yi (1164)
- Interfacial friction dependence of propagation direction and evolution characteristics of soil desiccation cracks ZENG Hao, TANG Chao-sheng, LIN Luan, XU Jin-jian, LIU Jun-dong, RONG De-zheng, WANG Dong-wei, SHI Bin (1172)

NEWS (1013, 1171, 1180)

Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering (head page I)

Invitation for original papers (head page II)

DOI: 10.11779/CJGE201906001

考虑颗粒破碎影响的珊瑚砂临界状态与本构模型研究

蔡正银¹, 侯贺营^{*1}, 张晋勋², 张雷², 关云飞¹, 曹永勇¹

(1. 南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210024; 2. 北京城建集团有限责任公司, 北京 100088)

摘要: 临界状态是土力学中一个非常重要的概念, 是许多土体本构模型建立的基础。对于珊瑚砂, 由于显著的颗粒破碎, 其变形特性和临界状态值得深入探讨。通过不同密度和不同围压组合的一系列三轴试验, 研究了颗粒破碎对土体变形特性和临界状态的影响, 建立了考虑颗粒破碎影响的珊瑚砂临界状态数学表达式, 并将其引入砂土状态相关剪胀方程, 提出了考虑颗粒破碎影响的珊瑚砂状态相关剪胀方程和本构模型。该模型仅采用一套模型参数就能较好地反映珊瑚砂在不同密度、不同围压条件下的应力变形特性, 并且可以考虑珊瑚砂的颗粒破碎特性。

关键词: 珊瑚砂; 临界状态; 颗粒破碎; 状态相关; 本构模型

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-0989-07

作者简介: 蔡正银(1965—), 男, 江苏海安人, 教授级高级工程师, 博士生导师, 主要从事土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工作。E-mail: zycai@nhri.cn。

Critical state and constitutive model for coral sand considering particle breakage

CAI Zheng-yin¹, HOU He-ying¹, ZHANG Jin-xun², ZHANG Lei², GUAN Yun-fei¹, CAO Yong-yong¹

(1. Department of Geotechnical Engineering, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. Beijing Urban Construction

Group Company Limited, Beijing 100088, China)

Abstract: The critical state is a very important concept in soil mechanics, and it is the foundation of many constitutive models for soils. As for the coral sand, due to significant particle breakage, its deformation characteristics and critical state are worthy of further study. To study the effect of particle breakage on the deformation characteristics and critical state of soils, a series of triaxial tests with different densities and confining pressures are carried out. A mathematical expression for the critical state of the coral sand considering particle breakage is proposed, and introduced into the state-dependent dilatancy equation for the coral sand. The state-dependent dilatancy equation and constitutive model of the coral sand considering particle breakage are proposed. The stress and deformation characteristics of the coral sand with different densities and confining pressures can be well reflected by using only one set of model parameters, and the particle breakage characteristics of the coral sand can be considered.

Key words: coral sand; critical state; particle breakage; state dependence; constitutive model

0 引言

土的临界状态是指土体变形过程中所达到的极限状态。当土体达到该状态后, 在继续变形过程中其有效平均正应力 p' 、剪应力 q 及体积都不再发生变化^[1], 即

$$\frac{\partial p'}{\partial e_v} = \frac{\partial q}{\partial e_q} = \frac{\partial e_v}{\partial e_q} = 0 \quad (1)$$

式中, e_v 为体积应变, e_q 为剪应变。

许多土的本构模型都是基于临界状态建立的, 如著名的剑桥模型。通常土的临界状态用 $q - p'$ 平面和 $e - p'$ 平面的两条特征线表示(e 为孔隙比)。Li等^[2]的研究发现对于石英砂, 其临界状态线在 $q - p'$ 平面为一条过原点的直线, 直线的斜率为土的临界应力比

M ; 与黏性土不同, 砂土的临界状态线在 $e - \lg p'$ 平面内并不是呈线性变化, 但是在 $e - (p'/p_a)^x$ 平面内呈线性变化(p_a 为大气压力, x 为材料参数, 对于石英砂一般为0.7左右), 其他一些学者的研究也得到了类似的结论^[3-4]。对于珊瑚砂, 与石英砂相比颗粒破碎是其显著特征, 颗粒破碎对珊瑚砂的临界状态和本构模型有何影响, 这方面的研究还比较少, 值得探讨。

基金项目: 国家自然科学基金项目(51879167); 中央级科研院所基金创新团队项目(Y317011); 中央级公益性科研院所基本科研业务费专项资金项目(Y318009; Y318010); 马尔代夫维纳拉国际机场改扩建工程现场水文观测等科研专题研究(GJ-YX-2016-046)

收稿日期: 2018-10-12

*通讯作者(E-mail: houbeying1206@163.com)

国内外对于钙质砂的临界状态进行过一些研究。Bandini 等^[5]通过对钙质砂进行一系列三轴试验研究了颗粒破碎与临界状态线之间的关系,发现由于颗粒破碎,钙质砂的临界状态线不是唯一的,而是随着颗粒的破碎增加而移动,遗憾的是文中并没有建立颗粒破碎与临界状态的定量关系。孙吉主等^[6]通过三轴排水试验,研究了钙质砂的临界状态,发现当剪应变达到 20% 左右时,土体达到临界状态,并且得到了相应的临界应力比。然而由于试验没有考虑孔隙比的变化,因此没有得到 $e-p'$ 平面的临界状态线。胡波^[7]也进行了类似的研究,得到了同样的结论。

在钙质砂的本构模型研究方面, Daouadji 等^[8]用塑性功来描述三轴剪切过程中颗粒破碎对粒径分布曲线的影响,并将其放入临界状态方程中,建立了考虑颗粒破碎影响的钙质砂弹塑性本构模型。孙吉主等^[9]通过引入两个参数来描述钙质砂由于颗粒破碎产生的附加孔隙比,并将此孔隙比的变化放入土的状态参数公式,基于临界状态的框架建立了考虑颗粒破碎影响的珊瑚砂弹塑性本构模型。该模型能在较大密度和应力水平范围内反映钙质砂的强度和变形特性,但模型中的临界状态方程用的是 $e - \lg p'$ 平面内的直线,而且没有考虑颗粒破碎对临界状态线的影响。胡波^[7]基于剪切变形中颗粒破碎的能量消耗提出了一个塑性流动准则,在极限平衡条件下并结合该准则提出了考虑颗粒破碎影响的钙质砂本构模型。该模型可以模拟钙质砂在不同围压下应力应变特性,并且能够描述钙质砂的应变硬化和软化特性,另外该模型还能模拟各个剪切阶段的颗粒破碎。由于采用应力剪胀理论,该模型无法模拟初始孔隙比的变化,另外采用的临界状态方程也是 $e - \lg p'$ 平面内的直线。

本文进行了珊瑚砂试样在不同相对密度、不同围压条件下的三轴排水剪切试验,并对试验前后的每个试样进行颗粒分析试验,以此对珊瑚砂颗粒破碎进行量化分析,探讨了珊瑚砂的颗粒破碎程度及其对临界状态的影响,建立了珊瑚砂临界状态孔隙比与初始孔隙比、应力水平及颗粒破碎的数学表达式。在此基础上,并借鉴 Li 等^[2]提出的砂土状态相关本构模型框架,建立了能考虑颗粒破碎影响的珊瑚砂状态相关本构模型。该模型可以模拟珊瑚砂在较大应力和密度范围内的变形特性。

1 珊瑚砂三轴排水试验方案

试验采用的仪器为南京土壤仪器厂有限公司生产的全自动三轴仪。该设备的主要技术参数:最大围压为 3 MPa,最大轴向荷载为 10 kN,最大垂直变形为

10 cm,试样尺寸为 $\Phi 39.1 \text{ mm} \times 80 \text{ mm}$ 。试验依据《土工试验方法标准》^[10]进行。

试验所用土样为取自南海的珊瑚砂。由于试样的尺寸较小,为了满足尺寸效应的要求,对现场土样进行了筛分,去掉了粒径大于 2 mm 的部分。处理后试样的级配曲线如图 1 所示,其颗粒相对密度为 2.78,最小孔隙比 $e_{\min} = 0.917$,最大孔隙比 $e_{\max} = 1.242$ 。

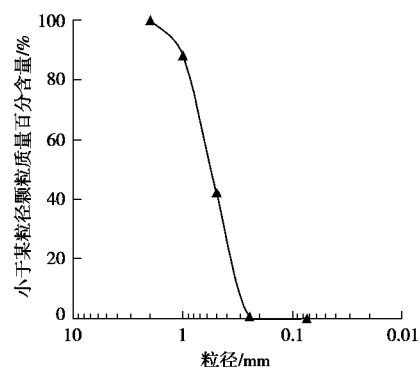


图 1 珊瑚砂的粒径分布曲线

Fig. 1 Distribution curve of particles of coral sand

大量的研究表明,砂土的临界状态和变形特性主要取决于其密度和应力水平^[2-3, 11]。本试验选取 3 种相对密实度,分别为 0.75, 0.85, 0.95, 对每种密度的试样分别在 100, 200, 300, 400 kPa 4 种围压作用下进行常规三轴固结排水剪切试验,共进行 12 组试验。为了得到珊瑚砂的临界状态,本次试验以轴向应变 25% 为控制试验停止的标准。此外,为了研究颗粒破碎对临界状态和变形特性的影响,每组试验后均进行了土样的筛分试验,从而得到试验后的粒径分布曲线,以此研究珊瑚砂的颗粒破碎规律及其对临界状态和变形特性的影响。

2 珊瑚砂的变形特性

图 2 为初始相对密实度 $D_r=0.75$ 的试样在 4 种不同围压下的三轴固结排水剪切试验结果。由图 2(a)可知,四组试验的应力应变曲线均表现为应变软化:随着轴向应变的增加,剪应力不断增加,达到某一峰值后又不断减小,最后趋于稳定。对于同样的初始密度,围压越大其软化现象越不显著,围压越小,应变软化越明显。由图 2(b)可知,对于四组试验试样均表现出剪胀的特性:体积先缩小,后膨胀,最后趋于稳定状态。对于同样的初始密度,围压越大其剪胀现象越不显著,围压越小,应变剪胀越明显。

图 3, 4 分别是初始相对密实度为 0.85, 0.95 的试样在 4 种围压下的三轴排水剪切试验结果。对比图 2 可以发现,所有试样的变形规律基本一致,只是每组试验应变软化和剪胀的程度不同。通过对比分析可知,

对于同样的围压, 相对密度越高, 应变软化越明显, 剪胀也越明显。

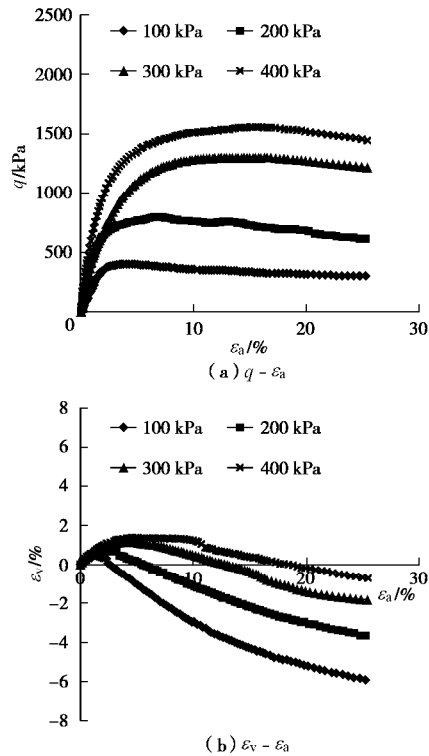


图2 偏应力及体积应变与轴向应变的关系曲线 ($D_r=0.75$)

Fig. 2 Curves of deviatoric stress and volumetric strain versus axial strain ($D_r=0.75$)

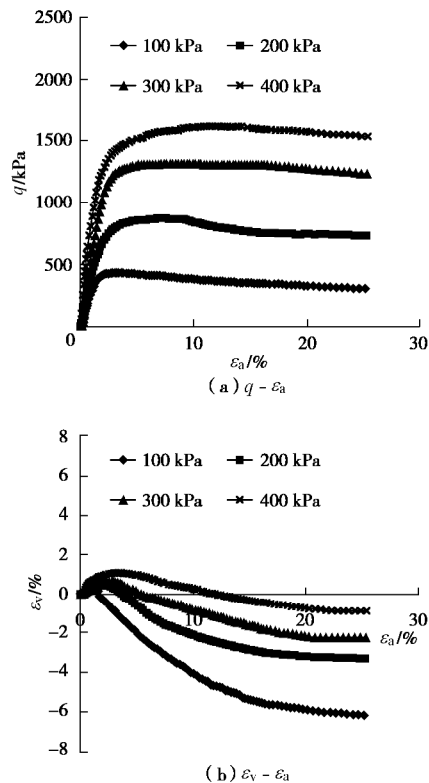


图3 偏应力及体积应变与轴向应变的关系曲线 ($D_r=0.85$)

Fig. 3 Curves of deviatoric stress and volumetric strain versus axial strain ($D_r=0.85$)

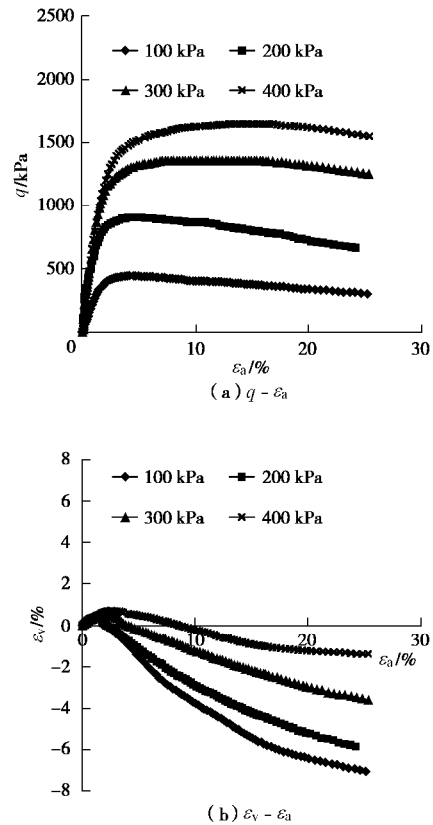


图4 偏应力及体积应变与轴向应变的关系曲线 ($D_r=0.95$)

Fig. 4 Curves of deviatoric stress and volumetric strain versus axial strain ($D_r=0.95$)

3 珊瑚砂的临界状态

3.1 珊瑚砂的临界状态探讨

从上述试验结果来看, 当轴向应变达到 25% 时, 剪应力和体积应变都基本趋于稳定, 此时可以近似认为试样达到临界状态。故本文以轴向应变达到 25% 时的试验数据作为临界状态取值。

下面将分别在 $q - p'$ 平面和 $e - (p'/p_a)^x$ 平面内, 对每组试验达到临界状态时的孔隙比、有效正应力和偏应力进行分析, 以探索珊瑚砂的临界状态。

(1) $q - p'$ 平面

图 5 所示为试验得到的 $q - p'$ 平面内临界状态线, 可以发现该平面内珊瑚砂的临界状态线为一条穿过坐标原点的直线, 用公式表示为 $q = Mp'$ 。对于本文研究的珊瑚砂, 其临界状态应力比 $M = 1.68$ 。

(2) $e - (p'/p_a)^x$ 平面

Li 等^[2]研究发现, 对于常规石英砂, 其临界状态线在 $e - \lg p'$ 平面内不是直线, 但在 $e - (p'/p_a)^x$ 平面内可用一条直线近似表示, 其表达式为

$$e_c = e_\Gamma - I_c \left(\frac{p'}{p_a} \right)^x, \quad (2)$$

式中, e_c 为临界状态孔隙比, e_Γ 为 $p'=0$ 对应的临界

状态孔隙比, I_c 为临界状态线的斜率, x 为材料参数, 对于石英砂一般取 0.6~0.8。一些研究还发现, 对于石英砂在三轴排水剪切条件下, 这条线是唯一的。

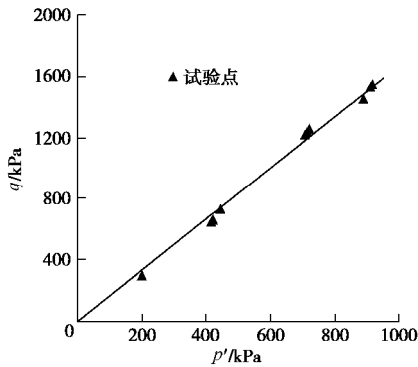


图 5 $q - p'$ 平面内的临界状态线

Fig. 5 Critical state line in $q - p'$ plane

沿着这个思路, 将本文试验得到的临界孔隙比和临界有效正应力结果绘于 $e - (p'/p_a)^x$ 平面内, 如图 6 所示。从图中可以发现对于相同的初始相对密度, 临界状态基本满足方程 (2), 为一条直线。图中有 3 条直线, 分别对应 3 种初始相对密度, 从上至下初始相对密度越高, 而且 3 条直线基本平行, 但截距 e_r 都不相等, 这显然与石英砂临界状态不一致。石英砂与珊瑚砂变形特性主要的差别在于其显著的颗粒破碎特性, 这间接说明 e_r 的差别主要是由于试验过程中颗粒破碎引起的。

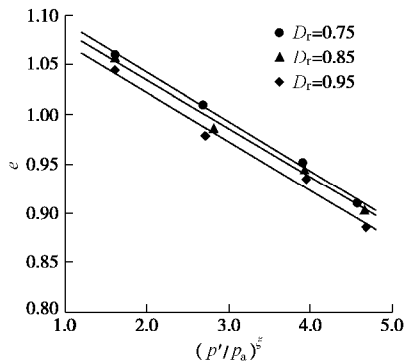


图 6 不同相对密度下 $e - (p'/p_a)^x$ 平面上的临界状态线

Fig. 6 Critical state line in $e - (p'/p_a)^x$ plane under different relative densities

3.2 考虑颗粒破碎影响的珊瑚砂临界状态

珊瑚砂颗粒容易破碎, 颗粒破碎受围压和密度的影响, 可以用试样剪切前后的相对破碎^[12]来定量描述试验前后的颗粒分布情况。

$$B_r = \frac{B_t}{B_p} \quad (3)$$

式中, B_r 为相对破碎, B_p 为初始破碎势, 可以用初始颗粒分曲线与粒径 0.074 mm 竖线所围成的面积来表示。 B_t 为总破碎, 可以用试验结束后试样颗粒分曲线与初始

颗粒分曲线和粒径 0.074 mm 竖线所围成的面积来表示。表 1 是三轴剪切条件下试验围压 σ_c 、相对破碎 B_r 的对应关系。

表 1 三轴剪切条件下 σ_c 和 B_r 的对应关系

Table 1 Relationship between σ_c and B_r under triaxial compression

D_r	e_0	σ_c/kPa	B_r
0.95	0.931	100	0.10440
		200	0.12750
		300	0.14420
		400	0.16300
0.85	0.972	100	0.04278
		200	0.07654
		300	0.09810
		400	0.12050
0.75	1.000	100	0.01883
		200	0.05479
		300	0.06908
		400	0.09030

分析表 1 可以发现, 相对破碎与围压呈线性增长关系, 且随初始孔隙比的增大而减小, 可以用公式表示为

$$B_r = a - be_0 + l(\sigma_c/p_a) \quad (4)$$

式中, a , b , l 为材料参数, 可由数据拟合得到。对于本文研究的珊瑚砂, $a=1.22$, $b=1.23$, $l=0.023$, 其拟合度 $R^2=0.984$ 。

假设有一根临界状态线, 在其上土体颗粒不发生破碎, 此处称为起始临界状态线, 如图 7 所示。该线的表达式为

$$e_c^0 = e_r^0 - I_c \left(\frac{p'}{p_a} \right)^x \quad (5)$$

式中, e_c^0 为不发生颗粒破碎时的临界状态孔隙比。 e_r^0 为不发生颗粒破碎时 $p'=0$ 对应的临界状态孔隙比, 是一个假想的材料参数。

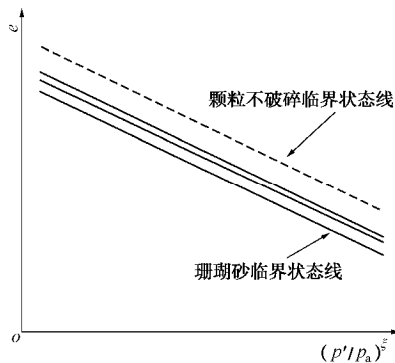


图 7 临界状态线

Fig. 7 Critical state lines

由上述分析可知, 不同初始密度下的珊瑚砂临界状态线的截距不同是由颗粒破碎引起的, 假设由于颗粒破碎而产生的孔隙比为 Δe^b , 则珊瑚砂的临界状态孔隙比 e_c 为

$$e_c = e_c^0 - \Delta e^b \quad (6)$$

将式 (5) 代入式 (6) 可得

$$e_c = e_r^0 - I_c \left(\frac{p'}{p_a} \right)^x - \Delta e^b \quad (7)$$

整理式 (7) 可得

$$e_r^0 - \Delta e^b = e_c + I_c \left(\frac{p'}{p_a} \right)^x \quad (8)$$

式 (8) 等号右侧可由珊瑚砂临界状态孔隙比相关数据进行计算, 其左侧的 e_r^0 为常数, Δe^b 与相对破碎 B_r 有关。绘制 $(e_c + I_c (p'/p_a)^x) - B_r$ 关系曲线, 如图 8 所示。二者可近似用直线来表示, 即

$$e_r^0 - \Delta e^b = e_c + I_c (p'/p_a)^x = a - bB_r \quad (9)$$

式中, a, b 为材料参数, 其他参数的含义同上。对于本文研究的珊瑚砂, $a=1.15, b=0.16, x=0.70, I_c=0.05$ 。

将式 (9) 代入式 (7) 可得

$$e_c = a - bB_r - I_c \left(\frac{p'}{p_a} \right)^x \quad (10)$$

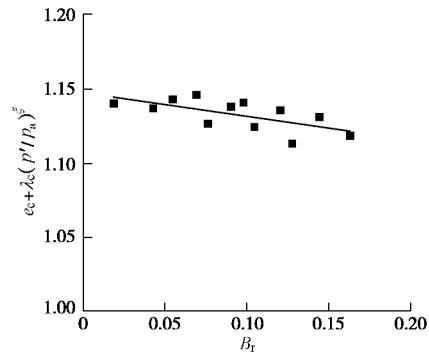


图 8 $e_c + I_c(p'/p_a)^x$ 与 B_r 的关系

Fig. 8 Relationship between $e_c + I_c(p'/p_a)^x$ and B_r

综合式 (4)、(10), 可以得到珊瑚砂在 $e - (p'/p_a)^x$ 平面上临界状态方程:

$$\left. \begin{aligned} e_c &= a - bB_r - I_c (p'/p_a)^x \\ B_r &= a - be_0 + I(s_c/p_a) \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

这样, 临界状态孔隙比可以通过初始孔隙比 e_0 和有效平均正应力 p' 求得。

4 考虑颗粒破碎的珊瑚砂状态相关剪胀方程

正确反映剪胀特性是建立土的本构模型的基础。珊瑚砂属于无黏性土, 具有与石英砂相似的剪胀变形特性, 只是珊瑚砂易破碎, 必须考虑颗粒破碎对其剪胀特性的影响。本文基于砂土的状态相关剪胀理论^[2], 研究珊瑚砂的剪胀特性并建立其状态相关剪胀方程。

状态相关剪胀方程选用与 Li 等^[2]提出的砂土状态相关剪胀方程相同的表达式, 即

$$d = d_0 \left(e^{my} - \frac{h}{M} \right) \quad (12)$$

式中, d 为剪胀, d_0, m 为模型参数, h 为应力比。 y 为土的状态参量,

$$y = e - e_c \quad (13)$$

对于珊瑚砂, e_c 用方程 (11) 来表示。必须指出, 剪胀方程 (12) 形式上与石英砂的一样, 但考虑了颗粒破碎的影响。

5 考虑颗粒破碎的珊瑚砂状态相关本构模型

为合理准确地反映珊瑚砂的剪切变形特性, 将新建立的珊瑚砂状态相关剪胀方程引入到 Li 等^[2]建立的砂土状态相关本构模型中, 即

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} dq \\ dp' \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} 3G & 0 \\ 0 & K \end{bmatrix} - \\ &\frac{h(L)}{K_p + 3G - Kh d} \begin{bmatrix} 9G^2 & -3KGh \\ 3KGd & -K^2hd \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} de_q \\ de_v \end{Bmatrix} \quad (14) \end{aligned}$$

式中 G, K 分别为弹性剪切模量和弹性体积模量; L 为塑性加载因子, $h(L)$ 为 Heaviside 方程, 当 $L > 0$ 时, $h(L)=1$, 当 $L \leq 0$ 时, $h(L)=0$, K_p 为塑性模量, 其它符号同前文。

弹性剪切模量 G 可以根据 Richard 等^[13]提出的经验公式来计算, 即

$$G = G_0 \cdot \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \cdot \sqrt{p' \cdot p_a} \quad (15)$$

则

$$K = G \cdot \frac{2(1+n)}{3(1+n)} \quad (16)$$

式中, G_0 为材料常数, e 为试样固结完成时的孔隙比, n 为泊松比。

塑性体积模量 K_p ^[2]根据下式计算:

$$K_p = hG \left(\frac{M}{h} - e^{ny} \right) \quad (17)$$

式中, h, n 为模型参数。

该模型共包含 15 个参数, 分为 4 组, 所有的模型参数都可以根据三轴试验结果进行率定。对于本文研究的珊瑚砂, 模型参数详见表 2。

表 2 珊瑚砂模型参数汇总表

Table 2 Model parameters of coral sand			
弹性参数	颗粒破碎参数	临界状态参数	状态相关参数
		$M=1.68$	$d_0=2.15$
$G_0=160$	$a=1.22$	$a=1.15$	$m=1.05$
$n=0.30$	$b=1.23$	$b=0.16$	$h_1=1.71$
	$I=0.023$	$I_c=0.05$	$h_2=0.96$
		$\xi=0.70$	$n=0.80$

6 数值模拟

采用 Fortran 语言将上文的珊瑚砂状态相关本构模型汇编程序, 以实现对三轴固结排水剪切试验的模拟。利用率定的模型参数及试验初始条件进行计算, 并与试验结果对比, 试验及模拟情况见图 9~11。

由图 9~11 可知, 本文考虑颗粒破碎影响的状态相关本构模型能较好地描述珊瑚砂的剪胀特性。该模型只需一套参数, 可以较好地描述珊瑚砂在不同密度、不同围压条件下的应力变形特性, 既能反映出珊瑚砂在一定固结压力作用下的应变硬化和应变软化现象, 又能反映颗粒破碎对珊瑚砂变形特性的影响。

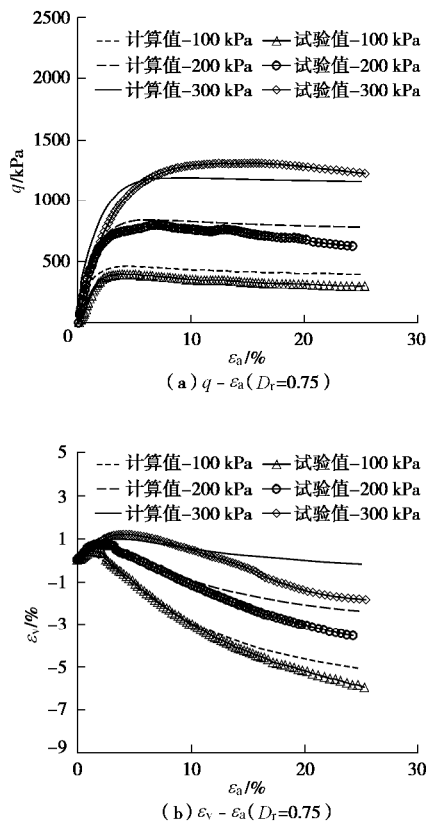


图 9 试验结果与计算结果对比图($D_r=0.75$)

Fig. 9 Comparison between test and calculated results ($D_r=0.75$)

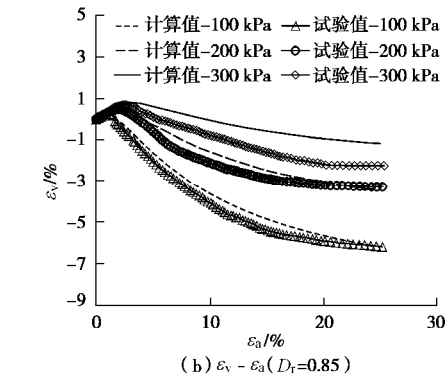
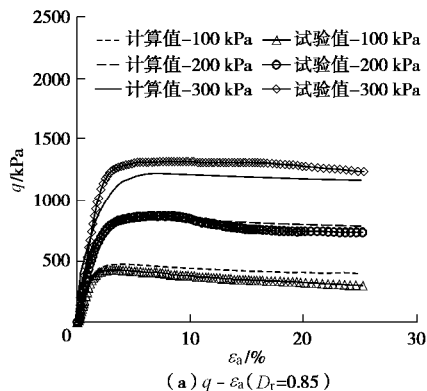


图 10 试验结果与计算结果对比图($D_r=0.85$)

Fig. 10 Comparison between test and calculated results ($D_r=0.85$)

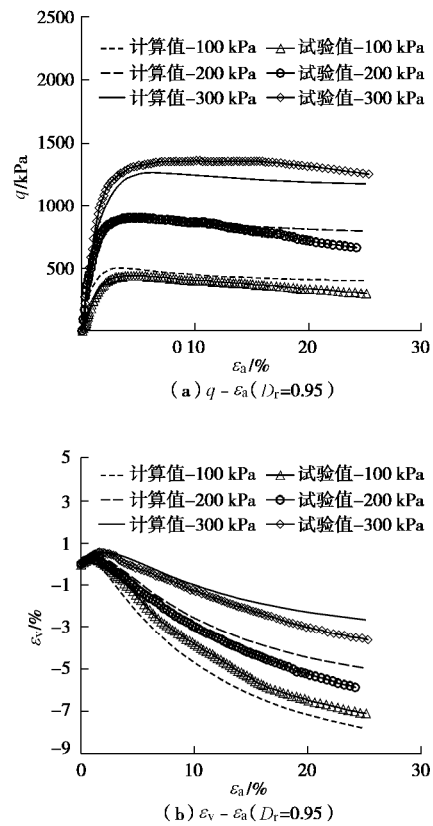


图 11 试验结果与计算结果对比图($D_r=0.95$)

Fig. 11 Comparison between test and calculated results ($D_r=0.95$)

7 结 论

本文通过 3 种相对密度和 4 种围压组合下的一系列三轴排水剪切试验, 研究了珊瑚砂的颗粒破碎规律、临界状态、剪胀特性, 建立了考虑颗粒破碎影响的状态相关本构模型, 主要结论如下:

(1) 珊瑚砂的变形特性与密度和应力水平有关, 密度越大, 应力水平越低, 珊瑚砂的剪胀特性越显著。当剪应变较大时, 所有的试样均达到了临界状态。

(2) 在 $q - p'$ 平面内, 珊瑚砂存在唯一临界应

力比。在 $e - (p'/p_a)^x$ 平面内, 由于颗粒破碎, 导致临界状态线不唯一, 所有临界状态线基本平行。临界状态孔隙比与试样的初始密度及颗粒破碎有关, 可以通过初始孔隙比 e_0 和有效平均应力 p' 求得。

(3) 基于珊瑚砂的临界状态理论, 建立了状态相关剪胀方程, 并将其引入到珊瑚砂的状态相关本构模型中, 建立了珊瑚砂的状态相关本构模型。

(4) 通过 Fortran 语言汇编程序实现了对珊瑚砂三轴固结排水剪切试验的模拟, 对比分析模拟结果与试验结果发现, 该模型仅采用一套模型参数就能较好地反映珊瑚砂在不同密度、不同围压条件下的应力变形特性, 并且可以考虑珊瑚砂的颗粒破碎特性。

参考文献:

- [1] ROSCOE K H, SCHOFIELD A N, WROTH C P. On the yielding of soils[J]. *Géotechnique*, 1958, **8**(1): 22 - 53.
- [2] LI X S, DAFALIAS Y F. Dilatancy for cohesionless soils[J]. *Géotechnique*, 2000, **50**(4): 449 - 460.
- [3] 蔡正银, 李相菰. 砂土的变形特性与临界状态[J]. *岩土工程学报*, 2004, **26**(5): 697 - 701. (CAI Zheng-yin, LI Xiang-song. Deformation characteristics and critical state of sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2004, **26**(5): 697 - 701. (in English))
- [4] 曹 培, 蔡正银. 砂土应力路径试验的数值模拟[J]. *岩土工程学报*, 2008, **30**(1): 133 - 137. (CAO Pei, CAI Zheng-yin. Numerical simulation of stress path tests on sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2008, **30**(1): 133 - 137. (in Chinese))
- [5] BANDINI V, COOP M R. The influence of particle breakage on the location of the critical state line of sands [J]. *Soils & Foundations*, 2011, **51**(4): 591 - 600.
- [6] 孙吉主, 汪 稔. 钙质砂的耦合变形机制与本构关系探讨[J]. *岩石力学与工程学报*, 2002, **21**(8): 1263 - 1266. (SUN Ji-zhu, WANG Ren. Study on coupling deformation mechanism and constitutive relation for calcareous sand[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2002, **21**(8): 1263 - 1266. (in Chinese))
- [7] 胡 波. 三轴条件下钙质砂颗粒破碎力学性质与本构模型研究[D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2008. (HU Bo. Research on the particle breakage mechanical characteristics and constitutive model of calcareous sand under triaxial conditions[D]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2008. (in Chinese))
- [8] DAOUADJI A, HICHER P Y, RAHMA A. An elastoplastic model for granular materials taking into account grain breakage[J]. *European Journal of Mechanics - A/Solids*, 2001, **20**(1): 113 - 137.
- [9] 孙吉主, 罗新文. 考虑剪胀性与状态相关的钙质砂双屈服面模型研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2006, **25**(10): 2145 - 2149. (SUN Ji-zhu, LUO Xin-wen. Study on two-yield surface model with consideration of state-dependent dilatancy for calcareous sand[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2006, **25**(10): 2145 - 2149. (in Chinese))
- [10] 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))
- [11] BEEN K, JEFFERIES M G, HACHEY J. The critical state of sands[J]. *Geotechnique*, 1991, **41**(3): 365 - 381.
- [12] HARDIN B O. Crushing of soil particles[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1985, **111**(10): 1177 - 1192.
- [13] RICHARD F E JR, HALL J R, WOODS R D. Vibration of soils and foundations[M]. Upper Saddle River: Prentice-Hall, 1970.

DOI: 10.11779/CJGE201906002

深厚松软场地卓越周期与地面峰值加速度的空间变异特征：以苏州为例

陈国兴^{1,2}, 刘薛宁^{1,2}, 朱姣^{1,2}, 金丹丹³, 许汉刚^{2,4}

(1. 南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210009; 2. 江苏省土木工程防震技术研究中心, 江苏 南京 210009;
3. 江苏大学土木工程与力学学院, 江苏 镇江 212013; 4. 江苏省地震局, 江苏 南京 210014)

摘要: 基于区域地震构造与活动性特征, 苏州存在遭遇近场中强地震、中远场强地震和远场大地震影响的风险。根据 250 m 深钻孔信息与 111 个不同深度原状土样的动三轴试验结果, 采用修正 Matasovic 本构模型描述土的动剪切模量折减和阻尼比增长特性是适宜的。基于 393 个钻孔的剪切波速资料, 以剪切波速不小于 700 m/s 的岩土层为地震基岩, 采用集中质量模型非线性分析法进行钻孔土柱地震反应分析, 提出了场地卓越周期的弱震预测法, 给出了场地卓越周期和地面峰值加速度 (PGA) 的空间变化特征: ①在近场中强地震、中远场强地震和远场大地震的基岩弱震动作用下, 场地卓越周期等值线图的空间变异性相似, 但 PGA 放大系数等值线图的空间变异性与基岩地震动特性密切相关。②基岩峰值加速度小于 0.1g 时, PGA 的大小主要取决于基岩峰值加速度; 反之, 基岩地震动频谱特性的影响不可忽略。
关键词: 深厚场地; 卓越周期; 弱震周期; PGA 放大效应; 等值线图

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-0996-09

作者简介: 陈国兴(1963—), 男, 博士, 教授, 主要从事土动力学与岩土地震工程研究。E-mail: gxc6307@163.com。

Spatial variation of predominant periods of site and amplifications of peak ground accelerations for deep sediment layers: case study of Suzhou City

CHEN Guo-xing^{1,2}, LIU Xue-ning^{1,2}, ZHU Jiao^{1,2}, JIN Dan-dan³, XU Han-gang^{2,4}

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China; 2. Civil Engineering and Earthquake Disaster Prevention Center of Jiangsu Province, Nanjing 210009, China; 3. Faculty of Civil Engineering and Mechanics, Jiangsu University, Zhenjiang 212013, China; 4. Earthquake Administration of Jiangsu Province, Nanjing 210014, China)

Abstract: Based on the regional tectonic environment, the urban region of Suzhou City may be subjected to the effects of near-field mid-strong earthquakes, middle-field strong earthquakes and far-field large earthquakes. According to the cyclic triaxial test results of 111 undisturbed soil samples from a 250 m-deep borehole, the modified Matasovic model can be used to well characterize the tendency of reduction of shear modulus and increase of damping ratio. Based on the 393 sets of borehole shear wave velocity data, and by identifying the weathered rock layer with shear-wave velocity larger than 700 m/s as the seismic bedrock, the nonlinear 1D site response analysis is performed using a discretized lumped mass model. A method for evaluating the site predominant period using the weak motion records is proposed. The spatial variation of the predominant periods and the amplifications of peak ground accelerations (PGAs) in the urban region of Suzhou City are given: (1) Using the seismograms during the near-field mid-strong earthquakes, the middle-field strong earthquakes and the far-field large earthquakes as the bedrock motions, the contour maps of the predominant periods of site are quite similar, but the spatial variation of the amplification of PGAs is closely related to the characteristics of bedrock motions. (2) The PGAs are mainly related to bedrock motion intensities less than 0.10g, otherwise, the effects of frequency characteristics of bedrock motions on the PGA amplifications are significant.

Key words: deep site; predominant period; weak-motion site period; PGA amplification; contour map

0 引言

国内外许多震害调查显示, 深厚松软的沉积层对于地震动及高层建筑的震害有重大的影响。如 1967

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51378258; 51708256)

收稿日期: 2018-03-19

年委内瑞拉 Ms6.4 级地震中,震中距为 56 km 的委内瑞拉加拉加斯震害严重,建在 160~230 m 厚冲积土层上的 14~24 层高层建筑有 75% 遭破坏,而建在 230~300 m 厚冲积土层上的高层建筑破坏率更是高达 80%^[1]。1970 年土耳其 Ms7.2 级地震,距震中 135 km 的盖迪兹地区地表地震烈度为 IV 度至 V 度,而该地区位于几百米厚冲积土层上的 Fiat-Tofas 汽车厂的地震烈度达到 VIII 度。1985 年墨西哥城西南 300 km 以远的太平洋海岸 Michoacan Ms8.1 级特大地震,致使墨西哥城中心区位于 150~300 m 厚覆盖层上的 100 多栋高层建筑完全倒塌,死亡人数超千人,直接经济损失达 40 亿美元^[2]。

这些严重的震害现象使得深厚松软场地地震效应的研究得到了越来越多专家和学者的关注,如:1985 年 Michoacan 地震,墨西哥城古湖区地震波相应于丘陵区被放大 8~50 倍,该放大现象主要是古湖区局部岩土沉积条件所致^[3]。Campillo 等^[4]认为正是建筑物基本周期接近场地卓越周期,导致地震过程中上部结构和场地发生“类共振”现象,致使墨西哥城在 1985 年 Michoacan 地震中震害严重。Hashash 等^[5]通过对密西西比湾松散沉积土进行一维非线性地震反应分析发现,地震波在深厚软土层中的传播会导致其长周期成分大大增加,进而使地表地震卓越周期变长。

从以上研究可以发现,深厚松软场地之所以震害严重,最根本原因是易出现地震动与场地土的“类共振”现象及其对长周期地震动的显著放大作用。陈国兴^[6]等针对苏州深厚松软场地地震效应的初步研究发现:地表设计地震动参数值远大于现行国家抗震规范的取值;类似苏州城区的深软场地,应充分考虑远场大地震效应的影响。第四纪沉积层是苏州建筑物的主要持力层,其为一套层序清楚、黏性土与砂层相互叠置的松软沉积物,其厚度受基底构造古地貌形态控制,一般为 150~260 m,呈现出由西向东、由南向北增厚的特点。文献[7]详细地给出了基于钻孔资料的苏州城区三维地层特征。图 1 展示了剪切波速测试钻孔位置及其在苏州各工程地质区内的分布概况^[7-8]。苏州城区以沉积平原为主,仅西部局部区域存在丘陵地貌。故采用多质点集中质量土柱模型的一维非线性方法对 393 个钻孔进行非线性地震反应分析,探讨深厚松软场地卓越周期及 PGA 放大效应的空间变异性。

1 钻孔剖面模型的建立

1.1 地震基岩面的选取

朱姣等^[9]在对苏州场地多个钻孔剖面非线性地震

反应分析得出的地表峰值加速度进行比较之后认为:苏州场地宜采用剪切波速不小于 700 m/s 的土层作为地震基岩。据此,将地震基岩面设在剪切波速 700 m/s 的土层顶面,根据文献[7, 8]的钻孔剪切波速逐步外推法,将实际钻孔底部剪切波速由不小于 500 m/s 逐步外推至 700 m/s。在钻孔剪切波速外推后的 393 个钻孔中,地震基岩的深度小于 100 m 的钻孔 24 个,大于 200 m 的钻孔共 97 个,平均深度为 181 m。图 2 给出了苏州研究区地震基岩深度等值线图。研究区西部为丘陵地区,地震基岩深度起伏较大;东部以冲积平原为主,地震基岩深度普遍超过 200 m。

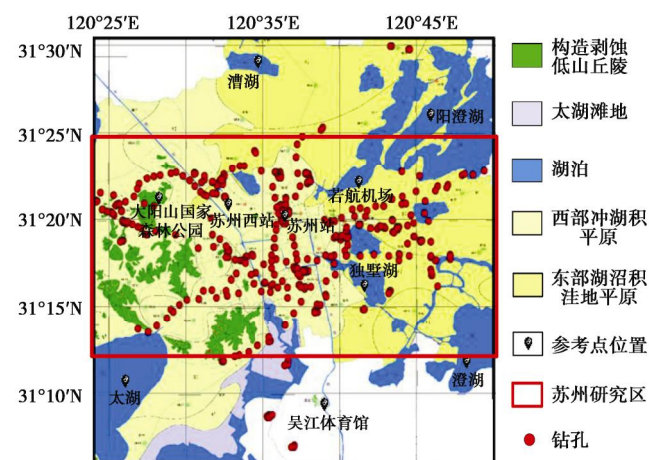


图 1 苏州工程地质分区及波速测试孔分布图

Fig. 1 Engineering geological zonings and locations of borehole shear wave velocity measurements of Suzhou City

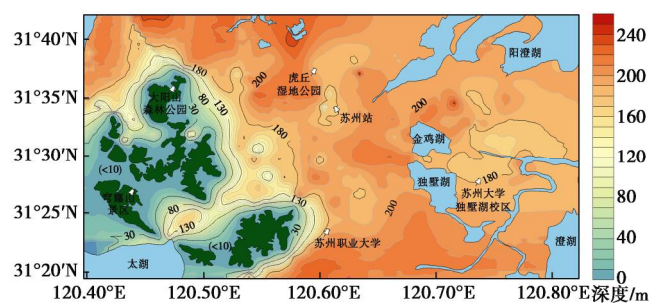


图 2 苏州城区地震基岩等深线图

Fig. 2 Contour map of depth of seismic bedrock in urban region of Suzhou City

1.2 土柱模型与土体的计算参数确定

根据苏州城区 393 个钻孔剖面信息和剪切波速测试资料,采用场地反应分析专业软件 DeepSoil, 建立 393 个钻孔剖面土柱模型。波速外推段的土层,是利用邻近钻孔土层的相似性,将邻近实测波速达到 700 m/s 及以上的钻孔土层信息,补充至实测波速不足 700 m/s 的钻孔剖面中外延而成。

根据所有钻孔剖面的土层信息，苏州地层大致可分为 16 种土类（图 3）。选取覆盖层深达 250 m 的典型场地，进行现场钻探、测波速，取得 111 个不同深度各类土的原状土样，利用美国 GCTS 大型循环三轴仪，开展了剪应变 $10^{-5} \sim 10^{-2}$ 量级的动剪切模量和阻尼比试验^[10-11]，各类土代表性土样的动剪模量比 G/G_{\max} 、阻尼比 λ 与剪应变幅值 γ 的关系曲线如图 3 所示。

DeepSoil 采用 Matasovic 骨架曲线，利用扩展 Masing 法则构造土体加、卸载时的应力 - 应变滞回圈，模拟土体循环加载卸载过程，其骨架曲线可表示为^[5]

$$t = \frac{G_{\max} g}{1 + b \left(\frac{g}{g_r} \right)^s}, \quad (1)$$

式中， τ ， g 分别为剪应力、剪应变， b ， s 为模型参数， G_{\max} 为初始最大剪切模量， g_r 为参考剪应变。

采用 DeepSoil 软件同时基于模量比与阻尼比曲线

的最优拟合法，拟合各类土的平均 G/G_{\max} 和 λ 曲线，得到 Matasovic 本构模型计算参数，如表 1 所示。

表 1 各类土本构模型参数

Table 1 Matasovic model parameters of soils				
土层名称	取样深度/m	s	b	$g_r / \%$
杂填土		0.930	1.560	0.1546
粉质黏土 1	3~3.7	1.035	1.515	0.1078
砂质粉土	10~12	1.095	1.560	0.1268
粉质黏土 2	16~18	1.035	1.515	0.1268
粉质黏土夹粉土	30~31	0.990	1.335	0.1390
粉砂 1	46~46.5	0.930	1.530	0.2832
粉质黏土 3	46.5~48	0.975	1.440	0.1738
粉细砂夹粉质黏土	68.7~70.2	0.945	1.530	0.2384
黏土 1	76~78	0.990	1.455	0.1686
粉质黏土 4	87.9~88.1	1.020	1.485	0.2210
中粗砂	99~99.4	0.975	1.125	0.3198
粉质黏土 5	100~101.5	1.050	1.515	0.2206
细砂	106.8~108	0.990	1.425	0.2884
粉质黏土 6	156~157	1.110	1.605	0.2618
粉砂 2	174~177	0.945	1.290	0.3452
黏土 2	194.7~195	0.930	1.560	0.2768
风化泥岩	231.4~231.7	0.840	0.465	0.2840

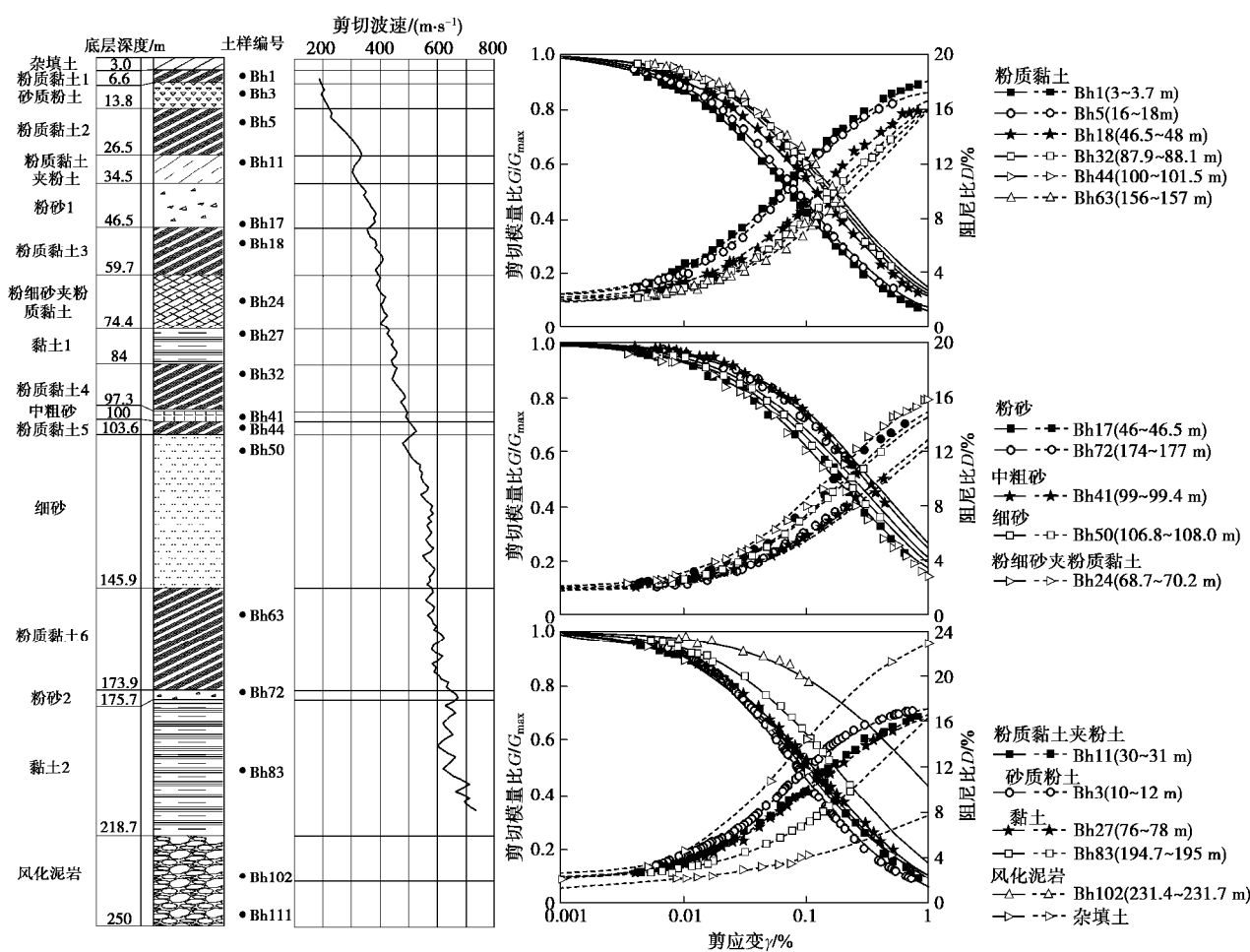


图 3 苏州深厚第四纪土钻孔剖面与代表性土样的模量比和阻尼特性试验结果

Fig. 3 Sequence stratigraphic structures of quaternary deep sediment layers and shear-wave velocity profile in urban region of Suzhou City, shear modulus reductions (G/G_{\max}) and damping ratios (λ) versus shear strain amplitudes (γ) for typical soil samples

2 苏州研究区潜在地震威胁与输入地震动选取

依据《中国及邻区地震震中分布图》^[12]: 苏州研究区及邻区曾发生 1731 年昆山南 5 级地震、1839 年宜兴东 5 级地震、1872 年太湖 5.5 级地震、1974 年 5.5 级和 1979 年溧阳 6.0 级地震; 1615 年南通 5 级地震、1990 年常熟—太仓 5.1 级地震。因此, 苏州城区存在遭遇近场 6.0~6.5 级中强震地震威胁的可能性。

南黄海海域北纬 32°~34°、东经 121°~123°范围内集中分布着 16 次 6 级以上地震, 含 7 级 1 次; 而北纬 34°以北的广阔海域仅发生过 4 次 6 级以上地震。南黄海 6 级以上历史地震区距苏州市辖区约 150~300 km; 最大历史地震为 1846 年 7 级地震, 震中距离苏州城市中心约 270 km^[12]。因此, 苏州城区存在遭遇南黄海海域 7.0~7.5 级中远场强震威胁的可能性。

郯庐地震带是中国东部规模最大的地震带, 曾发生过 1668 年郯城 8.5 级大地震, 震中离苏州城市中心约 470 km, 当时苏州的地震烈度为 6 度^[12]。有关地震专家指出: 郯庐地震带未来可能发生的特大地震, 很可能比历史上的郯城特大地震更加靠近苏州研究区, 约 300~400 km。因此, 苏州城区存在遭遇郯庐地震带 8.0 级以上远场特大地震威胁的可能性。

大量震害表明: 地震动特性是影响场地地震效应的重要因素。鉴于苏州地区缺乏基岩强地震动记录, 依据上述的苏州城区潜在地震威胁, 选用国内外 4 次

地震 5 个台站的 5 条水平向加速度记录作为基岩输入地震动。5 个输入地震动的详细信息如表 2 所示, 其中地震动的强度以峰值加速度和 Arias 强度 (AI) 来表征, 持时时以 Arias 强度的 5%~95% 的时长 (D_{5-95}) 来表征, 频谱特征以卓越周期 (T_p , 阻尼比为 5% 的加速度反应谱最大值所对应的周期值)^[13]和平均周期 (T_m , 0.25~20 Hz 范围傅氏幅值谱周期的均值)^[14]来表征, 输入地震动加速度时程及其加速度反应谱如图 4 所示。

从图 4 可以看出, PKAC 台站记录的加速度反应谱的谱形具有单峰、窄带频谱特征, 高频发育; 而其余 4 个台站记录的加速度反应谱的谱形具有多峰、宽带频谱特征, 中长周期发育, 且集集地震 04 号余震 CHY016 记录的频带最宽。CHY016、CHY044 与 PKAC 台站记录的地震震级、震中距离相近, 但这两次地震记录的地震动特性的差异相当大。

3 三类地震环境下苏州研究区场地地震反应特性的空间变异性

3.1 场地卓越周期的弱震预测法

地震工程领域早已广泛接受由 Seed 等^[13]提出的用于表征地震动频谱特性的物理指标“卓越周期”, 并将基岩地震动经由土层传播到地表后的地震动卓越周期 (T_p) 作为场地卓越周期 (T_s) 的近似值。据此方法确定场地卓越周期, 其值的大小无疑与场地所受地震动强度和频谱特性密切相关。国内外通常采用 $T_s =$

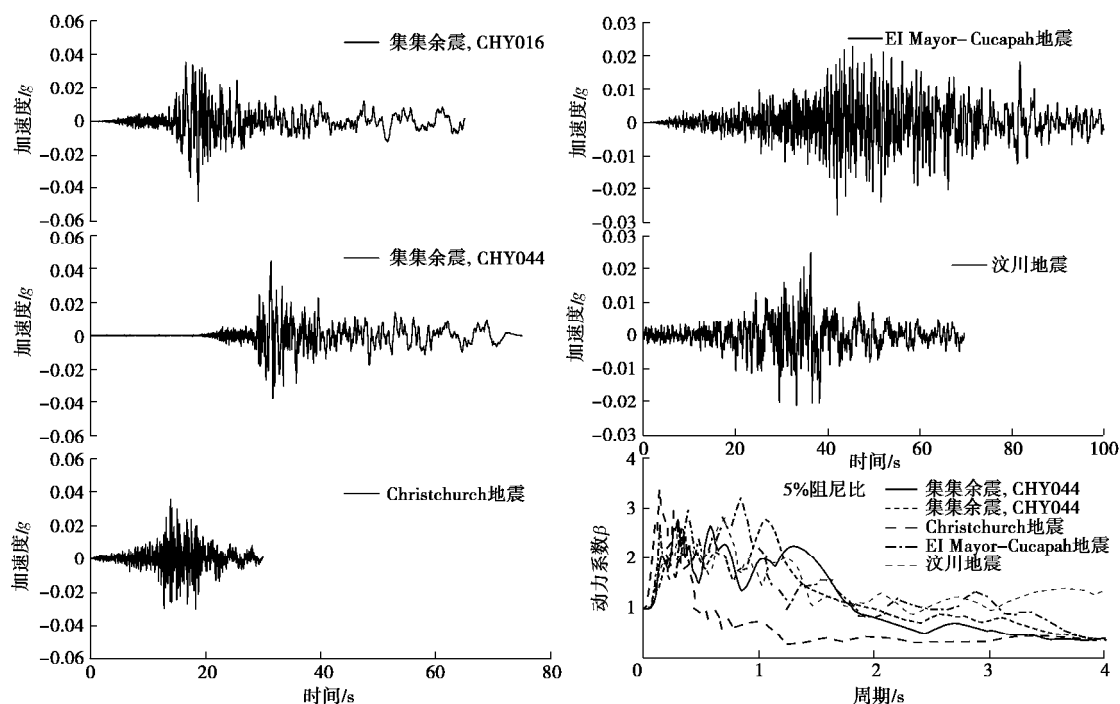


图 4 基岩地震动加速度时程曲线和规范化加速度反应谱

Fig. 4 Acceleration time-histories and normalized spectral accelerations of bedrock motions

表 2 输入地震动信息

Table 2 Details of input bedrock motions used for site response analysis										
地震(时间)	M_s	台站	震中距 /km	分量	PGA /g	AI /($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	T_p /s	T_m /s	D_{5-95} /s	采样率 /Hz
台湾集集地震 04 号余震 (1999 年)	6.2	CHY016	79.770	NS	0.048	0.050	0.30	0.950	40.76	250
台湾集集地震 04 号余震 (1999 年)	6.2	CHY044	69.883	NS	0.045	0.043	1.06	1.060	35.87	200
新西兰 Christchurch 地震 (2011 年)	6.3	PKAC	58.300	S76E	0.035	0.016	0.14	0.366	13.16	200
墨西哥 EI Mayor-Cucapah (2010 年)	7.2	Blythe-Fire	141.000	NS	0.028	0.043	0.84	0.900	52.62	200
汶川地震(2008 年)	8.0	静宁	480.000	EW	0.025	0.021	0.70	1.186	33.02	200

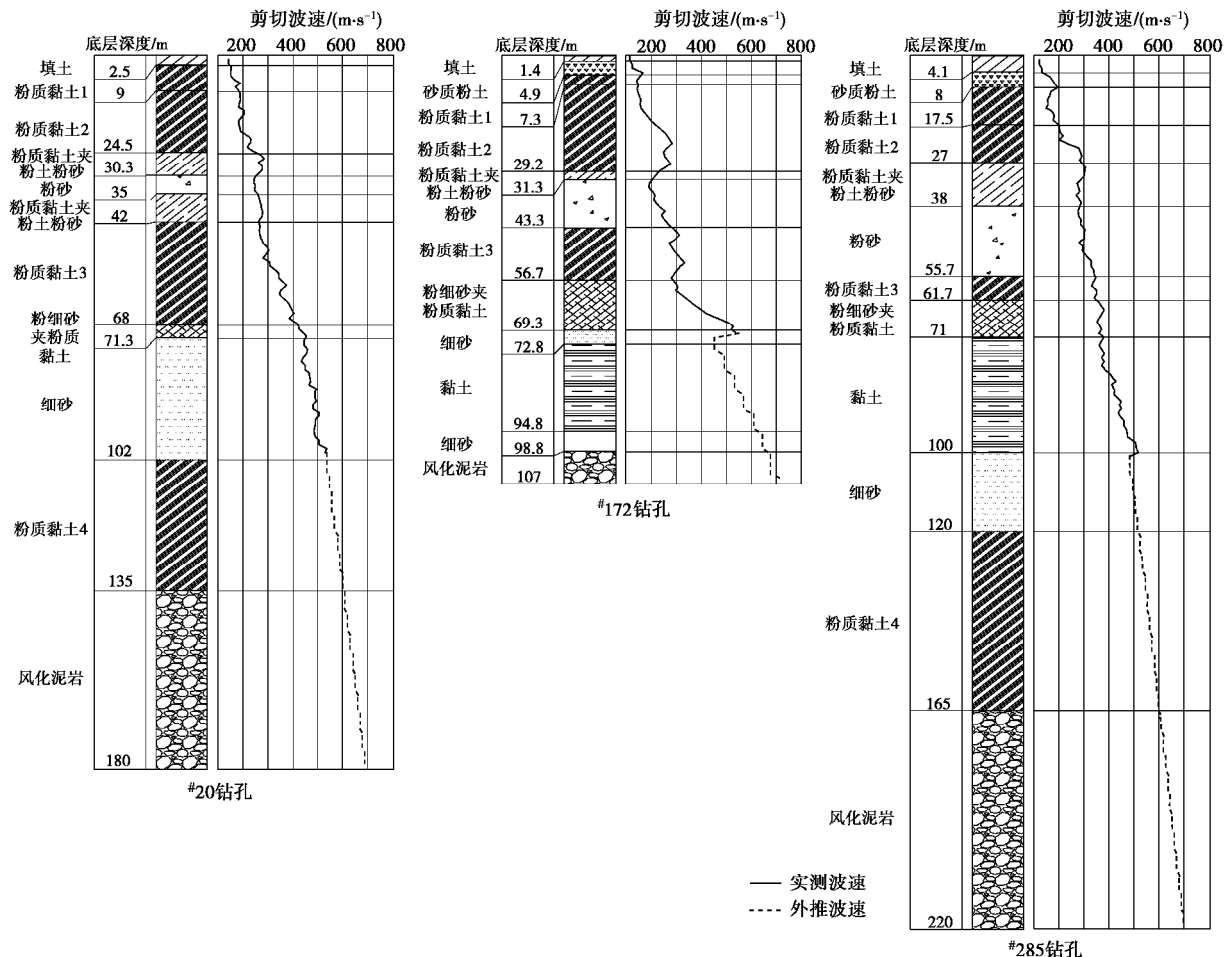


图 5 3 个代表性钻孔的土层与剪切波速剖面

Fig. 5 Sequent stratigraphic structures of deep sediment layers and shear-wave velocity profile at three borehole locations

$4H/V_s$ (H 为地表至基岩的土层厚度, V_s 为土层的剪切波速) 计算场地卓越周期。这样计算的 T_s 无疑是场地的基本固有周期 (fundamental natural site period) 或是场地受微震 (microtremor) 或弱震 (weak motion) 影响时场地卓越周期 T_s 的近似值。该表达式是基于单层均质土层推导出的解析解, 用于非单层均质土层时, 为了简便, 在工程实践中直接采用平均剪切波速代替单层均质土层的剪切波速, 但其可信度饱受质疑。

为了较为精确地预测苏州城区场地卓越周期的近似值, 比较了在输入不同特性的基岩地震动加速度时程时地表地震动的卓越周期与场地卓越周期 (频率) 的相关性。图 5 给出了 3 个代表性的钻孔剖面 and 剪切波速信息: 地震基岩深度 180 m 的东部#20 钻孔、深

度 220 m 的东部#285 钻孔及深度 107 m 的西部#172 钻孔。对比 3 个钻孔地震反应计算得到的土层最大峰值剪应变可知: 输入集集余震 CHY016 记录时, #20 钻孔为 0.2% (约 20 m 深处), #172 钻孔为 0.08% (约 35 m 深处), #285 钻孔为 0.15% (约 20 m 深处); 输入 EI Mayor-Cucapah 地震和汶川地震记录时, #20 钻孔为 0.04% (约 20 m 深处), #172 钻孔为 0.03% (约 35 m 深处), #285 钻孔为 0.04% (约 20 m 深处)。这表明: 3 个钻孔剖面的最大剪应变水平均处于非线性弹性至弹塑性状态。由此推测, 受近场 6.0~6.5 级中强震、中远场 7.0~7.5 级强震和远场 8.0 级以上大震影响时, 苏州城区场地总体上处于非线性弹性状态, 就场地效应而言, 均属于弱震影响, 据此得到的场地

卓越周期属于弱震卓越周期。在集集地震 04 号余震、Christchurch 地震和汶川地震加速度记录作用下, 这 3 个钻孔的地表谱加速度和傅氏幅值谱分别如图 6, 7 所示。从图 6 可以看出, 对于地震动特性差异相当大的 3 条地震加速度记录, 3 个钻孔的地表谱加速度的谱形与输入基岩地震动的谱加速度谱形颇为相似, 尤其是输入集集余震记录时, 地表谱加速度峰值对应的周期值与基岩地震动谱加速度的卓越周期 (T_{pb}) 值相比, 两者几乎没有偏差。这意味着, 若以地表谱加速度最大峰值来判断场地卓越周期 (T_{ps}), 输入同一条地震记录时, 3 个土层条件差异很大的代表性钻孔的 T_{ps} 值只会发生在基岩地震动的 T_{pb} 值处。计算结果的统计分析表明: 若以地表谱加速度最大峰值所对应的周期作为场地卓越周期, 基岩输入 Christchurch 地震 PKAC 加速度记录时, 计算的 T_{ps} 值与输入基岩地震动的 T_{pb} 值基本相同的钻孔数量占总数的 96.43%, 而在基岩输入集集地震 04 号余震 2 个台站的加速度记录时, 计算的 T_{ps} 值与输入基岩地震动的 T_{pb} 值基本相同的钻孔数量分别占 91.09% 和 87.02%。虽然苏州东西部地区的场地特性差异性相当大, 但在输入相同的基岩地震动且其峰值加速度较小时, 计算给出的 T_{ps} 值基本相同, 很显然, 该方法所确定的 T_{ps} 值并不能代表场地卓越周期值。同样, 场地卓越周期作为表征场地固有属性的一个物理指标, 在输入不同特性的基岩地震动且其峰值加速度较小 (弱震) 时, 计算给出的同一钻孔剖面的 T_{ps} 值却差异很大, 这显然也是不合理的。从 3 个典型钻孔的地表加速度傅氏幅值谱中可以看到, 深厚场地对 3 个输入地震动不同频段都有着不同程度的放大作用, 但其放大效应显著的卓越频带或频率差异很大。

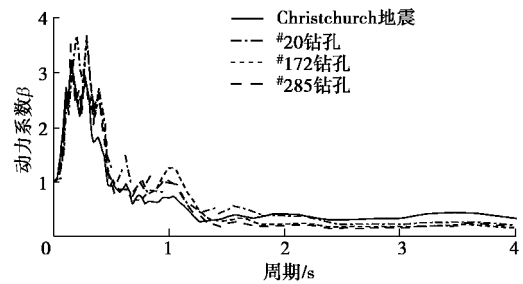
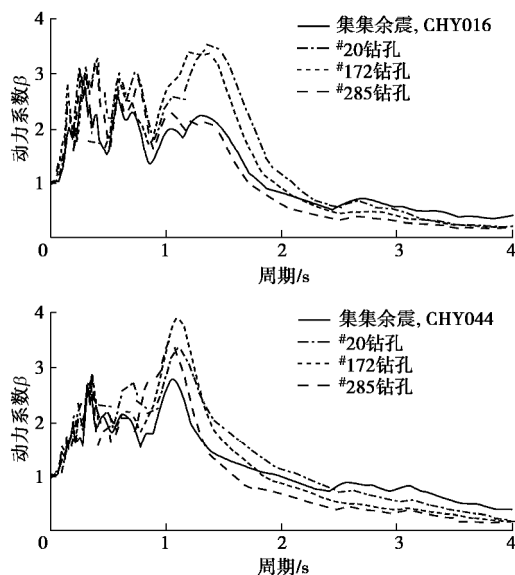


图 6 3 个典型钻孔的输入基岩地震动和地表谱加速度的比较

Fig. 6 Comparison of acceleration response spectra of bedrock motions and ground motions for typical three boreholes

为了区别于输入地震动本身的傅氏幅值谱峰值, 将明显由于土层特性所产生幅值放大现象的峰值定义为特征峰值。图 7 的傅氏幅值谱反映了场地放大效应的 3 类典型特征。第一类: Christchurch 地震记录的高频成分丰富, 但低频成分很不发育, 地表与基岩地震动的加速度傅氏谱谱形基本类似, 地表加速度傅氏谱具有宽频带放大的特征, 存在多个幅值相近的峰值, 且其对应的频率均与输入基岩地震动傅氏谱最大峰值对应的频率不同。鉴于场地弱震卓越周期的唯一性, 不能在该情况下识别出特征峰值。第二类: 集集余震 CHY016 和 CHY044 台站加速度记录的中长周期成分比较发育, 地震波经过土层传播到地表, 可以很清晰地发现, 地表加速度傅氏谱相应于基岩输入加速度傅氏谱具有窄频带放大的特征, 且在该频带中有一个或多个幅值相近且其频率与输入地震动卓越频率不同的峰值, 则可从地表加速度傅氏谱的这些峰值中选择对输入基岩加速度傅氏谱放大效应最大 (傅氏幅值谱传递函数值最大) 的峰值作为特征峰值, 如图 7 (e) 的 0.83 Hz 处 (#172 钻孔)、图 7 (f) 的 1.31 Hz 处 (#285 钻孔)、图 7 (g) 的 0.73 Hz 处 (20 号钻孔) 和图 7 (h) 的 0.84 Hz 处 (#172 钻孔)。第三类: 地表加速度傅氏谱具有很明显的单峰, 该峰值的频率与基岩加速度傅氏谱最大峰值的频率一致。若该单峰附近不存在放大效应比较显著的窄频带, 则可认为输入地震动的卓越频率与场地卓越频率恰好一致, 即该单峰为特征峰值, 如图 7 (d) 的 0.64 Hz 处 (#20 钻孔); 如该单峰邻近的窄频带放大效应也比较显著, 则不能认定该单峰作为特征峰值, 如图 7 (i) 的 1.01 Hz 处 (#285 钻孔)。据此, 特征峰值对应频率的倒数即为场地的卓越周期。

3.2 场地卓越周期的空间变异性

研究发现, 集集 04 号余震 CHY016 台站记录、2010 年 EI Mayor-Cucapah 地震 Blythe-Fire 台站记录及 2008 年汶川地震静宁台站记录, 可分别代表 6~6.5 级近场中强震、中远场 7~7.5 级强震和远场 8 级以上

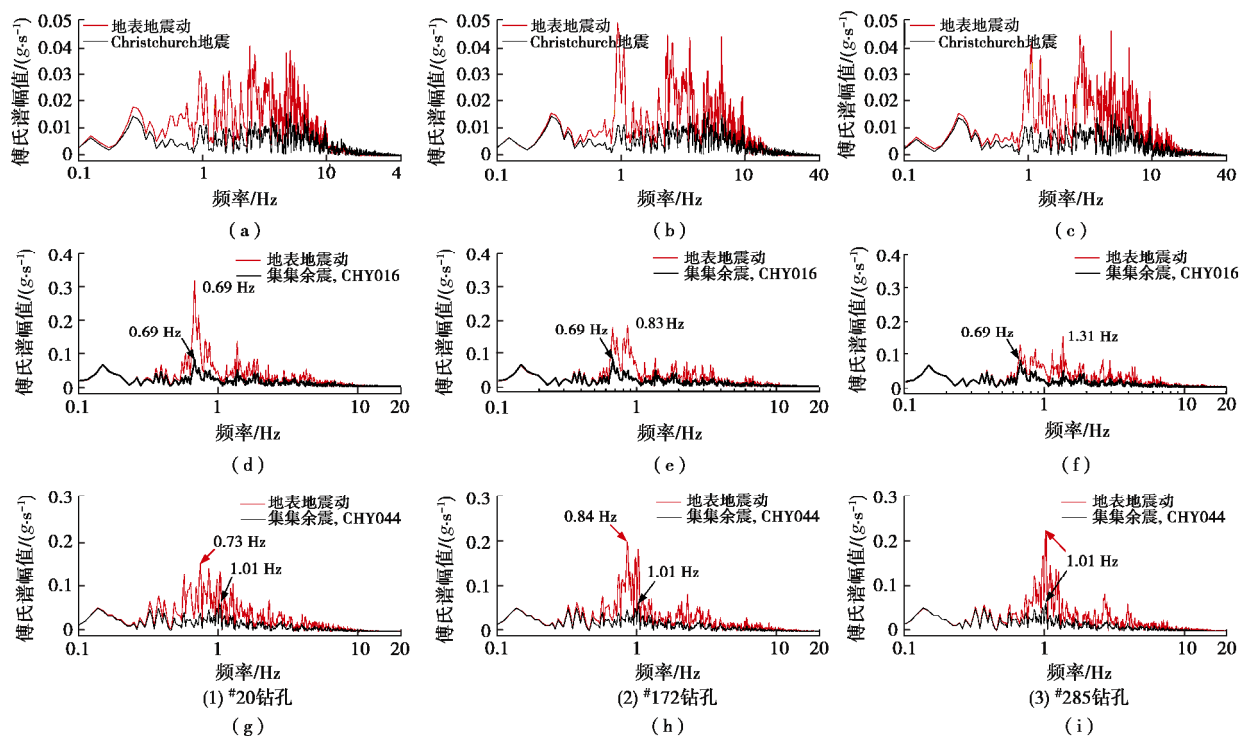


图7 3个典型钻孔的基底地震动与地表加速度的傅氏谱对比

Fig. 7 Comparison of acceleration Fourier amplitude spectra of bedrock motions and ground motions for typical three boreholes

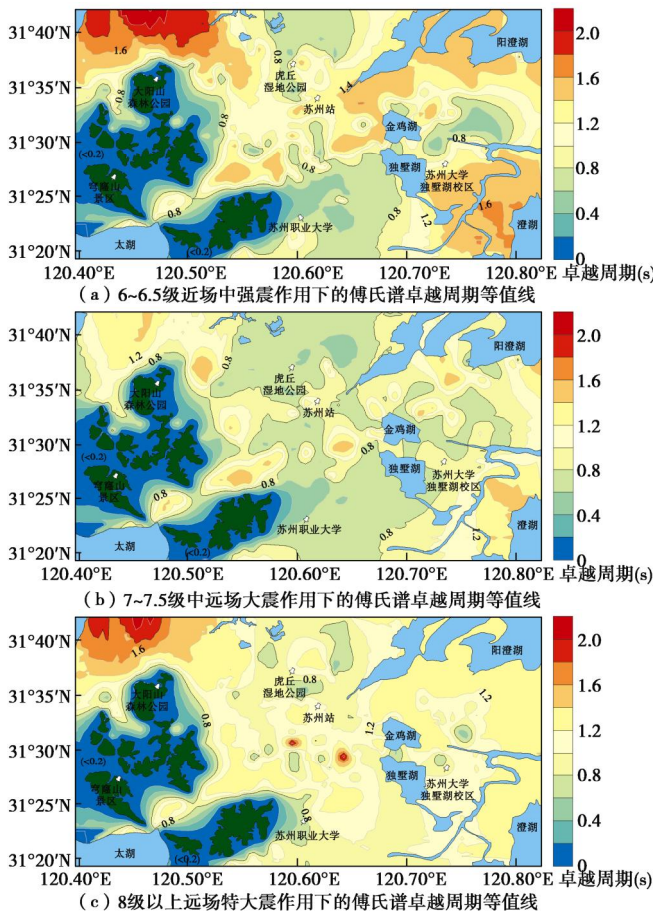
大震的加速度记录,地表加速度傅氏幅值谱中可以识别出上述的特征峰值。三类地震环境下苏州城区场地的卓越周期如图8所示。由图8(a)、(b)、(c)可知:三类地震环境下苏州城区场地卓越周期的空间分布较为一致,总体上反映出苏州城区场地卓越周期的空间变异性特征。城区南部和北部的场地卓越周期较小,大致介于0.8~1.0 s;城区西北角和环阳澄湖、澄湖区区域场地卓越周期较长,约为1.2~1.4 s,西北角局部甚至可达1.6 s以上。

另外,由于集集余震CHY016台站记录的地震动强度最大,浅层土体的剪应变水平达到0.1%~0.2%,局部土层进入弹塑性状态,而EI Mayor-Cucupah地震Blythe-Fire台站和汶川地震静宁台站记录的地震动强度较小,浅层土体的应变水平未超过0.04%,土层基本处于非线性弹性状态。因此,整体而言,采用集集余震CHY016台站记录时场地卓越周期也相对较大。场地弱震卓越周期值虽受输入地震动特性的影响,但该影响并不显著,故图8(d)给出了三类地震环境下的卓越周期均值等值线,一定程度上能较好地反映出苏州城区卓越周期分布区间。

3.3 PGA放大系数的空间变异性

三类地震环境下苏州场地的PGA放大系数等值线如图9所示。可以看出,PGA放大系数的空间分布规律不太明显。但就苏州城区总体而言,采用峰值加

速度相近的EI Mayor-Cucupah地震Blythe-Fire台站记录和汶川地震静宁台站记录计算得到的PGA放大系



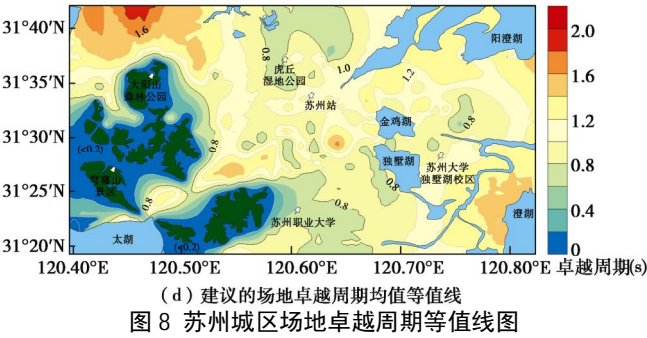


图 8 苏州城区场地卓越周期等值线图
Fig. 8 Contour maps of site predominant periods for urban region of Suzhou City obtained using weak seismograms

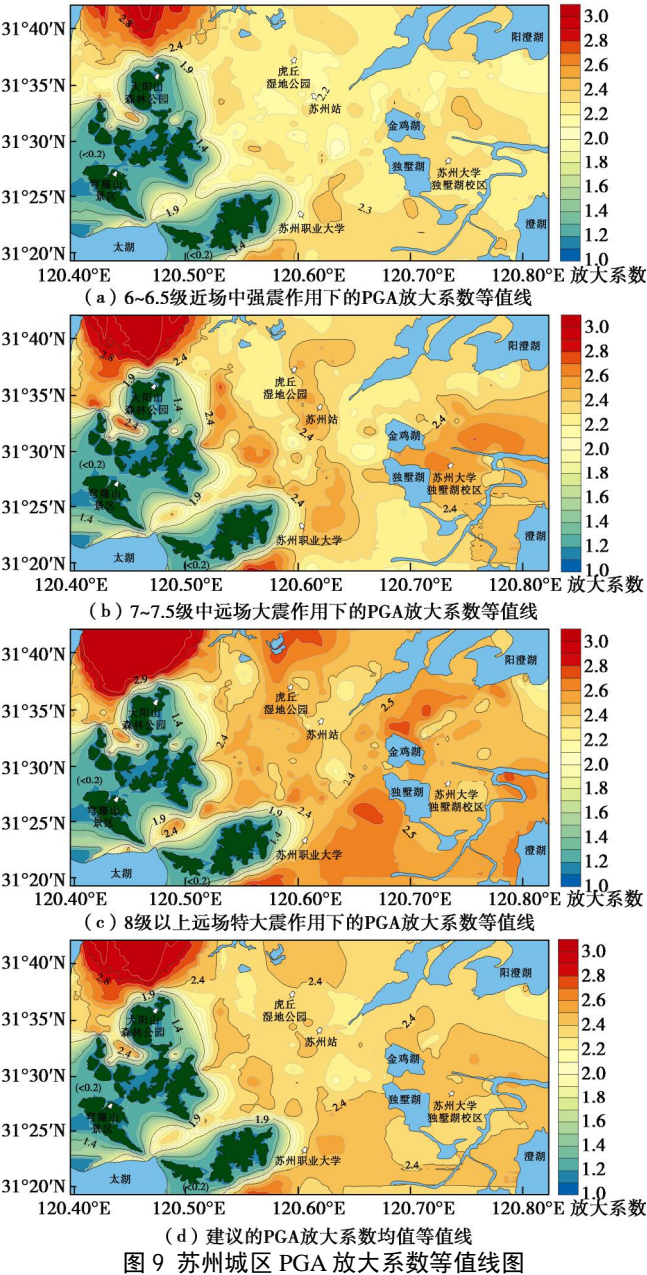


图 9 苏州城区 PGA 放大系数等值线图
Fig. 9 Contour maps of PGA magnification factors for urban region of Suzhou City obtained using weak seismograms
数平均值分别为 2.41 和 2.46, 西北角局部可达 2.8 以上; 采用峰值加速度较大的集集 04 号余震 CHY016 台站记录计算得到的 PGA 放大系数平均值为 2.26, 西

北角局部可达 2.4 以上。图 9 (d) 也给出了三类地震环境作用下计算的 PGA 放大系数均值等值线, 总体上, 城区西北角和环阳澄湖、澄湖区域的 PGA 放大效应显著。

为了进一步探究基岩地震动峰值加速度对于深厚软土地 PGA 放大系数的影响, 选取地震基岩深度 190~240 m 的 50 个钻孔, 将表 2 中的 5 条加速度记录的峰值加速度调整为 0.01g~0.15g、间隔 0.01g, 进行场地地震反应分析, 计算结果如图 10 所示。当基岩峰值加速度为 0.01g 时, 50 个钻孔的 PGA 值标准差仅为 0.0019g; 而当基岩峰值加速度增大到 0.15g 时, PGA 标准差为 0.0191g, 增大了 10 倍以上。对于频谱特性差异较大的 5 条输入基岩地震动时程, 当基岩地震动峰值加速度小于 0.1g 时, 计算给出的苏州城区东部场地的 PGA 离散较小, 与基岩输入地震动频谱特性的关联性并不密切; 而当输入基岩地震动峰值加速度大于 0.1g 时, 计算给出的苏州城区东部场地的 PGA 离散较大, 且随着输入峰值加速度的增大而愈加分散, 其主要原因是由于输入基岩地震动峰值加速度越大, 土体的非线性越显著从而使深厚软土地的非线性地震效应愈发强烈, 此时 PGA 的大小与输入地震动的加速度峰值与频谱特性均有密切关系。

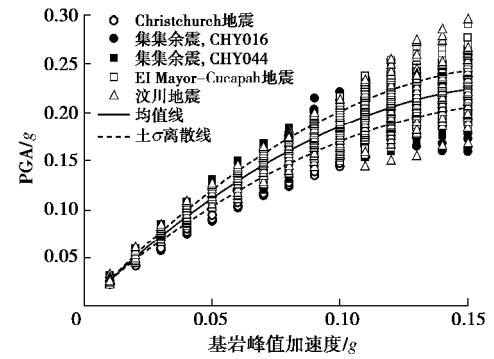


图 10 苏州东部场地的基岩峰值加速度与地表 PGA 的比较
Fig. 10 Comparison between peak accelerations of bedrock motions and peak ground accelerations

4 结 论

基于区域地震构造与活动性特征和苏州城区大量钻孔的剪切波速实测资料、工程地质特征及 250 m 深钻孔原状土样的动剪切模量与阻尼比试验结果, 通过 393 个钻孔剖面非线性地震反应分析, 主要结果如下:

- (1) 提出了基于弱震影响的场地地震反应分析得出的地表加速度傅氏幅值谱的特征峰值预测场地卓越周期方法; 不同强度和频谱特性的弱震影响下给出的场地卓越周期值的一致性佐证了该方法的合理性。
- (2) 给出了近场中强震、中远场强震和远场大震

影响下苏州城区场地弱震卓越周期等值线图及其均值等值线图,不同特性弱震动影响下苏州城区的场地卓越周期空间分布特征较为相似,城区西北区、环太湖、澄湖、阳澄湖区的卓越周期较长,约1.2~1.4 s;而城南区、城北区卓越周期较短,约在0.8~1.0 s;中心城区的卓越周期分布的差异相对较大。

(3) 给出了近场中强震、中远场大震和远场特大地震影响下苏州城区PGA放大系数等值线图及其均值等值线图;输入基岩峰值加速度小于0.1g时,深软场地PGA的大小主要取决于基岩地震动峰值加速度的大小,而其频谱特性的影响不明显;但输入基岩地震动峰值加速度大于0.1g时,输入基岩地震动的强度和频谱特性对深软场地PGA的放大均有显著的影响。

参考文献:

- [1] SEED H B, IDRIS I M, DZEFULIAN H. Relationships between soil conditions and building damage in the Caracas Earthquake of July 29, 1967[R]. California: College of Engineering University of California, Berkeley, 1970.
- [2] CASTRO R R, PÉREZ-CAMPOS X, HUSKER A, et al. A review on advances in seismology in Mexico after 30 years from the 1985 earthquake[J]. Journal of South American Earth Sciences, 2016, **70**: 49 - 54.
- [3] SINGH S K, MENA E, CASTRO R R. Some aspects of source characteristics of the 19 September 1985 Michoacán earthquake and ground motion amplification in and near Mexico City from strong motion data[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1988, **78**(2): 451 - 477.
- [4] CAMPILLO M, GABRIEL J C, AKI K, et al. Destructive strong ground motion in Mexico City: source, path, and site effects during great 1985 Michoacán earthquake[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1989, **79**(6): 1718 - 1735.
- [5] HASHASH Y M A, PARK D. Non-linear one-dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi embayment[J]. Engineering Geology, 2001, **62**(1): 185 - 206.
- [6] 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))
- [7] CHEN G X, ZHU J, QIANG M Y, et al. Three-dimensional site characterization with borehole data—a case study of Suzhou area[J]. Engineering Geology, 2018, **234**: 65 - 82.
- [8] 朱 姣, 陈国兴, 许汉刚, 等. 苏州第四纪深厚地层剪切波速空间变化特征及其应用[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(11): 726 - 735. (ZHU Jiao, CHEN Guo-xing, XU Han-gang, et al. Spatial variation characteristics of shear wave velocity structure and its application for quaternary deep sediment layers in Suzhou region[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(11): 726 - 735. (in Chinese))
- [9] 朱 姣, 陈国兴, 许汉刚. 地震基岩面的选取对深厚场地地表地震动参数的影响[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(11): 2079 - 2087. (ZHU Jiao, CHEN Guo-xing, XU Han-gang. Effect of seismic bedrock interface depth on surface motion parameters of deep site[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(11): 2079 - 2087. (in Chinese))
- [10] 陈国兴, 卜屹凡, 周正龙, 等. 沉积相和深度对第四纪土动剪切模量和阻尼比的影响[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(7): 1344 - 1350. (CHEN Guo-xing, BU Yi-fan, ZHOU Zheng-long, et al. Influence of sedimentary facies and depth on normalized dynamic shear modulus and damping ratio of quaternary soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(7): 1344 - 1350. (in Chinese))
- [11] 卜屹凡. 深厚地层土动模量和阻尼比的测试方法与试验研究[D]. 南京: 南京工业大学, 2016. (BU Yi-fan. Dynamic modulus and damping ratio test method and experimental study on deep sediment layers[D]. Nanjing: Nanjing Tech University, 2016. (in Chinese))
- [12] 中国地震台网中心. 中国及邻区地震震中分布图[M]. 北京: 地震出版社, 2015. (China Earthquake Networks Center. Map of earthquake epicenter in China and adjacent areas[M]. Beijing: Seismological Press, 2015. (in Chinese))
- [13] SEED H B, IDRIS I M. Characteristics of rock motions during earthquakes[J]. Soil Mech Found Div, 1969, **95**(5): 1199 - 1218.
- [14] RATHJE E M, ABRAHAMSON N A, BRAY J D. Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, **124**(2): 150 - 159.

DOI: 10.11779/CJGE201906003

高岭-蒙脱混合黏土渗透各向异性的微观机理研究

周建^{1,2}, 徐杰^{1,2}, 余良贵^{1,2}, 罗凌晖^{1,2}

(1. 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江省城市地下空间开发工程技术研究中心, 浙江 杭州 310058)

摘要: 为研究高岭-蒙脱混合黏土中膨润土掺入量及固结应力对渗透各向异性比的影响, 利用三轴渗透仪对高岭-蒙脱混合黏土展开一系列渗流试验, 并从微观结构的改变上进行机理解读, 研究发现: ①加入膨润土后, 渗透系数及渗透各向异性比明显减小, 但随着膨润土掺入量的增加, 渗透各向异性比趋于稳定, 原因是影响渗透各向异性比的有效孔隙权重比趋于不变, 导致渗透各向异性比不再发生明显改变; ②随着有效固结应力的增大, 混合黏土的渗透各向异性比不断增大。有效固结应力增大时, 有效孔隙面积比和有效孔隙权重比均在增加, 导致固结应力增大时渗透各向异性比增大; ③综合膨润土掺入量及固结应力对混合黏土渗透各向异性比的影响, 若从微观结构上定量分析, 建议采用有效孔隙权重比作为微观参数。

关键词: 混合黏土; 渗透各向异性; 固结应力; 微观结构; 有效孔隙面积比; 有效孔隙权重比

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-1005-09

作者简介: 周建(1970—), 女, 教授, 从事软黏土力学, 软土地基处理, 非饱和土本构模型等研究。E-mail: zjelim@zju.edu.cn。

Microscopic mechanism regarding permeability anisotropy of kaolin-montmorillonite mixed clays

ZHOU Jian^{1,2}, XU Jie^{1,2}, YU Liang-gui^{1,2}, LUO Ling-hui^{1,2}

(1. Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Engineering

Research Center of Urban Underground Development of Zhejiang Province, Hangzhou 310058, China)

Abstract: A series of experiments are conducted by using the triaxial permeameters to study the influences of the incorporation ratio of bentonite and the effective consolidation stress on permeability anisotropy, and the corresponding microscopic mechanisms are investigated. The results show that: (1) When the bentonite is added, the permeability coefficient and permeability anisotropy of the mixed soil decrease significantly, but with the increasing incorporation ratio of bentonite, the permeability anisotropy tends to be stable because the effective pore proportion ratio tends to remain constant. (2) With the increasing effective consolidation stress, the permeability anisotropy of the mixed soil increases. When the effective consolidation stress increases, both the effective pore area ratio and the effective pore proportion ratio increase, which indicates that the ratio of vertical to horizontal effective pore areas is increasing. (3) Considering the influences of the incorporation ratio of bentonite and the effective consolidation stress comprehensively, if intending to quantitatively analyze the impact of these two factors from the perspective of microscopic analysis, it is recommended to use the effective pore proportion ratio as the parameter of microstructure.

Key words: mixed clay; permeability anisotropy; consolidation stress; microstructure; effective pore area ratio; effective pore proportion ratio

0 引言

自然界中的黏土颗粒在地下浅层处是随机排列的, 随着埋深的增加, 黏土颗粒会发生颗粒的旋转, 颗粒走向更趋向于与固结应力加载方向垂直^[1], 而沉积过程中的颗粒走向决定了流体在垂直和水平方向上的渗径曲折程度是不同的^[2], 可以测定土体水平渗透系数 k_h 和垂直渗透系数 k_v , 将二者的比值定义为渗透

各向异性比 r_k , 用于表征软土渗透各向异性^[3-6]。Basak 等^[3]对重塑高岭土渗透系数及其各向异性的研究发现, 重塑高岭土 r_k 变化范围是 1~1.6; Tavens 等^[4]用

基金项目: 2016 国家重点研发计划项目 (2016YFC0800203); 国家自然科学基金重点项目 (51338009)

收稿日期: 2018-09-11

三轴渗透仪和固结仪分别测定原状软黏土的渗透各向异性比,测定结果前者为 1.03,后者为 1.10,各向异性并不明显;Leroueil 等^[5]研究 Louiseville 土的渗透各向异性比时发现,当土体应变小于 25%时,其渗透各向异性比为 1.35~1.55;Adams 等^[6]研究波士顿蓝黏土渗透各向异性比时发现,随着土体孔隙比逐渐减小, r_k 从 1.2 逐渐增大到 1.9。可见软黏土的渗透各向异性比普遍处于 1~1.9, r_k 波动范围较小,即使对于均质土, Kenney^[7]指出由于土颗粒多为扁平状颗粒,在阻碍水平和竖直向水流运动时的作用也是不同的,也会表现出一定的渗透各向异性。

Witt 等^[8]指出导致黏土渗透各向异性的 3 个原因:宏观分层、微观分层、颗粒走向,对于宏观分层导致的各向异性很容易量化,但微观各向异性很难做到量化。Tabbaa 等^[9]对高岭土渗透各向异性的研究发现,渗透各向异性与液性指数存在非线性关系,且液性指数越小高岭土渗透各向异性越大。Adams 等^[6]研究波士顿蓝黏土渗透各向异性比时发现,随着土体孔隙比减小, r_k 逐渐增大,且渗透各向异性主要受土体孔隙率和颗粒定向排列影响。对于渗透各向异性发展规律的机理研究大多从微观结构上进行,例如 Adams 等^[6]在对波士顿蓝黏土渗透各向异性的研究中利用微观试验发现随着固结应力的增大,黏土微观颗粒走向逐渐趋向水平,以此来解释随着固结应力增大渗透各向异性增大的结论。Daigle 等^[10]通过定义黏土颗粒的“纵横比”,提出一个渗透各向异性模型,并提出固结应力越大黏土颗粒长轴方向越水平,导致渗透各向异性比越大。渗透各向异性的研究在油气输送管道设计、岩土勘察和隧道基坑沉降等工程中具有重要意义,随着对隧道等地下工程的渗漏沉降、孔压消散预测的准确性要求越来越高,只有考虑了刚度各向异性和渗透各向异性才能使得预测结果更为准确^[1,11-13]。故对软黏土渗透各向异性及其影响因素和机理展开系统研究有重大的工程意义。

已有研究表明,影响软土渗透系数的影响因素很多,包括孔隙特性、液体性质和黏土矿物种类等。由于高岭土的标准化及相对高的渗透性,高岭土作为一种可替代海洋黏土或其它种类的人造黏土的试验材料已被广泛应用在近海岩土工程的研究中,室内试验中高岭土常常与砂、淤泥或其他化学物混合来模拟获得原位海洋土^[14-15]。膨润土作为一种高压缩性黏土,界限含水率远高于高岭土,界限含水率是影响渗透系数的关键因素,膨润土渗透系数受固结应力、液体性质的影响程度也高于高岭土^[16-17],因此将膨润土作为研究对象更有利于揭示渗透系数及各向异性的影响机制。为研究高岭土中掺入膨润土后渗透特性的变化规

律及高岭-蒙脱混合黏土渗透特性受固结应力的影响规律,针对高岭土中膨润土掺入量、固结应力对渗透各向异性的影响展开讨论。

本文试验材料选用矿物均匀的高岭土和膨润土组成的混合黏土为研究对象,探讨膨润土掺入量不同时,混合黏土渗透各向异性的变化,并对混合黏土在不同固结应力下各向异性比的发展作了对比分析。在宏观渗透试验的基础上利用 SEM 扫描电镜对各组重塑黏土的微观结构进行研究,并尝试用微观参数对渗透各向异性比的变化规律进行机理解读。

1 试验方案

1.1 试样制备

本试验采用以高岭石矿物为主的高岭土和蒙脱石矿物为主的膨润土混合重塑制备的人工软黏土为研究对象。其中高岭土选自马来西亚高岭土,膨润土选自内蒙古赤峰市膨润土,两者对应的高岭石、蒙脱石矿物含量均在 95% 以上。

高岭土与膨润土按照质量配比要求混合,并与超纯水按照 1:2 的质量比在搅拌器下充分搅拌均匀后,将泥浆倒入 180 mm×650 mm (直径×高度) 有机玻璃桶中,静置 24 h 后在气压固结仪下分三级加载至 95 kPa,每级加载时间为 48 h。制备完成后,重塑混合黏土含水率为 58%~60%,均匀性符合试验要求。将制备好的重塑混合黏土在切样器下沿着水平方向和竖直方向各切割出一个 140 mm×70 mm (高度×直径) 的圆柱体试样,并分别安装在 GDS 三轴渗透仪上进行渗流试验,用于测量该配比混合黏土的 k_h 和 k_v 。

1.2 试验过程

将制备好的重塑黏土试样安装在 GDS 三轴渗透仪上,并分试样饱和、固结、渗流的试验步完成整个渗流试验,每个加载步如下:

(1) 饱和阶段:在 100 kPa 的反压下饱和,设置围压值大于反压值 5 kPa 进行饱和。饱和阶段包括线性加载时间一般为 8~12 h,具体阶段完成以饱和度大于 0.98 为标准。

(2) 固结阶段:在有效固结应力为 100 kPa 下固结,直至每 3600 s 反压排水体积小于 100 mm³ 认为固结完成。

(3) 渗流阶段:按规范^[18]要求,将基准压力设计为 $100 + \Delta u / 2$ (kPa),反压设计为 $100 - \Delta u / 2$ (kPa),其中 Δu 为设计水力梯度下土体底部和顶部的压力差。本试验中水力梯度 i 取 10,渗流时间持续 48 h (根据试验进程渗透系数稳定情况,酌情缩短或增长渗流时间)。

1.3 试验方案

由于海洋黏土及城市地下黏土中蒙脱石矿物成分

一般在 25% 以下^[19-20], 为了分析不同膨润土掺入量对渗透各向异性比的影响, 设计膨润土 (B) 掺入量分别为 5%, 10%, 20% 的混合黏土, 并命名为 B5K95、B10K90、B20K80, 字母之后的数字代表质量百分比, 同时选用纯高岭土 (K) 作为对比试验, 设计试验方案如表 1 所示。

表 1 试验方案
Table 1 Test schemes

编号		固结压力/kPa
B5K95V1	B5K95H1	100
B5K95V2	B5K95H2	200
B5K95V3	B5K95H3	300
B20K80V1	B20K80H1	100
B20K80V2	B20K80H2	200
B20K80V3	B20K80H3	300
KV1	KH1	100
B10K90V1	B10K90H1	100

注: V 代表竖向渗透试验, 得到的渗透系数为垂直渗透系数 k_v ; H 代表水平向渗透试验, 得到的渗透系数为水平渗透系数 k_h ; V 和 H 之后的数字代表固结应力, 1 为 100 kPa 固结应力, 依此类推。

2 试验结果分析

2.1 液塑限及压缩性分析

本试验采用联合测限仪, 测得不同膨润土掺入量下混合黏土的液塑限结果如表 2 所示。

表 2 重塑混合黏土液塑限
Table 2 Atterberg limits of mixed clays

编号	塑限/%	液限/%
K	30.98	62.15
B5K95	35.16	65.85
B10K90	38.26	69.04
B20K80	42.70	78.98

由表 2 可以明显看到, 随着膨润土掺入量的增加, 混合黏土的液塑限不断增加。吉利明等^[21]通过对蒙脱石黏土结构的研究发现蒙脱石矿物的比表面积明显高于高岭石矿物黏土, 具有丰富的自由气体容纳空间, 这就为膨润土界限含水率高于高岭土提供了充分的条件。Horpibulsuk 等对泰国膨润土和高岭土的研究也发现^[14], 膨润土的液塑限 (分别为 211%, 36%) 远高于高岭土的液塑限 (分别为 46%, 24%)。

何俊等^[22]利用辽宁产的膨润土对武汉市垃圾场黏土进行改良时发现, 混合土的液塑限与膨润土的掺入量表现出正相关的关系, 现将其结果与本试验结果放在同一张图中进行对比, 如图 1 所示。可见本文试

样的液塑限与膨润土掺入量之间也是良好的线性相关关系, 一致说明了黏土矿物种类对液塑限的影响是线性的。

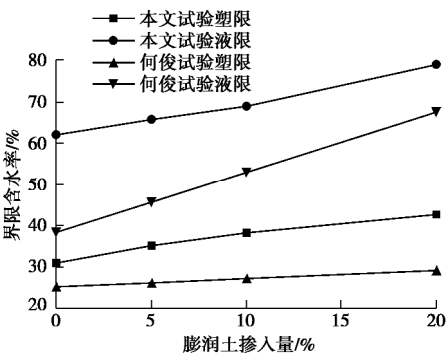


图 1 重塑混合黏土液塑限

Fig. 1 Atterberg limits of mixed clays

在固结阶段发现随着膨润土掺入量的增加, 固结阶段的排水体积不断增大, 以 KV, B5K95V, B10K90V, B20K80V 为例, 随着膨润土掺入量的增加, 100 kPa 下固结阶段排水体积从 $2 \times 10^4 \text{ mm}^3$ 增大到 $5.5 \times 10^4 \text{ mm}^3$, 如图 2 所示。这是因为膨润土在吸水过程中, 颗粒间距离会增大很多, 然后在固结应力作用下膨润土内的自由水流失, 颗粒间距离减小。所以随着膨润土掺入量的增加, 混合黏土固结阶段排水体积增大, 压缩性也会增强。

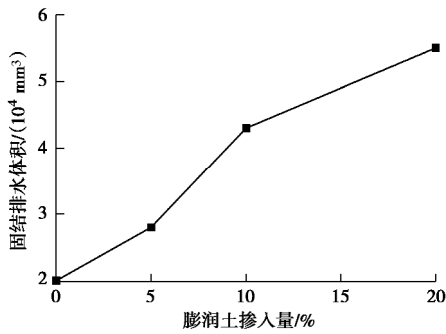


图 2 混合黏土固结排水体积 (100 kPa)

Fig. 2 Drainage volumes of mixed clays (100 kPa)

2.2 膨润土掺入量的影响

本文首先研究了膨润土掺入量对高岭-蒙脱混合黏土渗透各向异性的影响, 表 3 为不同重塑混合黏土竖向和水平向渗透系数试验结果。

图 3 为有效固结应力为 100 kPa 时, 不同膨润土掺入量下渗透系数及渗透各向异性比的变化图。可以发现, 随着膨润土掺入量的增加, 竖向和水平向渗透系数均呈现减小的趋势, 特别地, 与纯高岭土相比, 加入膨润土后的混合黏土渗透系数下降了 50%。Horpibulsuk 对泰国高岭土和膨润土的研究发现在

表 3 试验数据
Table 3 Test data

土样编号	固结压力/kPa	$k_h/(10^{-7}\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$	$k_v/(10^{-7}\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$	$r_k = k_h / k_v$
B5K95	100	10.39	8.35	1.244
	200	8.01	5.81	1.379
	300	6.19	4.41	1.400
B20K80	100	6.46	5.19	1.245
	200	4.17	3.04	1.372
	300	2.41	1.73	1.393
K	100	21.19	15.28	1.387
B10K90	100	8.97	7.15	1.255

相同的孔隙比条件下，膨润土的渗透系数比高岭土小 1-2 个数量级^[14]。陈永贵等^[23]研究内蒙古膨润土掺入量对湖南红黏土（以高岭石矿物为主）渗透系数的影响时也有类似的结论得出，当膨润土掺入量为 5% 时，混合土试样渗透系数降低了约 50%，并指出混合土的渗透系数随膨润土掺入量的增加而呈指数下降的趋势。其实对于常见的黏土矿物：高岭石、伊利石、蒙脱石微观结构和孔隙而言^[21]，相对于高岭土（高岭石黏土），膨润土（蒙脱石黏土）具有丰富的小于 50 纳米的微孔，而高岭土孔隙相对较大些，所以膨润土渗透系数小于高岭土。

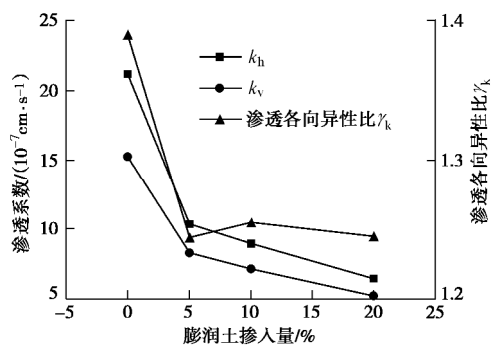


图 3 不同膨润土掺入量下 r_k 变化（100 kPa）

Fig. 3 Variation of r_k of mixed clays with different bentonite incorporations

而渗透各向异性比随膨润土掺入量增加的变化趋势却与渗透系数的变化趋势有所不同。从图 3 中可以看出，掺入 5% 膨润土的混合黏土渗透各向异性比相对于纯高岭土明显变小，但随着膨润土的继续增加，混合黏土渗透各向异性比只发生轻微的波动，趋向于水平，但蒙脱石矿物孔隙小于高岭土并不能解释混合黏土渗透各向异性比随膨润土掺入量的增加存在先减小后不变的变化趋势，这部分的分析则应从微观结构角度进行解释，详见下文。

2.3 固结应力的影响

为研究固结应力对高岭-蒙脱混合黏土渗透各向异性比的影响，以 B5K95，B20K80 为例，混合黏土

渗透各向异性比随着固结应力的变化如图 4 所示。

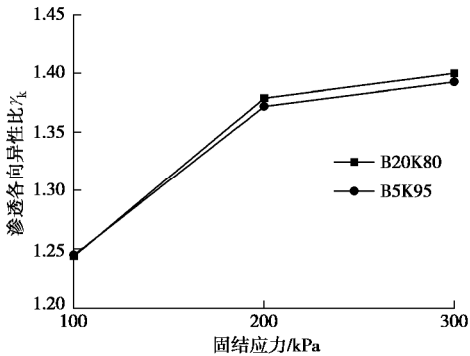


图 4 不同固结应力下渗透各向异性比 r_k 变化

Fig. 4 Variation of r_k of mixed clays with different pressures

从图 4 中可以看到随着固结应力的增大，渗透各向异性比不断增加。Yang 等^[24]指出泥岩的渗透各向异性比随着孔隙比减小（压缩）而增大。Lapierre 等^[25]对海洋原状黏土进行研究时发现随着有效应力增大，渗透各向异性比增加，原因是随着有效应力增大，颗粒长轴方向趋向于与加载方向垂直（旋转效应）。Adams 等^[6]研究了重塑波士顿蓝黏土的渗透各向异性比，发现各向异性比随孔隙比减小（有效应力增大）而增大，原因与 Lapierre 分析类似，特别地，Adams 指出应力增大时较大颗粒长轴方向的旋转效应更明显。Clennell 等^[26]对重塑高岭土和膨润土的渗透各向异性比进行了比较，发现两种重塑土的渗透各向异性比也都随固结应力增大而增大。

从图 4 中还可以发现，当固结应力超过 200 kPa 后，渗透各向异性比增幅减小。Adams 等^[6]在对波士顿蓝黏土渗透各向异性比的研究中发现随着有效固结应力增大，孔隙比从 0.97 减小到 0.58 后，渗透各向异性比达到最大值而不再继续增加。可见当固结应力增大到一定值时渗透各向异性比达到最大值，之后渗透各向异性比曲线会逐渐变得平缓。

3 微观结果分析

将渗流完成后的试样分别沿着水平向 H 剖面（即

k_v 渗流剖面)和竖向 V 剖面(即 k_h 渗流剖面)切割成 $5\text{ mm} \times 5\text{ mm} \times 5\text{ mm}$ (高度 \times 长度 \times 宽度)的样品,并在浙江大学医学院 FEI Nova NanoSEM 450 超高分辨率扫描电子显微镜上进行微观电镜扫描,按照曹洋^[27]微观试验法,在电镜下放大 16000 倍进行微观扫描并拍摄质量高的扫描图像,并采用南京大学颗粒及裂隙定量分析系统(PCAS),对 SEM 扫描电镜图像进行定量分析。B20K80V 和 B20K80H 的微观结构照片如图 5 所示。图 5 (a)、(b) 分别为电镜扫描微观结果图,图 5 (c)、(d) 分别为经过二值化处理后的微观结构图,白色区域代表孔隙,黑色区域代表黏土颗粒。

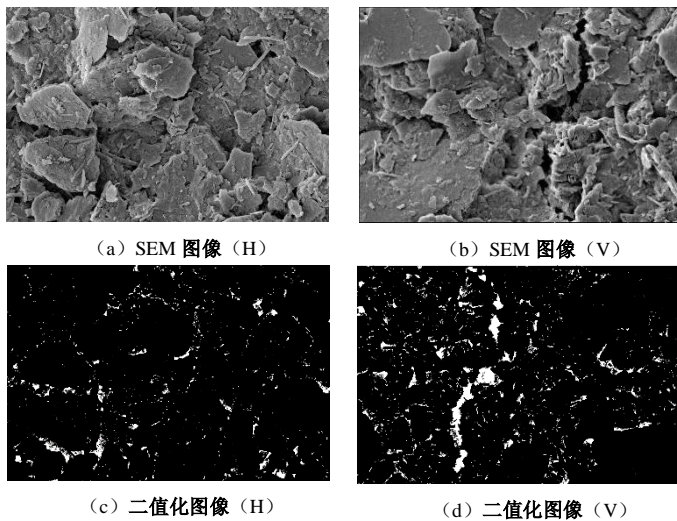


图 5 B20K80V 和 B20K80H 微观结构图

Fig. 5 Microstructures of B20K80V and B20K80H

3.1 微观参数定义

为了从微观角度分析渗透各向异性比变化的原因,下文主要从孔隙参数进行分析。

Adams 等^[6]和 Daigle 等^[10]研究渗透各向异性时定义颗粒长轴方向和颗粒结构纵横比,并研究了随着固结应力变化颗粒长轴方向的旋转特性,随着固结应力的增大,颗粒长轴方向更趋向于水平。但是由于高岭石和蒙脱石矿物均为扁平状结构,由图 5 (b) 发现混合黏土的微观颗粒并没有明显的长轴方向,且微观颗粒长轴方向的变化规律不明显,不能很好的反应渗透各向异性的变化。但从微观结构图 5 (a)、(b) 的对比可以明显看到两个渗流剖面上的孔隙面积存在差异,实际上,由 PCAS 系统所得到的两个相同面积的剖面上,孔隙面积分别为 42924, 53581 像素,可见 V 向剖面的孔隙明显多于 H 向剖面的孔隙。故本文从孔隙参数着手研究渗透各向异性变化的微观机理。

党发宁等^[28]将土颗粒外的弱结合水所占据的孔隙定义为无效孔隙,并采纳崔德山等^[29]指出的黏性土弱结合水膜厚度为 $0.12\text{ }\mu\text{m}$,计算出有效孔隙比,对饱和软黏土渗透系数经验公式进行修正。王秀艳等^[30]

从黏性土结合水类型出发研究了深层及浅层黏性土的渗透释水规律,发现浅层土渗透释水以非结合水(毛细水和重力水)为主,压力增大后深层黏性土渗透释水以弱结合水为主,而强结合水不会渗透释出,冯晓腊^[31]也曾指出随着应力增大土体中弱结合水会参与到渗流过程中,但强结合水呈类似固体状态不会参与流动,其中 $0.2\text{ }\mu\text{m}$ 是划分强弱结合水的孔径尺寸。

基于以上分析,本文采用崔德山关于黏性土弱结合水膜厚度为 $0.12\text{ }\mu\text{m}$ 的结论,并假设弱结合水呈半固体状态不参与渗流。如图 6 所示,只有当孔隙孔径大于 2 倍弱结合水膜厚度时,水才会在渗透力的作用下流经孔隙。此时的孔径才能称为有效孔隙孔径,即有效孔隙孔径取为 $0.24\text{ }\mu\text{m}$,将孔隙视为圆形时有效孔隙所对应的孔隙面积为 $0.045\text{ }\mu\text{m}^2$,以此为依据展开研究。

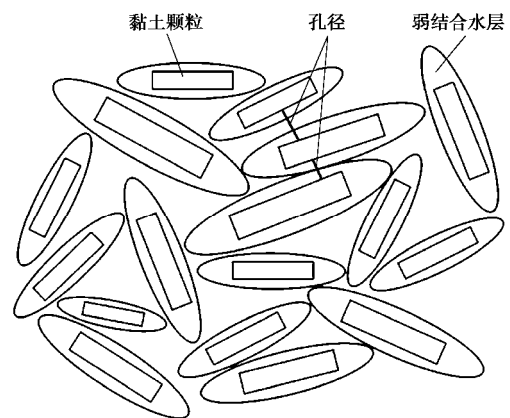


图 6 黏土颗粒表面弱结合水

Fig. 6 Adsorbed water layers of clay particles

类似于有效孔隙比的定义,本文将面积大于 $0.045\text{ }\mu\text{m}^2$ 的孔隙面积与总孔隙面积的比值定义为有效孔隙面积权重,用 h 表示,

$$h = S_0 / S \quad (1)$$

式中, h 为有效孔隙面积权重, S_0 指孔隙面积大于 $0.045\text{ }\mu\text{m}^2$ 的孔隙面积, S 为孔隙总面积。

Clennell^[26]指出孔隙大小是影响渗透系数及其各向异性发展的原因。本文为研究竖向和水平向两个渗流面上孔隙特性对渗透各向异性比的影响,将竖向剖面上有效孔隙面积与水平向剖面上有效孔隙面积之比定义为有效孔隙面积比,将竖向剖面上有效孔隙面积权重与水平向剖面上有效孔隙面积权重之比定义为有效孔隙权重比。计算公式如下:

$$g_s = S_{0h} / S_{0v} \quad (2)$$

式中, g_s 为有效孔隙面积比, S_{0h} 为竖向剖面上有效孔隙面积, S_{0v} 为水平向剖面上有效孔隙面积。

$$g_h = h_h / h_v \quad (3)$$

式中, g_h 为有效孔隙权重比, h_h 为竖向剖面上有效孔

表 4 微观试验数据（分辨率：59.3pixel/μm）
Table 4 Data of microscopic tests（Resolution： 59.3 pixel/μm）

土样编号	膨润土掺入量/%	有效孔隙面积 S_0 /pixel	孔隙总面积 S /pixel	有效孔隙面积权重 h	有效孔隙面积比 g_s	有效孔隙面积权重比 g_n	渗透各向异性比 g_k
KV1	0	69904	93624	0.7466	1.43	1.120	1.390
KH1		99650	119341	0.835			
B5K95V1	5	41184	58371	0.7056	1.25	1.039	1.244
B5K95H1		51663	70506	0.7327			
B10K90V1	10	37877	52975	0.715	1.27	1.041	1.244
B10K90H1		48110	64636	0.7443			
B20K80V1	20	31860	42924	0.7422	1.3	1.043	1.245
B20K80H1		41492	53581	0.7744			
B5K95V3	5	23040	37287	0.6179	1.53	1.220	1.400
B5K95H3		35253	46736	0.7543			

隙面积权重， h_v 为水平向剖面上有效孔隙面积权重。
本文微观图片大小均为 1536 像素×1103 像素，通过电镜标尺转化后的实际尺寸为 25.9 μm×18.6 μm，其分辨率为 59.3 像素/μm。为方便处理，下文计算有效孔隙面积及总孔隙面积均以像素为孔隙尺寸单位，0.045 μm² 对应的像素尺寸为 159 像素。根据以上定义以及微观处理系统的统计数据可以得到不同配比的重塑黏土微观定量分析结果，如表 4 所示。

3.2 膨润土掺入量分析

由表 4 可知，以 K，B5K95，B10K90，B20K80 为例，高岭土的有效孔隙面积明显高于掺入膨润土的混合黏土，这是导致掺入膨润土的混合黏土渗透系数远远小于纯高岭土的重要原因。随着膨润土的少量加入，有效孔隙面积及孔隙总面积均明显下降，这也解释了前文所述加入膨润土后，混合黏土的渗透系数会明显下降，与吉利明等^[21]的分析一致。

将渗透各向异性比、有效孔隙面积比、有效孔隙权重比随膨润土掺入量的变化绘于图 7，可见有效孔隙面积比、有效孔隙权重比与渗透各向异性比之间的变化趋势很相似，而且有效孔隙权重比更能解释随着膨润土掺入量的增加，渗透各向异性比不再发生明显变化的曲线走势。

如图 7 所示，在 100 kPa 的固结应力下，纯高岭土的渗透各向异性比达到了 1.39，明显高于混合黏土的渗透各向异性比。纯高岭土的有效孔隙面积比及有效孔隙权重比在 4 种土样中最大，明显高于掺入膨润土的混合黏土，这就解释了纯高岭土渗透各向异性比最大的原因。随着膨润土的加入，竖向剖面与水平向剖面上有效孔隙面积的比值减小，同时两个方向的剖面上有效孔隙面积所占比例的比值也在减小，导致在相同固结压力下，含膨润土的混合黏土渗透各向异性

比小于纯高岭土试样。

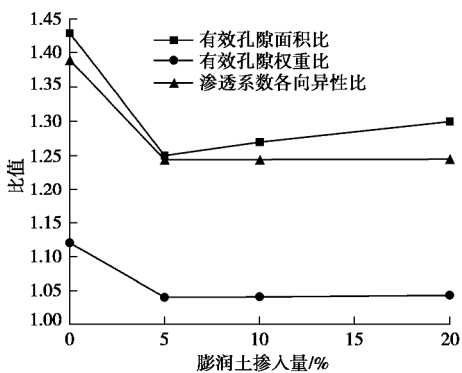


图 7 不同膨润土掺入量下 g_s ， g_n 与 g_k 关系图

Fig. 7 Relationship among g_s ， g_n and g_k under different bentonite incorporations

由表 4 和图 7 可知，有效孔隙面积比在膨润土含量从 5% 提高到 20% 时出现了明显的增大，而渗透各向异性比曲线具有趋向水平的变化趋势。基于微观观测面的选取对试验结果有一定的影响，只考虑有效孔隙面积比，可能会出现同一剖面上不同观测面的孔隙数量会有一定的差异性。而分析更有代表性的有效孔隙权重比对渗透各向异性比的影响发现，有效孔隙权重比与渗透各向异性比有非常相近的变化趋势，随着膨润土掺入量的继续增加，有效孔隙权重比曲线趋于水平，与渗透各向异性比的变化规律一样。可见有效孔隙权重比的变化是高岭-蒙脱混合黏土渗透各向异性改变的根本原因。

综合以上分析，笔者认为在从微观角度定量分析渗透各向异性比时，应尽量采用有效孔隙权重比作为变量进行研究。

3.3 固结应力分析

为更加准确地研究 B5K95 在 100，300 kPa 有效固结应力下的孔隙变化，有必要研究孔隙面积随固结

应力的变化及渗透各向异性比与微观参数的关系,分别见图8、9。

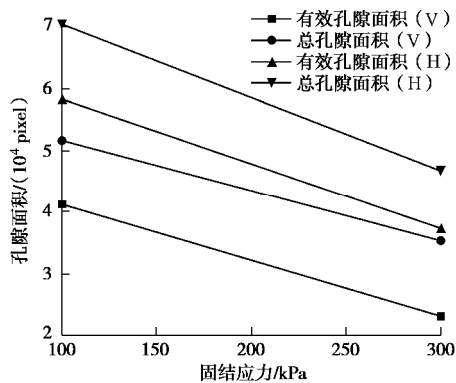


图8 100, 300 kPa 下孔隙面积 (B5K95)

Fig. 8 Pore areas in 100 and 300 kPa

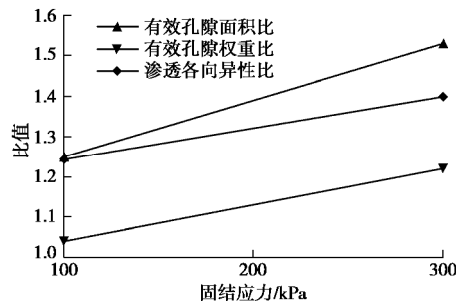


图9 不同固结应力下 g_s , g_n 与 g_k 关系图 (B5K95)

Fig. 9 Relationship among g_s , g_n and g_k under different pressures

Tanaka 等^[32]对日本大阪和京都黏土的研究发现,随着有效应力增大土体内孔隙体积变小,同时大孔隙被破碎成小孔隙,因此渗透系数会变小。曹洋^[27]在对杭州原状软黏土的微观研究中也发现,随着固结应力的施加,大孔隙含量明显减小。由图8可知,随着固结应力的增加,总孔隙面积和有效孔隙面积均有明显下降,可见固结应力对渗透系数的影响是通过影响孔隙来实现的,孔隙是决定渗透系数大小的关键因素,孔隙面积的变化会引起渗透系数的明显变化。

从图9中可以看出,有效孔隙面积比和有效孔隙权重比均能直观地反应渗透各向异性比随固结应力增大的趋势,但有效孔隙权重比直线的斜率与渗透各向异性比直线的斜率更接近。这也与前文分析膨润土掺入量对渗透各向异性影响时得出的结论一致,即有效孔隙权重比更能准确反应渗透各向异性比的变化规律。

结合表4可知,随着固结应力的增大,水平向剖面有效孔隙面积从41184降低到了23040,降幅接近一半达到了44%,而竖向剖面有效孔隙面积从51663降低到了35253,降幅为32%,可见水平向剖面孔隙受压力的影响程度较竖向剖面更大,因此渗透各向异

性比随着固结应力的增大而增大。

4 结论及展望

本文在研究不同膨润土掺入量及固结应力对混合黏土渗透各向异性影响的基础上,定义了有效孔隙面积比、有效孔隙权重比,对渗透各向异性的影响机制进行了微观分析,得到了如下结论:

(1) 掺入膨润土后,渗透系数及渗透各向异性比明显减小,随着膨润土掺入量的增加,渗透各向异性比趋于稳定,原因是控制渗透各向异性比的有效孔隙面积比和有效孔隙权重比在刚加入膨润土时有明显减小,但随膨润土掺入量的继续增加,有效孔隙权重比趋于不变。

(2) 随着有效固结应力增加,混合黏土的渗透各向异性比不断增大。有效固结应力增大时,有效孔隙面积比和有效孔隙权重比均在增加,而且有效孔隙权重比直线的斜率与渗透各向异性比直线的斜率更接近。

(3) 综合考虑膨润土掺入量及有效固结应力对重塑混合黏土渗透各向异性比的影响,若从微观结构上对其定量分析,就有效孔隙面积比和有效孔隙权重比两个参数而言,建议采用有效孔隙权重比作为微观结构参数。

由于本文所用土体均为扁平片状黏土颗粒,没有明显的颗粒长轴方向,且宏观上只考虑了孔隙比和液限孔隙比这两个参数对渗透各向异性的影响,还不够全面。故今后开展渗透各向异性研究时可以考虑从以下两个方面进行改进:

a) 今后的研究可以选用针状的高岭石、蒙脱石矿物黏土,或者选用颗粒较粗且呈块状的石英等原生矿物为主的黏土、黄土等进行渗透各向异性的试验,在此基础上可以研究颗粒长轴方向随固结应力的变化情况,完善渗透各向异性微观理论。

b) 在今后从宏观角度研究渗透各向异性的影响因素时,可以考虑将土的结构性、沉积中的分选性、击实中含水量等因素作为研究对象。

参考文献:

- [1] MAIR R J. Tunnelling and geotechnics: new horizons[J]. Géotechnique, 2008, 58(9): 695 - 736.
- [2] AL-SHARRAD M A, GALLIPOLI D, WHEELER S J, et al. Experimental investigation of evolving anisotropy in unsaturated soils[J]. Géotechnique, 2017, 67(12): 1033 - 1049.
- [3] BASAK P. Soil structure and its effects on hydraulic

- conductivity[J]. Soil Science, 1972, **114**(6): 417 - 422.
- [4] TAVENAS F, JEAN P, LEBLOND P, et al. The permeability of natural soft clays, Part II: Permeability character[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1983, **20**(4): 645 - 660.
- [5] LEROUEIL S, BOUCLIN G, TAVENAS F, et al. Permeability anisotropy of natural clays as a function of strain[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1990, **27**(5): 568 - 579.
- [6] ADAMS A L, NORDQUIST M T J, GERMAINE J T, et al. Permeability anisotropy and resistivity anisotropy of mechanically compressed mudrocks[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2016, **53**(9): 1474 - 1482.
- [7] KENNEY T C. Permeability ratio of repeatedly layered soils [J]. Géotechnique, 1963, **13**(4): 325 - 333.
- [8] K-J-Witt J Brauns. Permeability-anisotropy due to particle shape[J]. Geotech Engrg, 1983, **109**: 1181 - 1187.
- [9] AL-TABBAA, WOOD D M. Some measurements of the permeability of kaolin[J]. Géotechnique, 1987, **37**: 499 - 503.
- [10] DAIGLE H, DUGAN B. Permeability anisotropy and fabric development: A mechanistic explanation[J]. Water Resour Res, 2011, **47**: W12517.
- [11] 柯瀚, 吴小雯, 张俊, 等. 基于优势流及各向异性随土覆压力变化的填埋体饱和渗流模型[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(11): 1957 - 1964. (KE Han, WU Xiao-wen, ZHANG Jun, et al. Modeling saturated permeability of municipal solid waste based on compression change of its preferential flow and anisotropy[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(11): 1957 - 1964. (in Chinese))
- [12] ZHANG D M, MA L X, ZHANG J, et al. Ground and tunnel responses induced by partial leakage in saturated clay with anisotropic permeability[J]. Engineering Geology, 2015, **189**: 104 - 115.
- [13] WONGSAROJ J, SOGA K, MAIR R J. Modelling of long-term ground response to tunnelling under St James' Park, London[J]. Géotechnique, 2007, **57**(1): 75 - 90.
- [14] 王宝峰. 孔隙溶液环境对黏土力学特性影响的试验研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2017. (WANG Bao-feng. Experimental study on influence of pore solution environment on mechanical properties of clay[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2017. (in Chinese))
- [15] ZAKERI A, CLUKEY E C, KEBADZE E B, et al. Fatigue analysis of offshore well conductors, Part I: Study overview and evaluation of Series 1 centrifuge tests in normally consolidated to lightly over-consolidated kaolin clay[J]. Applied Ocean Research, 2016, **57**: 78-95.
- [16] MESRI and Olson. Mechanisms controlling the permeability of clays[J]. Clays and Clay Minerals, 1971, **19**: 151 - 158.
- [17] HORPIBULSUK S, YANGSUKKASEAM N, CHINKULKIJNIWAT A, et al. Compressibility and permeability of Bangkok clay compared with kaolinite and bentonite[J]. Applied Clay Science, 2011, **52**(1/2): 150 - 159.
- [18] ASTM D 5084—03 Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter[S]. 2003.
- [19] 赵铁军, 姜福香. 海底隧道工程耐久性技术[M]. 北京: 人民交通出版社, 2010. (ZHAO Tie-jun, JIANG Fu-xiang. Submarine tunnel engineering durability technology[M]. Beijing: China Communications Press, 2010. (in Chinese))
- [20] 李国刚. 中国近海表层沉积物中黏土矿物的组成、分布及其地质意义[J]. 海洋学报(中文版), 1990(4): 470 - 479. (LI Guo-gang. Composition, distribution and geological significance of clay minerals in surface sediments from china offshore[J]. Journal of Oceanography, 1990(4): 470 - 479. (in Chinese))
- [21] 吉利明, 邱军利, 夏燕青, 等. 常见黏土矿物电镜扫描微孔隙特征与甲烷吸附性[J]. 石油学报, 2012, **33**(2): 249 - 256. (JI Li-ming, QIU Jun-li, XIA Yan-qing, et al. Micro-pore characteristics and methane absorption properties of common clay minerals by electron microscope scanning[J]. Acta Petrolei Sinica, 2012, **33**(2): 249 - 256. (in Chinese))
- [22] 何俊, 王宇, 万娟. 溶液作用下黏土的界限含水率及渗透试验[J]. 地下空间与工程学报, 2013, **9**(6): 1277 - 1282. (HE Jun, WANG Yu, WAN Juan. Consistency limits and hydraulic conductivity of clay under the effect of solution[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2013, **9**(6): 1277 - 1282. (in Chinese))
- [23] 陈永贵, 雷宏楠, 贺勇, 等. 膨润土-红黏土混合土对NaCl溶液的渗透试验研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2018, **49**(4): 910 - 915. (CHEN Yong-gui, LEI Hong-nan, HE Yong, et al. Experimental study of permeability of bentonite-laterite mixtures for salt solutions[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2018, **49**(4): 910 - 915. (in Chinese))
- [24] YANG Y, APLIN A. Permeability and petrophysical properties of 30 natural mudstones[J]. J Geophys Res, 2007, **112**: B03206.
- [25] CLEMENITA LAPIERRE. Mercury intrusion and permeability of Louiseville clay[J]. Can Geotech J, 1990, **27**: 761 - 773.
- [26] CLENNELL M B, DEWHURST D N, BROWN K M, et al. Permeability anisotropy of consolidated clays[J]. Geological Society, London, Special Publications, 1999(158): 79 - 96.
- [27] 曹洋. 波浪作用下原状软黏土动力特性与微观结构关

- 系试验研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2013. (CAO Yang. Experimental study on relationship between dynamic characteristics and microstructure of undisturbed soft clay under wave action[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2013. (in Chinese))
- [28] 党发宁, 刘海伟, 王学武, 等. 基于有效孔隙比的黏性土渗透系数经验公式研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(9): 1909 - 1917. (DANG Fa-ning, LIU Hai-wei, WANG Xue-wu, et al. Empirical formulas of permeability of clay based on effective pore ratio[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(9): 1909 - 1917. (in Chinese))
- [29] 崔德山, 项伟, 曹李靖, 等. ISS 减小红色黏土结合水膜的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(6): 944 - 949. (CUI De-shan, XIANG Wei, CAO Li-jing, et al. Experimental study on reducing thickness of adsorbed water layer for red clay particles treated by ionic soil stabilizer[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(6): 944 - 949. (in Chinese))
- [30] 王秀艳, 刘长礼. 深层黏性土渗透释水规律的探讨[J]. 岩土工程学报, 2003, **25**(3): 308 - 312. (WANG Xiu-yan, LIU Chang-li. Discussion on permeability of deep clayey soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, **25**(3): 308 - 312. (in Chinese))
- [31] 冯晓腊, 沈孝宇. 饱和黏性土的渗透固结特性及其微观机制的研究[J]. 水文地质工程地质, 1991(1): 6 - 12. (FENG Xiao-la, SHEN Xiao-yu. Study on the infiltration and consolidation characteristics of saturated clay and its microscopic mechanism[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 1991(1): 6 - 12. (in Chinese))
- [32] TANAKA. Poer size distribution of clayey soils measured by mercury intrusion porosimetry and its relation to hydraulic conductivity[J]. Soils and Foundations, **43**(6): 63 - 73.

中国土木工程学会第十三届全国土力学及岩土工程学术大会

(第二号通知)

2019年7月18日-21日, 中国 天津

主办单位: 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会。

承办单位: 天津大学; 天津市土木工程学会; 天津市建筑学会岩土力学与地下工程专业委员会。

会议主题: 几十年来的工程建设给我国岩土工程的发展带来了巨大的机遇, 也使岩土工作者积累了丰富的经验。然而, 人类已经认识到, 可持续发展是当前面临的重大问题, 因此提升岩土工程品质与实现可持续发展成为广大岩土工作者的使命, 也是我国由岩土工程大国发展为岩土工程强国的必由之路。在此岩土工程发展的历史机遇期, 我国岩土工作者将于2019年7月齐聚天津, 共同研讨我国岩土工程成就和问题, 共同展望中国岩土工程的发展与未来, 形成2019天津共识。

四年一度的中国土木工程学会全国土力学及岩土工程学术大会是我国岩土工程领域历史最为悠久、影响最为深远的学术会议。因此, 第十三届全国土力学及岩土工程学术大会将以“岩土工程品质提升与可持续发展”为主题, 对我国近年来土力学与岩土工程领域最新研究进展进行广泛的学术交流, 具体包括以下12个方面内容: ①岩土的基本性质与本构关系; ②岩土工程勘察、测试与评价技术; ③基础工程与地基处理; ④地下工程及深基坑工程; ⑤岩土工程数值仿真与信息化技术; ⑥土动力学与岩土地震工程; ⑦特殊土与边坡工程; ⑧环境岩土工程与土工加筋; ⑨岩土工程中的新技术与新材料; ⑩地质灾害预警与防治; ⑪重大岩土工程实录; ⑫岩土工程机械设备与施工技术。

会议日程与地点: 7月18日会议注册及部分专业委员会会议; 7月19日开幕式、大会报告及理事会议; 7月20日专题论坛、分会场报告及部分专业委员会会议; 7月21日专题论坛大会报告、分会场报告、闭幕式。地点: 天津市西青区知景道198号, 距天津南站1.2 km, 天津社会山国际会议中心。

会议展览: 会议期间举办岩土工程仪器设备、机械与施工技术展览, 主要包括岩土工程仪器、设备、机械、新材料、软件等, 并设立专场技术研讨会。热忱欢迎从事岩土工程领域新材料、新技术、新设备的研发、生产和应用单位踊跃参加技术展览。

会议注册: (1) 网上注册地址: www.cnscsmge2019.cn; 2019年4月30日前: 正式代表1500元/人; 学生代表1000元/人, 陪同人员1000元/人; 2019年6月15日前: 正式代表1700元/人, 学生代表1200元/人, 陪同人员1000元/人; (2) 现场注册1800元/人; (3) 退款说明: 2019年5月15日之前取消退全款, 5月31日之前取消50%退款, 6月1日及之后取消不予退款; (4) 减免注册费: ①顾问委员会委员、院士、国际论坛外籍专家免注册费; ②国际土力学及岩土工程学会个人会员优惠100元/人。

联系方式: 雷华阳13512418728; 刘畅13821202109; 程雪松13821807355; 张雪莲13011392385; 地址: 天津市津南区海河教育园雅观路135号天津大学北洋园校区; 第43教学楼建工学院土木工程系(300350); E-mail: cismge2019@163.com; 电话: 022-27400843; 会议网址: www.cnscsmge2019.cn。

(中国土木工程学会土力学及岩土工程分会秘书处 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE201906004

海水侵蚀下钢渣粉+水泥固化土强度劣化试验研究

吴燕开^{1,2}, 史可健², 胡晓士³, 韩天², 于佳丽², 李丹丹²

(1. 山东科技大学山东省土木工程防灾减灾重点实验室, 山东 青岛 266590; 2. 山东科技大学土木工程与建筑学院, 山东 青岛 266590;
3. 河南正弘置业有限公司, 河南 郑州 450000)

摘要:为解决水泥固化海相软土工程性差、耐久性低, 钢渣堆放、水泥生产污染环境等问题, 采用激发钢渣粉替换部分水泥形成新型固化剂, 选取海水中对固化土侵蚀影响较大的3种离子, 深入探究单一离子引起的固化土强度劣化性能。通过室内物理力学试验, 得到固化土在不同离子浓度的海水和蒸馏水养护条件下, 各组无侧限抗压强度(UCS)变化规律; 通过X-射线衍射(XRD)和电镜扫描(SEM)试验, 得到钢渣粉+水泥固化土的微观形貌和物相随侵蚀时间的变化规律。研究发现钢渣粉中 C_4AF 和 C_2AF 可有效降低离子的侵蚀作用, 3种离子对固化土的劣化影响为 $Mg^{2+} > Cl^- > SO_4^{2-}$ 。 Cl^- 侵蚀固化土会生成 $CaCl_2$ 和F's盐, F's盐的无胶凝性引起固化土劣化; SO_4^{2-} 与胶凝材料反应会生成石膏、硅钙石和钙矾石, 当这些物质产生的体积膨胀量大于孔隙体积时, 会使固化土产生裂纹; Mg^{2+} 侵蚀会生成 $Mg(OH)_2$ 沉淀、 $Mg-S-H$ 和 $Mg-A-H$, 同时也会降低孔隙溶液pH值, 引起水化物凝胶的分解, 造成固化土强度劣化。从微观结构与物相变化分析宏观物理力学特性变化和侵蚀机理, 为钢渣粉+水泥固化软土在工程上的使用提供一定的理论依据。

关键词: 钢渣+水泥固化土; 耐久性; 离子侵蚀; 无侧限抗压强度; XRD; SEM

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-1014-09

作者简介: 吴燕开(1976—), 男, 副教授, 博士, 主要从事地下工程支护、软基处理等方面的研究。E-mail: wuyankai2000@163.com。

Experimental study on strength degradation of steel slag + cement-solidified soil under seawater erosion

WU Yan-kai^{1,2}, SHI Ke-jian², HU Xiao-shi², HAN Tian², YU Jia-li², LI Dan-dan²

(1. Shandong Provincial Key Laboratory of Civil Engineering Disaster Prevention and Mitigation, Qingdao 266590, China; 2. Shandong University of Science and Technology, Qingdao 266590, China; 3. Henan Zhenghong Real Estate Co., Ltd., Zhengzhou 450000, China)

Abstract: In order to solve the problems of poor cement projects, such as low durability, low steel slag stacking, and cement production pollution environment, the steel slag is used to replace part of the cement to form a new curing agent, and three kinds of ions which have great influences on the solidified soil erosion in seawater are selected. The strength degradation properties of solidified soil caused by a single ion are thoroughly studied. Through the indoor physical and mechanical tests, the change laws of unconfined compressive strength (UCS) of each group under different seawater and distilled water curing conditions are obtained. The X-ray diffraction (XRD) and electron microscopy (SEM) tests are carried out to obtain the microscopic morphology of the steel slag + cement-solidified soil and the change of its phase with the erosion time. It is found that C_4AF and C_2AF in steel slag can effectively reduce the erosive effects of ions. The effects of three ions on the deterioration of solidified soil are $Mg^{2+} > Cl^- > SO_4^{2-}$. The Cl^- -eroded solidified soil will form $CaCl_2$ and F's salt, and the non-gelling properties of F's salt will cause deterioration of solidified soil. SO_4^{2-} reacts with the gelling materials to form gypsum, wollastonite and ettringite. When these materials produce a volume expansion larger than the pore volume, the solidified soil will be cracked. Mg^{2+} erosion will form $Mg(OH)_2$ precipitate, $Mg-S-H$ and $Mg-A-H$, and reduce the pH values of the pore solution, causing decomposition of the hydrate gel, and resulting in the deterioration of the strength of the solidified soil. The change of the macroscopic physical and mechanical properties and erosion mechanism are analyzed from the changes of microstructures and phases. This research may provide a theoretical basis for the use of steel slag powder + cement-solidified soft soil in engineering.

Key words: steel slag + cement-solidified soil; durability; ion erosion; unconfined compressive strength; XRD; SEM

基金项目: 山东科技大学科研创新团队支持项目(2015KYDT104);
国家自然科学基金项目(41572280)

收稿日期: 2018-08-10

*通讯作者(E-mail: 17852169057@163.com)

0 引言

海相软土在中国沿海地区大量存在,在填海造陆或沿海建设过程中,软土的处理一般采用水泥原位固化。但对于海相软土,水泥做固化剂形成的固化土工程强度普遍偏低且耐久性差^[1]。在工程上,材料的耐久性是工程服役寿命长短的决定性因素。大量的实验研究表明:海水侵蚀^[2]、冻融循环^[3-4]、干湿循环^[5-6]极大地影响着水泥固化土的无侧限抗压强度。Wen等^[7]对威斯康辛州某一高速公路进行了现场取样测试,发现水泥土在使用7 a后,其无侧限抗压强度较初始强度减少了10%。

在海洋工程中水泥土经常受到海浪的冲击,且海水中存在大量对水泥土有侵蚀作用的盐(氯盐、硫酸盐、镁盐等),极易造成水泥土强度劣化。若土工结构在使用期内遭到破坏,其损失是不可估量的,因此需要对海水侵蚀造成土工结构的破坏进行深入研究。

Yang等^[8]采用标准贯入试验和EDS试验研究了水泥比和海水压力对水泥土劣化的影响,发现水压可加速劣化,水泥土的劣化程度与钙离子浸出有关。Xing等^[9]采用不同离子模拟可溶盐环境,研究了高浓度可溶盐对水泥土的影响,得出 SO_4^{2-} 对水泥土前期强度有影响, Mg^{2+} 对后期强度有影响,而 Cl^- 的影响贯通于强度增长的整个时期。这些离子会造成水泥土微观结构的破坏,可见在盐渍土或海水中采用水泥固化软土并不是切实可行的方法,故需寻找一种抗离子侵蚀且清洁、廉价的固化剂来解决以上问题。不少学者对此作了研究,Li等^[10]在水泥中加入超细硅粉研究海水侵蚀固化土的强度变化和膨胀量,发现随着超细硅粉添加量的增加,第90天的UCS值比对照组增加了近6.5%,晶体生长是影响水泥土拌合海水强度和膨胀量的重要因素,但这并没有解决生产水泥所造成的环境污染。徐超等^[11]采用矿渣硅酸盐水泥代替普通硅酸盐水泥加固滨海软土,发现矿渣水泥加固土可生成更多的水化产物,并能够限制软土中可溶盐对水泥土的影响。Shalabi等^[12]用钢渣粉处理黏土,研究了固化后黏土的强度、压缩性、抗剪强度、加州承载比及微观结构,发现钢渣粉对黏土的固化效果明显。Ashango等^[13]将钢渣粉、石灰与稻壳灰相混合来处理膨胀土,发现处理后土体的抗剪强度、承载比与动三轴的稳定性都增加了。Nabeshima等^[14]用混凝土污泥激发钢渣来改良海啸沉积土壤,在短时间内达到了建筑材料的目标强度。

已有的研究成果表明,矿渣或钢渣的掺入对固化

土的防侵蚀性有一定的作用,但没有深入的研究。采用钢渣粉部分代替水泥固化淤泥土,不但可降低由于水泥生产对环境造成的严重污染,而且可以对废弃的钢渣进行有效的二次利用。若采用掺入激发剂的钢渣部分替换水泥形成复合激发剂固化海相软土,可达到甚至高于普通硅酸盐水泥形成的固化土强度^[15-16]。随着国家对环境、能源的重视,近几年钢渣的利用率稍有提高,但中国钢渣利用率到目前为止仍在40%~60%,而日本、德国、美国等国钢渣利用率高达95%以上^[17-20]。

对于钢渣粉做固化剂方面,目前虽有一些研究成果,但对于耐久性方面的研究还鲜有报道,钢渣做固化剂的理论还不成熟。本研究课题将钢渣粉作为胶凝固化剂掺入到海相淤泥中,研究钢渣粉+水泥固化土在海水离子侵蚀下强度劣化问题,从宏观和微观两个方面对其进行研究,为钢渣粉在实际工程中的二次利用提供相关的理论依据。

1 试验材料及方法

1.1 试验材料

试验用土为青岛市经济技术开发区海相淤泥质土,如图1所示。泥土平均埋深为8.58 m,主要为淤泥质黏土,呈灰黑色,稍有臭味,流塑状,其物理力学参数见表1。

试验所用水泥为#32.5普通硅酸盐水泥,比表面积为 $556 \text{ m}^2/\text{kg}$,其主要矿物成分为 CaO 、 SiO_2 、 Al_2O_3 、 MgO 等。所用钢渣粉为日照市炼钢厂炼钢所弃废渣经湿式磁选法处理,球磨加工而成,呈灰黑色粉末状,其主要矿物成分为 C_2S 、 C_3S 、 MgO 、 Fe_2O_3 、 Al_2O_3 以及 MnO 等,比表面积为 $412 \text{ m}^2/\text{kg}$ 。试验所用的钢渣粉活性催化剂有 NaOH 、 Na_2SO_4 、硅粉。 NaOH 、 Na_2SO_4 纯度均为分析纯,含量均大于96.0%。所用硅粉具体成分见表2。

试验模拟海水侵蚀环境,所用海水为青岛市胶州湾海水,海水水质及其主要离子的含量依据宋跃飞所测数据^[21],具体内容如表3所示。对照试验侵蚀环境为蒸馏水。控制变量试验选取海水中3种离子(Cl^- 、 SO_4^{2-} 、 Mg^{2+}),分别配置浓度为海水中相应离子浓度5倍和10倍的溶液进行,所用试剂为 NaCl 、 Na_2SO_4 、 $\text{Mg}(\text{NO}_3)_2$ 。

1.2 试验方案

试样类型分为3类:掺催化剂的钢渣粉+水泥固化土(A-SSP-CS)、不掺催化剂的钢渣粉+水泥固化土(SSP-CS)和水泥土(CS),根据吴燕开的研究成果^[22],具体配料如表4所示。

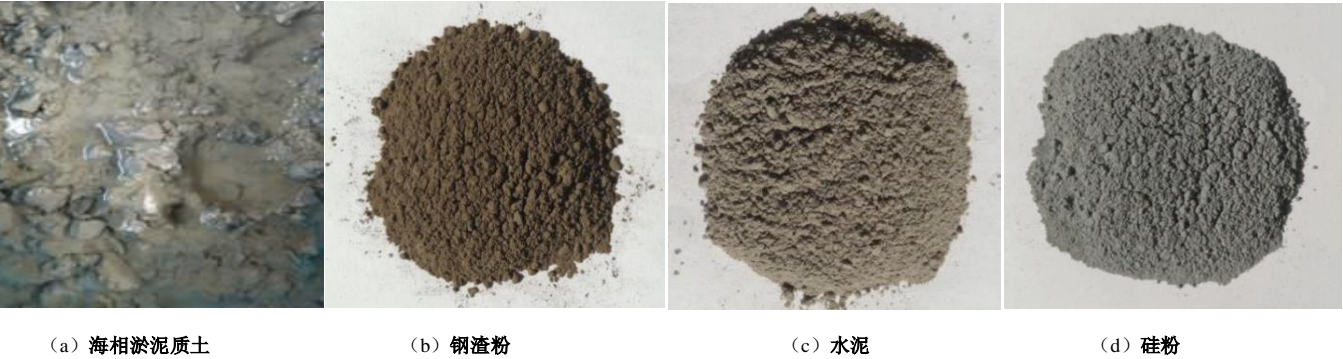


图 1 试验用海相淤泥质土与胶凝材料

Fig. 1 Marine muddy soil and microstructures of cementitious materials

表 1 淤泥土的物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical properties of muddy soil

天然含水率	湿密度	干密度	饱和度	孔隙比 e	塑限	液限
$w/\%$	$\rho/(kN\cdot m^{-3})$	$\rho_d/(kN\cdot m^{-3})$	$n/\%$		$w_p/\%$	$w_L/\%$
41.1	1.86	1.28	97.7	1.14	15.5	32.1
相对密度 G_s	塑性指数 I_P	液性指数 I_L	黏聚力	内摩擦角	压缩系数	压缩模量
			c/kPa	$(^\circ)$	a_{2-1}/MPa^{-1}	E_s/MPa
2.74	17	1.542	14.2	2.7	0.61	3.51

表 2 钢渣粉、水泥、硅粉的主要化学成分及百分含量

Table 2 Chemical composition of steel slag powder, cement and silica fume (%)

化学成分	CaO	Al ₂ O ₃	SiO ₂	MgO	Fe ₂ O ₃	MnO ₂	SO ₃	Na ₂ O	P ₂ O ₅
钢渣粉	45.99	2.45	14.17	4.36	24.05	4.36	—	—	2.6
水泥	65.14	5.03	22.17	4.30	0.51	—	2.70	0.15	—
硅粉	0.25	1.01	95.84	0.67	0.92	—	—	1.31	—

表 3 胶州湾海水现场水质离子浓度

Table 3 Concentrations of seawater in Jiaozhou Bay

水质指标	数值	单位	含量
浊度	10	$K^+/(mg\cdot L^{-1})$	393~405
SDI ₁₅	>15	$Na^+/(mg\cdot L^{-1})$	11042~11451
TDS	34227~	$Ca^{2+}/(mg\cdot L^{-1})$	404~419
$/(mg\cdot L^{-1})$	35562		
铁铝氧化物	9~10	$Mg^{2+}/(mg\cdot L^{-1})$	1289~1325
$/(mg\cdot L^{-1})$			
总硬 $/(mg\cdot L^{-1})$	5970	$Cl^-/(mg\cdot L^{-1})$	18906~19565
总碱 $/(mg\cdot L^{-1})$	200	$SO_4^{2-}/(mg\cdot L^{-1})$	2342~2396
COD _{Mn} $/(mg\cdot L^{-1})$	1.4~2.0	$PO_4^{3-}/(mg\cdot L^{-1})$	0.17~0.20
活性SiO ₂	0.363~	pH	7.8~8.5
$/(mg\cdot L^{-1})$	0.897		

注：总硬度和总碱度均按CaCO₃计算。

试验主要有：无侧限抗压强度试验、X-射线扫描试验、微观电镜扫描试验和能量色散分析试验。

1.3 试验方法

(1) 试样制备

制备试样时参考《土工试验规程》^[23]，将材料在

搅拌器中搅拌均匀。装入70.7 mm×70.7 mm×70.7 mm规格的模具中，在0.5 m×0.5 m的振动台上振捣密实后将表面刮平，盖上塑料薄膜，48 h后脱模。

脱模后，在恒温恒湿养护箱中对试样进行养护。养护条件为：养护温度为20℃±0.5℃，相对湿度≥95%，养护龄期均为28 d。

(2) 试样侵蚀环境

试样在恒温恒湿养护箱中养护28 d后进入侵蚀环节，参考《土工试验规程》。侵蚀溶液分别为：5倍浓度海水溶液、5倍和10倍海水浓度的Cl⁻溶液、5倍和10倍海水浓度的Mg²⁺溶液、5倍和10倍海水浓度的SO₄²⁻溶液、蒸馏水溶液。侵蚀时间分别为7 d，60 d和120 d。

表 4 试验所需材料配料

Table 4 Materials required for testing ingredients (g)

材料	A-SSP-CS	SSP-CS	CS
干土	4000	4000	4000
水泥	400	400	800
钢渣粉	332	400	0
NaOH	12	0	0
Na ₂ SO ₄	32	0	0
硅粉	24	0	0
水	1520	1520	1520

2 试验结果及分析

2.1 无侧限抗压强度试验

无侧限抗压强度试验所采用的仪器是最大压力为 100 kN 的 WAW-1000B 型电液伺服万能试验机。试验完成后, 提取试样的峰值强度, 将结果绘于图 2 中。

由图 2 可知, 在蒸馏水环境下各类固化土的 UCS 值均随养护时间的增加而增加; 而在海水侵蚀环境下 (3 种离子均含有), 只有 SSP-CS 的 UCS 值随侵蚀时间的增加而增加, CS 与 A-SSP-CS 的 UCS 值均随养护时间的增加而减小; 且各侵蚀环境下 UCS 值关系均为 $CS > A-SSP-CS > SSP-CS$ 。这说明 CS 和 A-SSP-CS 固化土在海水环境下存在劣化效应。蒸馏水环境下各类固化土的强度增长速率大小为 $SSP-CS > A-SSP-CS > CS$, 从而验证了掺入钢渣粉后, 固化土后期强度增长较快的结论。在水化 148 d 时 (标准养护 28 d, 水中养护 120 d), SSP-CS 的强度和 A-SSP-CS 的强度很接近, 说明所掺入的激发剂对钢渣粉的强度增长只起到激发作用。钢渣粉的胶凝性与水泥仍然存在一定的差距, 水化 148 d 时, A-SSP-CS 固化土强度占水泥土强度的 80.55%。

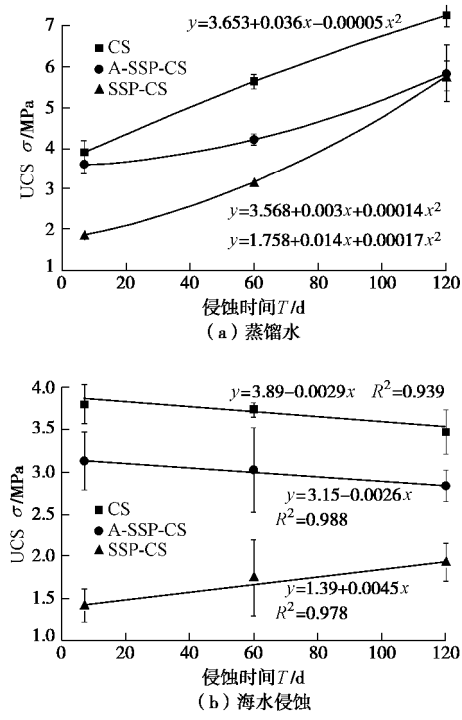


图 2 不同侵蚀环境下固化土 UCS 变化曲线

Fig. 2 UCS curves of solidified soil under different erosive conditions

CS 和 A-SSP-CS 在海水中的平均劣化速率分别为 2.96 kPa/d 和 2.57 kPa/d, 说明钢渣粉固化土在海水中的劣化速率小于水泥土在海水中的劣化速率。而 SSP-CS 在海水中的强度增长速率大于劣化速率, 强度增长曲线虽没有在蒸馏水中的曲线陡峭, 但总体呈缓

慢上升趋势, 平均增长速率为 4.51 kPa/d, 也间接说明钢渣粉对海水的侵蚀有一定的抵抗作用。但 SSP-CS 在蒸馏水中的强度增长速率为 34.65 kPa/d, 是海水侵蚀环境下的 7.68 倍, 原因为钢渣粉水化速率慢, 水化时间长, 钢渣中的 C_2S 对固化土起胶凝作用是发生在水化 60 d 之后, 此时 SSP-CS 已经在海水环境中浸泡了 30 d, 该强度缓慢增长是海水中侵蚀性离子抑制水泥土强度增长过程和促使水泥土强度降低过程的结果^[24]。海相软土地形成的固化土强度衰减过程依次为腐蚀介质抑制水泥土表面强度增长的过程和促使水泥土强度由表及里不断降低的过程, 而 SSP-CS 在海水中的强度增长机理前者所占作用较大, CS 和 A-SSP-CS 的强度衰减后者所占作用较大。

以 120 d 为例, 把各类固化土在高浓度离子溶液下侵蚀的强度与在蒸馏水溶液中养护的强度的比值记为强度劣化系数, 各类固化土的强度劣化系数见表 5。

表 5 离子侵蚀下固化土强度劣化系数

Table 5 Strength ratios of solidified soil under ion erosion			
类型	Cl ⁻	SO ₄ ²⁻	Mg ²⁺
CS	0.76	0.88	0.15
A-SSP-CS	0.85	0.76	0.30
SSP-CS	0.77	0.86	0.26

由表 5 可知, 除 SO_4^{2-} 侵蚀外, 在 Cl^- 与 Mg^{2+} 侵蚀下, A-SSP-CS 的强度劣化系数均高于 CS 和 SSP-CS 的强度劣化系数; 而 SSP-CS 与 CS 相比, 在 Cl^- 和 SO_4^{2-} 侵蚀下的强度劣化系数大致相同, 在 Mg^{2+} 侵蚀下的强度劣化系数介于 A-SSP-CS 和 CS 之间。说明钢渣做胶凝材料固化淤泥质土抗 Cl^- 和 Mg^{2+} 程度高。

将各类固化土在不同浓度、单一离子侵蚀下的试样进行无侧限抗压强度试验, 测试结果如图 3 所示。由图 3 可知, 在 Cl^- 溶液中, 各类固化土在不同浓度下, 其 UCS 值均随侵蚀时间的增加而增加, 在侵蚀 120 d 后, 高浓度下的强度值整体高于低浓度下的强度值。两种浓度下各类固化土强度关系为 $CS > A-SSP-CS > SSP-CS$ 。侵蚀时间为 7 d 时, SSP-CS 的强度远低于 CS 和 A-SSP-CS 的强度, 侵蚀 120 d 时, 其强度已经和 A-SSP-CS 的强度很接近, 但仍然有 0.38~0.50 MPa 的差距。对比图 2 可知激发剂在 Cl^- 溶液中仍然起到一定的效果。SSP-CS 在低浓度下和 A-SSP-CS 在高浓度下的 UCS 值近似线性增长, 其余曲线均随侵蚀时间的增加而逐渐变缓。与在蒸馏水溶液下养护的固化土对比可知, 低浓度 Cl^- 对 SSP-CS 影响较小, 高浓度 Cl^- 对 A-SSP-CS 影响较小。

各类固化土在 SO_4^{2-} 溶液中, 随侵蚀时间的增加, 其 UCS 值在不断增加, 但 CS 和 SSP-CS 试样的强度增长较快。在侵蚀 120 d 时, 两种浓度下 SSP-CS 的 UCS 值已经超过了 A-SSP-CS 的 UCS 值。对比图 2 (a), 说明 SO_4^{2-}

对A-SSP-CS的影响较大。因为 SO_4^{2-} 作为激发剂已经存在于A-SSP-CS中,当侵蚀溶液为 Na_2SO_4 时,相当于在胶凝材料中又添加了 SO_4^{2-} ,过量的 SO_4^{2-} 会参与二次水化反应生成钙矾石使体积发生膨胀产生微裂纹,影响A-SSP-CS的强度。虽然侵蚀溶液的浓度不同,但3类固化土在刚开始侵蚀时,在不同浓度下的UCS值很接近,侵蚀120 d后其UCS值仍然接近,说明各类固化土UCS值的变化与 SO_4^{2-} 的浓度无关,只与侵蚀离子的类型有关。其原因为:各类固化土受 SO_4^{2-} 侵蚀后,水化产物主要是钙矾石,而产生钙矾石的必要条件是需要有 Ca^{2+} 和 Al_2O_3 ,由于固化土中胶凝材料的含量是固定的,水化产生的 Ca^{2+} 和 Al_2O_3 也是一定的,因此产生的钙矾石一定。虽然侵蚀溶液浓度不同,引起的水化反应快慢不同,造成的影响仅仅是侵蚀60 d时各类固化土UCS值差距较大,最终结果是3类固化土的UCS值趋于3个固定值。但由于侵蚀溶液中 SO_4^{2-} 充足,比在蒸馏水中产生的钙矾石多,过量的钙矾石排列疏松引起膨胀造成固化土UCS值低于蒸馏水中的UCS值。

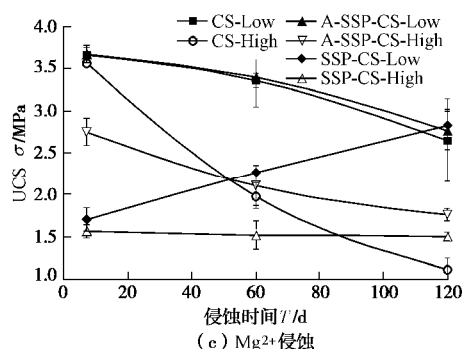
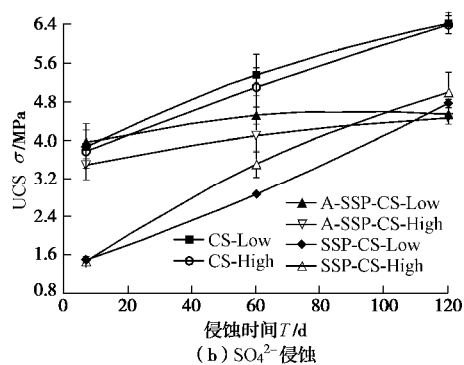
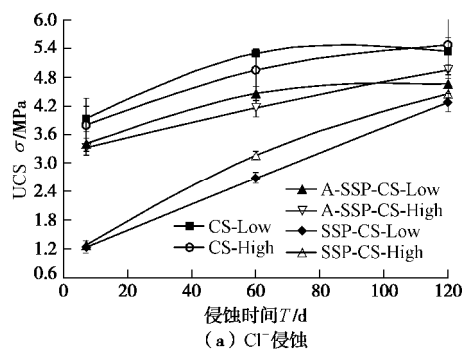


图3 不同离子对固化土强度影响

Fig. 3 Effects of different ions on strength of solidified soil

3类固化土在 Mg^{2+} 侵蚀溶液中的UCS值变化规律差异较大。除了SSP-CS在低浓度的 Mg^{2+} 溶液中UCS值呈线性增长外,其余固化土均出现不同程度的劣化,可知 Mg^{2+} 对各类固化土均具有较大的副作用。结合表5,说明CS在高浓度下的劣化程度最明显,A-SSP-CS在高浓度溶液中的劣化程度最弱。A-SSP-CS侵蚀7 d时,高浓度溶液中的UCS值远低于低浓度溶液中的UCS值,但随侵蚀时间的增加,其强度曲线斜率几乎相同,说明 Mg^{2+} 对A-SSP-CS的UCS值前7 d影响较大。

2.2 XRD 试验分析

取做完UCS试验的各类固化土试样,按要求处理完成后,采用日本理学/Max 2500PC型X射线衍射仪进行测试。将CS、A-SSP-CS和SSP-CS受海水侵蚀7 d和120 d的XRD图谱进行物质标定,结果绘于图4。

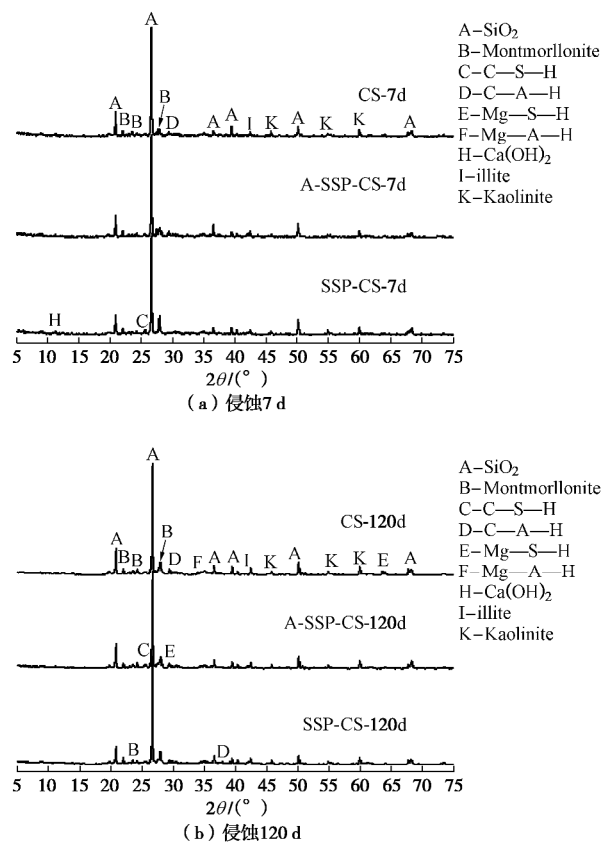


图4 海水侵蚀下各类固化土 XRD 图谱

Fig. 4 XRD patterns of various solidified soils under seawater erosion

由图4可知,固化土中含量较多的是 SiO_2 、蒙脱石和高岭石,这与淤泥质土的性质有关。在固化土中还可以检测出硅酸钙C—S—H和铝酸钙C—A—H,这两种化合物是钢渣和水泥胶凝组分的水化产物。

随着养护时间的增加,各固化土中的 SiO_2 与蒙脱石的峰值在不断降低,说明胶凝材料在水化过程中消耗掉了部分黏土颗粒中可溶解的 SiO_2 ,形成了硅酸钙凝胶,黏土颗粒中蒙脱石的减少是由于胶凝材料中的

Ca^{2+} 替换掉了黏土颗粒中的 Na^+ 和 K^+ 造成的。

对比图4(a)、(b)可知, 侵蚀初期各类固化土中 C—S—H 和 C—A—H 的峰值较强, 当侵蚀120 d后各类固化土中 C—S—H 和 C—A—H 的峰值均变弱, 且出现了 Mg—S—H 和 Mg—A—H 。可知 Mg^{2+} 在水化后期与胶凝材料中的水化物 C—A—H 和 C—S—H 发生反应替换掉了水化物中的 Ca^{2+} 。

该物质为络合物, 胶凝性极差, 故固化土强度变弱。海水侵蚀7 d时, 各类固化土在 $2\theta=10.8^\circ$ 时, 均检测出 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 的存在, 侵蚀120 d后却检测不到。这是由于 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 是水化过程的中间产物, 在前期 C_3A 、 C_3S 和 C_2S 水化释放出大量的 Ca^{2+} , 水化溶液显碱性, Ca^{2+} 被析出, 后期 Ca^{2+} 又参与了水化反应。此时的水化反应有两种类型, 第一类为胶凝材料的水化反应, 生成 C—S—H 和钙矾石; 第二类为海水中离子侵蚀参与的水化反应, 生成 Mg—S—H 、 Mg—A—H 和F's盐。

由于固化土中的 C—S—H 和 C—A—H 不断被消耗, 峰值随侵蚀时间的增加而变弱, 胶凝材料对黏土颗粒的黏结性就变弱, 反应出来的宏观现象为: 离子侵蚀环境下的固化土的 UCS 值比蒸馏水环境下的 UCS 值小。因此可以看出 UCS 值的增加与固化土中的 C—S—H 和 C—A—H 含量成正相关。

由于X射线所衍射出来的波峰是晶相波峰, 晶相越纯、晶体含量越多, 峰值就越高; 而F's盐晶相不明显, 因此在固化土衍射图谱中未能检测出F's盐的存在, 但是当只有胶凝材料时, 海水离子侵蚀反应后的XRD图谱可以检测出F's盐的存在, 如图5(a)所示。也可借助SEM试验来检测F's盐的存在。

将各类胶凝材料在单一离子侵蚀后的XRD图谱绘于图5。由图5(a)可知, SSP-CS的特征峰较少, 说明其水化产物种类较少。在 2θ 为 10.2° 和 41.5° 位置处, CS和A-SSP-CS试样中均检测出了 AF_t , 而SSP-CS只在 $2\theta=41.5^\circ$ 位置处检测到微弱的峰值, 说明 Cl^- 并不影响 AF_t 的存在。图中 AF_t 在胶凝材料侵蚀7 d时的含量对比关系为: $\text{CS} > \text{A-SSP-CS} > \text{SSP-CS}$ 。3类胶凝材料中, CS在 $2\theta=11.8^\circ$ 位置处, A-SSP-CS和SSP-CS在 $2\theta=42.2^\circ$ 位置处检测出了F's盐的存在, 并且纯水泥中有较多的 CaCl_2 。说明3类胶凝材料受 Cl^- 侵蚀后均生成了F's盐和 CaCl_2 。水泥中的F's盐含量高于钢渣+水泥中的含量, 这与胶凝材料的水化程度有关。水化程度高的胶凝材料生成的 C—S—H 和 C—A—H 就多, 且水泥中的 C_3A 含量多于钢渣+水泥中的 C_3A 的含量, F's盐的生成主要是 C—A—H 的转化, 因此检测水泥中的F's盐含量高。由于F's盐无胶凝性^[25], C—A—H 转化生成的F's盐含量越多, 其强度改变量越大。 C—S—H 主要对 Cl^- 起吸附作用^[26], 由于 C—S—H 对 Cl^-

的吸附是物理变化, 不会改变物质类型, 因此不会对强度造成较大影响。

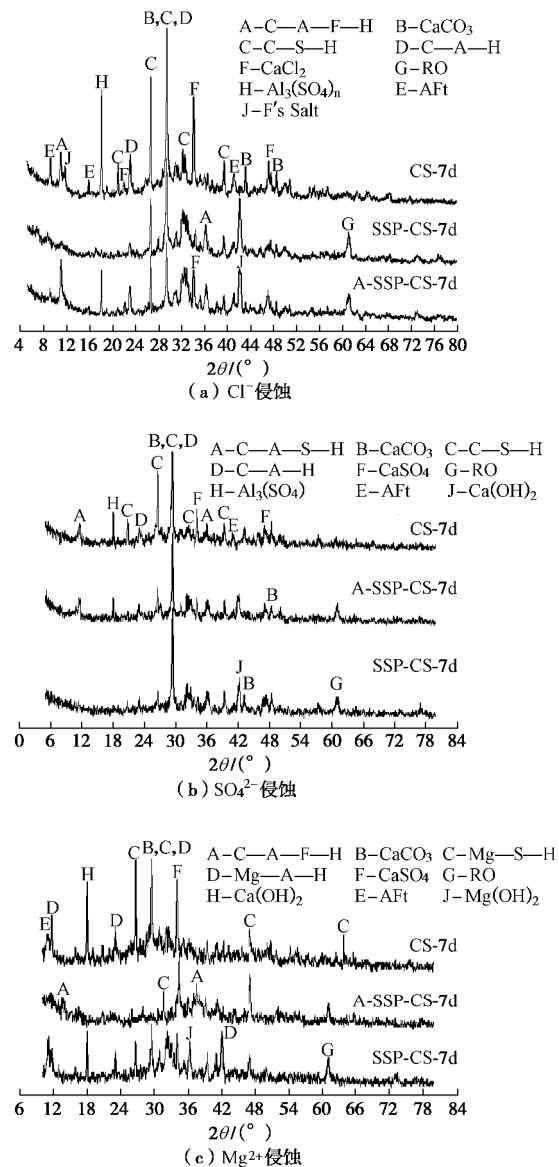


图5 单一离子侵蚀胶凝材料 XRD 图谱

Fig. 5 XRD patterns of single-ion erosive cementitious materials

由图5(b)可知, 受 SO_4^{2-} 侵蚀后钢渣中的RO相仍没有发生改变, 说明 SO_4^{2-} 对钢渣中的RO相无影响。CS和A-SSP-CS在 $2\theta=18^\circ$ 时均含有硫铝酸钙水化物, 并且 $2\theta=34^\circ$ 均含有 CaSO_4 , 是由于胶凝材料中 C_3S 、 C_2S 水化释放的 Ca^{2+} 直接与侵蚀溶液中 SO_4^{2-} 反应生成 CaSO_4 , 胶凝材料中的 Al_2O_3 与 SO_4^{2-} 反应生成 $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_n \cdot x\text{H}_2\text{O}$ 。侵蚀7 d时, 由于生成了大量的 CaSO_4 而使得 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 含量减少, 因此未生成 C_4AH_9 或 C_2AH_8 。但由于生成 CaSO_4 , 体积会膨胀1.5~2倍, 生成 $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_n \cdot x\text{H}_2\text{O}$ 体积会膨胀1.5~3.0倍, 固化土试样在侵蚀初期, A-SSP-CS和SSP-CS中孔隙较多, 膨胀的物质会填充孔隙, 因此试样在离子侵蚀环境下的 UCS 值会比在蒸馏水中的 UCS 值大。CS试样由于水泥

细度小,形成的固化土孔隙小,一旦 $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_n \cdot x\text{H}_2\text{O}$ 发生膨胀将直接影响试样内部应力,产生微裂纹降低试样的UCS值。

受 Mg^{2+} 侵蚀后,CS、A-SSP-CS和SSP-CS的XRD衍射峰变化差异较大,在蒸馏水中检测到的C—S—H和C—A—S不复存在,取而代之的是 Mg—S—H 和 Mg—A—H ,3种胶凝材料中均检测到了 $\text{Mg}(\text{OH})_2$,并且3种胶凝材料中只有SSP-CS中检测出 $\text{Ca}(\text{OH})_2$,说明钢渣做胶凝材料在 Mg^{2+} 溶液中仍可继续水化。 $\text{Mg}(\text{OH})_2$ 的溶解性很小,产生沉淀会消耗 OH^- ,这种转化使液相中石灰浓度降低,这是为了保持溶液中 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 的平衡,致使C—S—H不断分解。CS中的 Mg—S—H 含量较多,而A-SSP-CS中的C—A—F—H含量较多,C—A—F—H是铁铝酸二钙(C_2AF)、铁铝酸四钙(C_4AF)的水化产物,不与 Mg^{2+} 发生反应,具有一定的抗侵蚀性。而 Mg—S—H 没有胶凝性,因此从生成物方面很好的解释了水泥土UCS值在 Mg^{2+} 溶液中侵蚀时下降最快的现象。

2.3 SEM 试验分析

把做完UCS试验的各类固化土试样放在扫描电子显微镜下进行观测实验。以在蒸馏水和海水溶液中侵蚀120 d为例,扫描完成的CS固化土和A-SSP-CS固化土图像如图6、图7所示(左侧为CS,右侧A-SSP-CS)。

由图6可知蒸馏水环境中CS固化土与A-SSP-CS固化土颗粒排列紧密,黏土颗粒表面被胶凝材料所包裹,固化土整体化程度高。胶凝材料水化充分,基本看不到大孔隙,并且在水中养护120 d时,A-SSP-CS固化土与CS固化土相比小孔隙含量相当,大孔隙相比较多,是其UCS值比CS固化土UCS值低的原因之一。另一个原因由表2可知,水泥中 CaO 、 SiO_2 和 A_2O_3 的含量远高于钢渣中这几种物质的含量,因此其胶凝性也远高于钢渣,所以120 d时A-SSP-CS比CS固化土强度低。

对比固化土在 Cl^- 、 SO_4^{2-} 和 Mg^{2+} 溶液中侵蚀后的SEM图可知,CS固化土在不同离子侵蚀下的SEM图相差较大, SO_4^{2-} 侵蚀下颗粒排列程度与蒸馏水中的排列程度相当,但黏土颗粒较大,在 Cl^- 和 Mg^{2+} 中的试样颗粒排列疏松,黏土颗粒较大,水化程度低。在3种离子侵蚀下CS固化土的UCS值在后期均下降。A-SSP-CS固化土在3种离子侵蚀下的颗粒排列程度与蒸馏水条件下排列程度相当,但黏土颗粒较大,小孔隙量不变,大孔隙量增多,使得离子侵蚀下固化土的UCS值有所下降,但结合表5可知,A-SSP-CS的强度劣化系数大于CS的强度劣化系数也与内部孔隙率有关。

由图7可知,将扫描倍率提高到8000倍后,可清晰

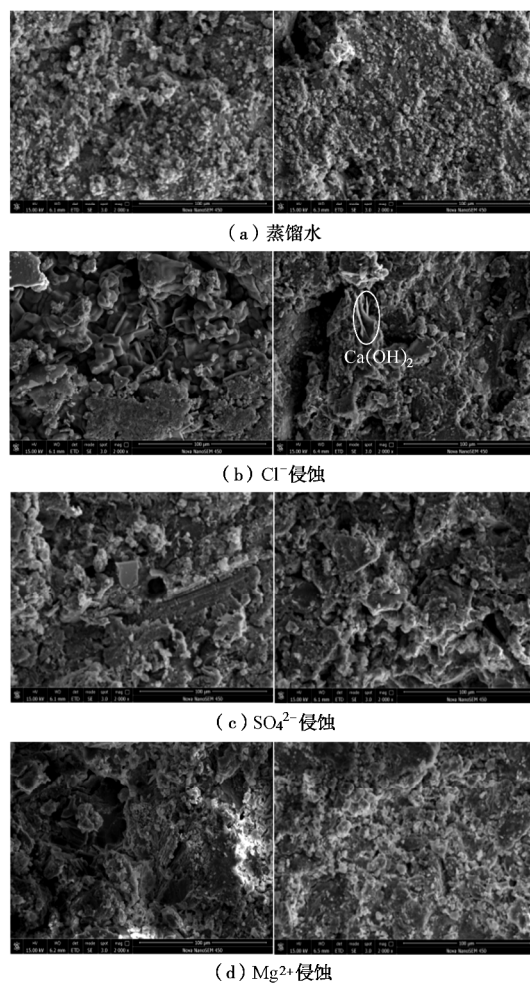


图6 2000倍率下固化土受离子侵蚀SEM图

Fig. 6 SEM images of solidified soil under ionized erosion at 2000 times

看到胶凝材料的生成物状况。在蒸馏水养护下固化土中胶凝材料水化充分,水化物种丰富,晶型生长良好,可清晰看到无定型的网状物质,其中含有大量的Si、Al、Ca、O元素,少量的Mg、S元素,经EDS分析可知无定型的网状物质为C—A—H和C—S—H。六方片状物质是 $\text{Ca}(\text{OH})_2$,短柱状或针状的是 AF_i 。图片中A-SSP-CS固化土中的 AF_i 含量比CS中的含量高,原因是生成 AF_i 需要有石膏和 C_3A 的水化物来提供原料,但生成石膏需要有 SO_4^{2-} ,A-SSP-CS有 Na_2SO_4 做激发剂,因此固化土中生成的石膏多,则生成的 AF_i 含量也高。受 Cl^- 侵蚀后CS固化土和A-SSP-CS固化土均被熔融状F's盐所覆盖,但CS固化土中F's盐的覆盖率远大于A-SSP-CS固化土。当受到 SO_4^{2-} 侵蚀后固化土中 AF_i 含量会增多,并且针状的 AF_i 会不断生长,逐渐向单个棒状、整体簇状发展。向簇状发展后,簇与簇之间孔隙率较大,使得固化土发生膨胀,内部应力增加,强度降低。受 Mg^{2+} 侵蚀后,CS固化土中络合物含量多于A-SSP-CS固化土,且可以看到大量的球型颗

粒, 使得胶凝材料与黏土颗粒黏结力严重降低, 强度下降较快。

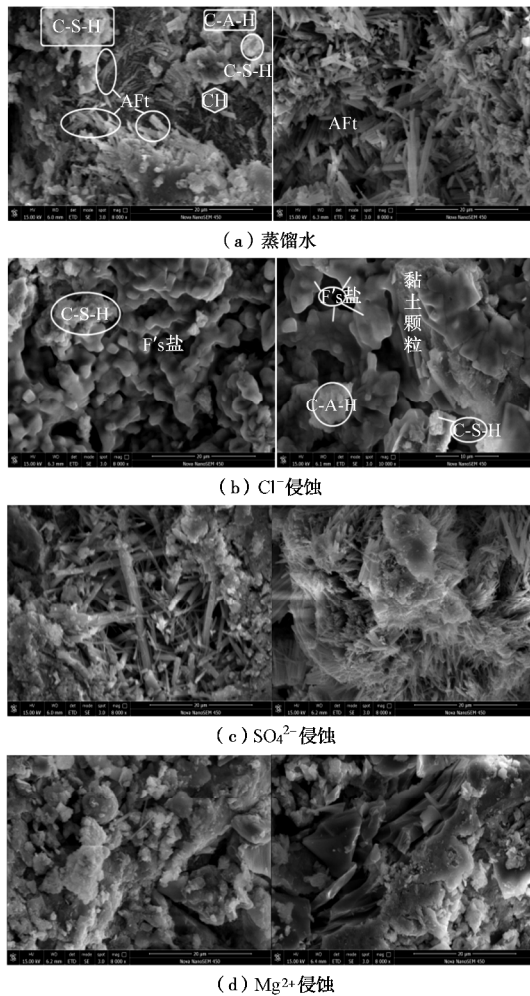


图 7 8000 倍率下固化土受离子侵蚀 SEM 图

Fig. 7 SEM images of solidified soil subjected to ion erosion at 8000 times

3 结 论

本文采用试验研究与理论分析相结合的方式, 开展了海水侵蚀钢渣粉+水泥固化土的劣化效果问题研究, 结合实验数据, 主要得到以下3点结论。

(1) 海水侵蚀环境下, SSP-CS固化土的UCS值随侵蚀时间的增加而增加, 而水泥土却出现劣化现象, 钢渣比水泥固化土抗海水侵蚀能力强。单一离子侵蚀溶液中, 离子对固化土的劣化作用对比关系为 $Mg^{2+} > Cl^- > SO_4^{2-}$ 。 SO_4^{2-} 对CS的侵蚀发生在早期, 对A-SSP-CS和SSP-CS的侵蚀发生在后期; Cl^- 对CS和A-SSP-CS的劣化作用发生整个侵蚀时期, 对SSP-CS的劣化作用发生在后期; Mg^{2+} 对3种固化土的劣化均发生在后期。

(2) 固化土UCS值的增加与土中的C—S—H和C—A—H含量成正相关。随侵蚀龄期的增加, 各类固化土中的C—A—H、C—S—H不断向F's盐、Mg—A—H、

Mg—S—H转化。由于F's盐无胶凝性, Mg—A—H、Mg—S—H络合物使孔隙变大, 钙矾石、钙硅石和石膏改变了固化土的内部应力使固化土出现劣化。钢渣比水泥抗侵蚀效果好是由于钢渣中存在较多的 C_2AF 、 C_4AF 和RO相等。

(3) 海水侵蚀下各类固化土的颗粒粗大, 试样内部孔隙较多, 排列疏松。水化物的结晶多排列在黏土颗粒的棱角处, 各固化土被蜡状F's盐所包裹, 阻碍了水化进程。 $Mg(OH)_2$ 沉淀的生成降低了水化溶液的pH值, 促使水化硅酸钙发生分解, 使固化土孔隙变大。

参考文献:

- [1] 杨俊杰, 孙涛, 张玥寰, 等. 腐蚀性场地形成的水泥土的劣化研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(1): 130 - 138. (YANG Jun-jie, SUN Tao, ZHANG Yue-chen, et al. Deterioration of soil cement stabilized in corrosive site[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(1): 130 - 138. (in Chinese))
- [2] 柳志平. 海水侵蚀环境下水泥土的力学性质试验研究及耐久性分析[D]. 武汉: 武汉大学, 2013: 1 - 92. (LIU Zhi-ping. Laboratory test of mechanical properties of cemented soil under brine corrosion environment and durability[D]. Wuhan: Wuhan University, 2013: 1 - 92. (in Chinese))
- [3] 陈四利, 史建军, 于涛. 冻融循环对水泥土力学特性的影响[J]. 应用基础与工程科学学报, 2014, **22**(2): 343 - 349. (CHEN Si-li, SHI Jian-jun, YU Tao. Effect of freezing and thawing cycle on mechanical properties of cement soil[J]. Journal of Basic Science and Engineering, 2014, **22**(2): 343 - 349. (in Chinese))
- [4] CRAIG B L, MOHAMMED Al-Mala Yousif, JAMSHIDI R J. Examining freezethaw effects on performance and morphology of a lightly cemented soil[J]. Cold Regions Science and Technology, 2017, **134**(1): 33 - 44.
- [5] ALAIN L K, GUIMOND-BARRETT A, PHILIPPE R, et al. Influence of drying on the stiffness and strength of Cement-Stabilized soils[J]. Geotech Geol Eng, 2017, **1**(9): 1 - 12.
- [6] JABAR M R, MICHAEL P B, GURMEL S G. Consideration of the deterioration of stabilised subgrade soils in analytical road pavement design [J]. Transportation Geotechnics, 2016, **9**(1): 96 - 109.
- [7] WEN H, RAMME B. Performance evaluation of asphalt pavement with fly ash stabilized FDR base: a case study [J]. Airfield and Highway Pavements, 2008, **329**(1): 423 - 433.
- [8] YANG Jun-jie, YAN Nan, LIU Qiang, et al. Laboratory test on

- long-term deterioration of cement soil in seawater environment[J]. Transactions of Tianjin University, 2016, **22**(2): 132 – 138.
- [9] XING H-f, YANG X-m, XU C, et al. Strength characteristics and mechanisms of salt-rich soil-cement[J]. Engineering Geology, 2009, **103**(1): 22 – 38.
- [10] LI Qiang, CHEN Jie, SHI Qian. Macroscopic and microscopic mechanisms of cement stabilized soft clay mixed with seawater by adding ultrafine silica FUME[J]. Advances in Materials Science and Engineering, 2014, **1**(9): 1 – 13.
- [11] 徐超, 郭宏峰, 杨晓明, 等. 普硅水泥和矿渣水泥加固滨海软土效果对比分析[J]. 岩土力学, 2009, **30**(9): 2737 – 2740. (XU Chao, GUO Hong-feng, YANG Xiao-ming, et al. Comparison analyses of the effects of marine soft soil improved by portland cement and slag cement[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(9): 2737 – 2740. (in Chinese))
- [12] SHALABI F I, IBRAHIM M A, QASRAWI H Y. Effect of by-product steel slag on the engineering properties of clay soils[J]. Journal of King SAUD University-Engineering Sciences, 2016, **9**(4): 1 – 6.
- [13] ASHANGO A A, PATRA N R, ASCE M. Behavior of expansive soil treated with steel slag, ricehusk ash, and LIME[J]. American Society of Civil Engineers, 2016, **28**(7): 1 – 5.
- [14] NABESHIMA Yasuyuki. Soil improvement of tsunami sediment soil by steel slug and concrete sludge[J]. Japanese Geotechnical Society Special Publication. 2016, **2**: 1884 – 1887.
- [15] WU Y-k, HU X-s, HU R, et al. Study on the application of an activator for steel slag powder-cement in muddy soil[J]. European Journal of Environmental & Civil Engineering, 2017(7): 1 – 13.
- [16] 吴燕开, 胡晓士, 胡锐, 等. 烧碱激发钢渣粉在淤泥质土中的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(12): 2187 – 2194. (WU Yan-kai, HU Xiao-shi, HU Rui, et al. Experimental study on caustic soda-activated steel slag powder in muddy soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(12): 2187 – 2194. (in Chinese))
- [17] CREISELER J. Use of steelworks slag in Europe[J]. Waste Management, 1996, **16**(1): 59 – 63.
- [18] 张朝晖, 廖杰龙, 巨建涛, 等. 钢渣处理工艺与国内外钢渣利用技术[J]. 钢铁研究学报, 2013, **25**(7): 165 – 171. (ZHANG Zhao-hui, LIAO Jie-long, JU Jian-tao, DANG Yao-jun. Treatment process and utilization technology of steel slag in China and abroad[J]. Journal of Iron and Steel Research, 2013, **25**(7): 165 – 171. (in Chinese))
- [19] MOTZ H, GEISELER J. Products of steel slags an opportunity to save natural resources[J]. Waste Management, 2001, **21**(3): 285 – 293.
- [20] SHI C. Steel Slag-Its production, processing, characteristics, and cementitious properties[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2004, **16**(3): 230 – 236.
- [21] 宋跃飞. 集成膜法海水淡化过程中纳滤-反渗透膜面结垢趋势预测及防垢研究[D]. 青岛: 中国海洋大学, 2013. (SONG Yue-fei. Investigation on higher NF permeate recovery and scaling potential prediction in NF-RO integrated membrane operation[D]. Qingdao: Ocean University of China, 2013. (in Chinese))
- [22] WU Y K, HU X S, HU R, et al. Study on the application of an activator for steel slag powder-cement in muddy soil[J]. European Journal of Environmental & Civil Engineering, 2017. DOI: 10.1080/19648189.2017.1357872.
- [23] SL237—1999 土工试验规程[S]. 1999. (SL237—1999 Geotechnical test procedure[S]. 1999. (in Chinese))
- [24] 闫楠, 杨俊杰, 刘强, 等. 海水环境下水泥土强度衰减过程室内试验研究[J]. 土木工程学报, 2017, **50**(11): 115 – 124. (YAN Nan, YANG Jun-jie, LIU Qiang, et al. Laboratory test on strength deterioration process of soil cement in seawater environment[J]. China Civil Engineering Journal, 2017, **50**(11): 115 – 124. (in Chinese))
- [25] 邢皓枫, 徐超, 叶观宝, 等. 可溶盐离子对高含盐水泥土强度影响的机理分析[J]. 中国公路学, 2008, **21**(6): 26 – 31. (XING Hao-feng, XU Chao, YE Guan-bao, et al. Mechanism analysis of influence of soluble salt ions on strength of salt-rich cement-soil[J]. China Journal of Highway and Transport, 2008, **21**(6): 26 – 31. (in Chinese))
- [26] 王春梅, 吕秀玲, 张彩文. C—S—H 表面上吸附态 Cl^- 离子的分布特点[J]. 河北理工学院学报, 2006(1): 85 – 89. (WANG Chun-mei, LÜ Xiu-ling, ZHANG Cai-wen. Distribution characteristics of adsorbed Cl^- ions on the surface of C—S—H[J]. Journal of Hebei Institute of Technology, 2006(1): 85 – 89. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201906005

基于非线性 M-C 准则的深埋土质隧道三维塌落破坏上限分析

于 丽^{1, 2}, 吕 城^{1, 2}, 王明年^{*1, 2}

(1. 西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031; 2. 西南交通大学交通隧道工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031)

摘 要: 围岩条件较差时, 深埋土质隧道在隧道开挖过程中容易发生塌方, 准确预测深埋土质隧道塌方土体的范围极其重要, 目前能预测深埋土质隧道塌落范围的理论研究不够成熟。为了提前预测土质隧道围岩顶部塌落体的范围, 基于非线性 Mohr-Coulomb 准则和极限分析上限法, 推导出深埋土质隧道在三维破坏机制下塌落体的上限表达式, 得到了深埋土质隧道塌落体范围的精确解。通过数值软件 Matlab 绘制出了塌落体的三维形状, 研究了各参数对深埋隧道塌落体形状的影响, 并与既有研究进行对比分析, 研究结果表明: 土体中各参数、隧道顶部圆弧的半径和支护力对深埋土质隧道塌落体的范围影响比较大; 基于非线性 Mohr-Coulomb 准则下深埋土质隧道塌落体的上限分析可以求解出有、无支护力条件下塌落体的高度和宽度, 求解合理、可靠, 并能给出防止深埋土质隧道塌方发生的支护力大小, 可为隧道工程设计提供理论依据。

关键词: 非线性破坏准则; 上限分析; 三维破坏机制; 土质隧道; 塌落体

中图分类号: U459

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-1023-08

作者简介: 于 丽(1978—), 女, 辽宁大连人, 副教授, 博士, 主要从事隧道及地下工程研究。E-mail: 22643123@qq.com。

Three-dimensional upper bound limit analysis of deep soil tunnels based on nonlinear Mohr-Coulomb criterion

YU Li^{1, 2}, LÜ Cheng^{1, 2}, WANG Ming-nian^{1, 2}

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China; 2. Key Laboratory of Traffic Tunnel

Engineering, Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: When the surrounding rock conditions are poor, the buried earth tunnel is prone to collapse during the tunnel excavation process. It is extremely important to accurately predict the extent of the collapsed soil in the deep buried soil tunnel. The theoretical study to predict the collapse range of the deep-buried soil tunnel is not mature enough. In order to predict the extent of the collapse of the surrounding rock of the soil tunnel in advance, based on the nonlinear Mohr-Coulomb criterion and the limit analysis upper bound method, the upper limit expression for the collapse block of the deep-buried soil tunnel under the three-dimensional failure mechanism is derived, and the exact solution to the extent of the tunnel collapse is obtained. The three-dimensional shape of the collapsed body is drawn by the numerical software Matlab. The influences of various parameters on the shape of the buried tunnel collapse are studied and compared with the existing researches. The results show that the parameters in the soil, the radius of the top arc of the tunnel and the supporting pressure have a great influence on the range of the collapse block. Based on the nonlinear Mohr-Coulomb criterion, the upper bound analysis of the buried earth tunnel collapse block can solve the height and width of the collapsed body with and without support force, and the solution is reasonable and reliable. The proposed method can also give the support force to prevent the collapse of deep-buried soil tunnels, which can provide a theoretical basis for the engineering design of tunnels.

Key words: nonlinear failure criterion; upper bound analysis; three-dimensional failure mechanism; soil tunnel; collapse block

0 引 言

随着经济建设的需要, 不可避免地修建了大量的土质隧道, 深埋土质隧道围岩条件较差时容易发生土体塌方。对于土质隧道的破坏模式主要分为 4 种^[1]:

基金项目: 中国铁路总公司科技研究开发计划课题 (2017G007-G-2); 四川省科技计划项目 (2018JY0566)

收稿日期: 2018-09-06

*通讯作者 (E-mail: 19910622@163.com)

①局部掉块；②塌穿型破坏；③散体结构崩溃破坏；④规整的塌落拱破坏。对于深埋土质隧道一般是发生塌落拱破坏，目前国内外对于深埋隧道土质塌方机制的理论研究尚不够成熟。扈世民等^[1]结合现场调研，通过离散元软件 PFC^{2D} 模拟了黄土隧道围岩破坏的演变过程，得到了深埋隧道稳态塌落拱的形状。Atkinson 等^[2]通过极限分析上、下限定理和模型试验研究了无黏性土质隧道的稳定性，基于一系列模型试验中隧道围岩的变形特征，构建了无黏性土质隧道的楔形破坏机制，圆形隧道顶部围岩形成了一个向下滑落的楔形塌落体，但构建的上限破坏机制过于简单尚不能得到最优意义的上限解；Mollon 等^[3]利用空间离散技术建立了隧道开挖面的三维破坏机制，该破坏机制能够精确地反映实际工程中隧道的破坏情况，但空间离散技术过于复杂难以实现。Fraldi 等^[4-5]基于 Hoek-Brown 破坏准则构建了一种曲线形破坏机制，通过理论分析得到了各种断面形式的隧道顶部围岩上限意义下的塌落面方程，得到了上限意义下的深埋隧道塌落范围，黄阜^[6]在 Fraldi 等^[4-5]研究的基础上构建了圆形和矩形隧道三维破坏机制研究了深浅埋隧道的塌方，没有考虑支护力对塌落体的影响，且 Hoek-Brown 破坏准则发展时间不长，参数在现实中难以确定。Hoek-Brown 破坏准则适用于岩质基础隧道而不适用于土质隧道，对于土质隧道只有选择合理的破坏准则才能得到更好的精确解。

根据工程实际和大量的试验证明，岩土材料的破坏包络线并不是简单的线性，大多数破坏包络线是非线性的，线性只是其中的一种。Zhang^[7]首次将幂函数非线性破坏准则引入进行岩土工程相关问题的分析，此后基于非线性破坏准则的应用成为工程问题研究的热点。Maksimovic^[8]、Li^[9]、Jiang 等^[10]做了很多的研究。Hoek-Brown 破坏准则适合于岩石基础的工程问题，对于岩土材料更适合用非线性 Mohr-Coulomb 破坏准则研究相关的工程问题。本文将采用非线性 Mohr-Coulomb 准则基于上限法分析深埋土质隧道的三维破坏机制，研究不同参数对深埋隧道塌方的影响，得到上限意义下深埋隧道塌方宽度和高度的精确解及防止深埋土质隧道顶部围岩发生塌方的支护力的大小；将得到的塌落体的高度、宽度与 Fraldi 等^[4-5]的研究进行对比，验证了基于上限分析的非线性 Mohr-Coulomb 准则下深埋土质隧道三维塌落机制的合理性。

1 极限分析上限定理简介

根据极限分析上限定理可表述为^[11]：在任意的运动许可的塑性应变率场 $\dot{\epsilon}_i^*$ 和速度场 v_i^* 中，荷载 F_i 和

Y_i 都大于或等于真实的极限荷载，且由虚功率方程确定：

$$\int_s F_i v_i^* ds + \int_A Y_i v_i^* dA = \int_A s_{ij} \dot{\epsilon}_{ij}^* dA, \quad (1)$$

式中， A 为塑性区， Y_i 为作用在研究对象的体力， F_i 为作用在研究对象上的面力， s_{ij} 为运动许可速度场中的应力。

根据极限分析定理的应用条件，对研究的土体材料和速度场作如下假设^[12]：①土体材料没有应变软化、应变硬化特性，即为理想的塑性；②屈服面呈凸形，塑性应变率可以通过流动法则由屈服函数导出；③机动速度场中的塌落体是刚性体，忽略极限荷载下产生的几何变形，可采用虚功原理；④整个机构服从刚塑性理论，即不发生机构内部几何变形。

2 深埋土质隧道塌落面上限分析

2.1 非线性 Mohr-Coulomb 准则

非线性 Mohr-Coulomb 准则是用来描述岩土屈服材料屈服时主应力和切应力之间的非线性关系，由于其表达形式简单，物理意义明确，被广泛应用在各类岩土工程问题中^[13-15]。非线性 Mohr-Coulomb 准则的表达式如下：

$$t_n = C_0 \left(1 + \frac{s_n}{s_t} \right)^{1/m} \quad (m \in (1, +\infty), s_t \geq 0, C_0 \geq 0) \quad (2)$$

式中 s_n 、 t_n 为正应力和剪应力； C_0 为初始黏聚力； s_t 为轴向拉应力； m 为非线性系数，上述参数均可由三轴实验得出，当 $m=1$ 时为线性 Mohr-Coulomb 准则见下式：

$$t_n = c + c \cdot \frac{s_n}{s_t} = c + s_n \tan j \quad (3)$$

材料服从相关流动法则，即塑性势面与屈服面重合，因此塑性势函数为 W ：

$$W = t_n - C_0 \left(1 + \frac{s_n}{s_t} \right)^{1/m} \quad (4)$$

根据流动法则，塑性应变增量与塑性势函数的应力梯度成正比：

$$\left. \begin{aligned} \dot{\epsilon}_n &= l \frac{\partial W}{\partial s_n} = -\frac{1}{m} \frac{C_0}{s_t} \left(1 + \frac{s_n}{s_t} \right)^{\frac{1-m}{m}}, \\ \dot{\epsilon}_t &= l \frac{\partial W}{\partial t_n} = l, \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中， l 是塑性乘数。

2.2 深埋土质隧道三维破坏机制

参考 Fraldi 等^[4-5]和 Yang 等^[16]的研究，构建深埋土质隧道三维破坏机制如图 1 所示，隧道断面几何参数根据银西高铁驿马一号隧道设计图选取，图 1 中塌

落体的高度为 h , 宽度的一半为 L , v 为塌落体在机动速度场中的速率, 假设塌落体边界线速度间断线的方程为 $f(x)$, 从而在 XOZ 面上形成了一个二维拱形塌落面; 然后令曲线 $f(x)$ 在空间上绕 Z 轴旋转一周, 得到了一个关于 Z 轴对称的三维塌落体, 这个塌落体和它周围的岩体构成了深埋隧道的三维机动速度场。为了分析拱形结构对隧道顶部围岩塌落范围的影响, 由于球体的拱形结构与圆柱体形隧道的拱形结构基本一致, 本文将深埋土质隧道顶部围岩的圆柱体简化成球体进行计算^[6]。

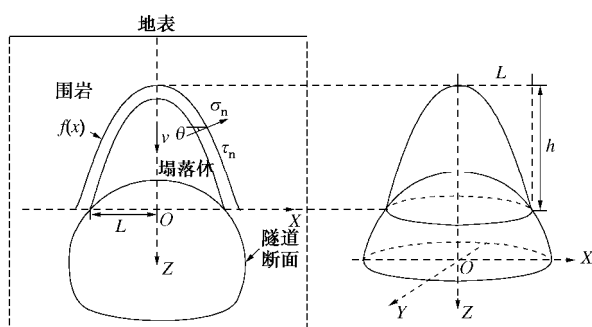


图 1 深埋土质隧道顶部围岩塌落体三维破坏模式图

Fig. 1 Three-dimensional failure mode of surrounding rock mass

collapse at top of deep-buried soil tunnel

由图 1 可知, $\cot q = f'(x)$, 所以可以得到:

$$\sin q = \frac{1}{\sqrt{1+f'(x)^2}} \quad , \quad (6)$$

$$\cos q = \frac{f'(x)}{\sqrt{1 + f'(x)^2}} \quad , \quad (7)$$

$$\mathcal{E}_n = \frac{v}{d} \sin q \quad , \quad (8)$$

$$\frac{g}{g_n} = -\frac{v}{d} \cos q \quad (9)$$

将式(6)代入式(8),式(8)代入式(9)可得

$$\left. \begin{aligned} \mathcal{E}_{\text{n}} &= \frac{v}{d\sqrt{1+f'(x)^2}}, \\ \mathcal{G}_{\text{n}} &= -\frac{f'(x) \cdot v}{d\sqrt{1+f'(x)^2}}, \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

式中, d 为塌落体和围岩间分离的厚度, v 为机动速度场中的速率。将式 (5) 代入式 (10) 可得

$$S_n = S_t \left(\frac{m S_t}{f'(x) C_0} \right)^{\frac{m}{1-m}} - S_t \quad \circ \quad (11)$$

2.3 基于非线性 Mohr-Coulomb 准则下深埋土质隧道 能耗计算

根据相关关联流动法则,塑性势面与屈服面一致且塑性应变增量与塑性势的应力梯度成正比^[6]。由极限分析上限定理可以得到,三维塌落体外表面上任意一

点的耗散功率表达式为

$$D = (s_n \mathbf{e}_n + t_n \mathbf{e}_n) \cdot d$$

$$= \frac{-s_t + s_t^{\frac{1}{1-m}} C_0^{\frac{m}{m-1}} \left(\frac{1}{m} \right)^{\frac{m}{m-1}} (1-m) f'(x)^{\frac{m}{m-1}}}{\sqrt{1 + f'(x)^2}} v \quad . \quad (12)$$

而塌落体侧面的面积 S 可以按照旋转体侧面积的计算公式得到:

$$S = 2\pi \int_0^L x \sqrt{1 + f'(x)^2} dx \quad (13)$$

于是将式(12)沿着整个塌落体侧面积分可以得到塌落体表面上由切向应力和法向应力产生的耗散功率:

$$P_D = 2\pi \int_0^L \left[-s_t + s_t^{\frac{1}{1-m}} C_0^{\frac{m}{m-1}} \left(\frac{1}{m} \right)^{\frac{m}{m-1}} (1-m) f'(x)^{\frac{m}{m-1}} \right] x v dx. \quad (14)$$

曲线 $f(x)$ 绕 Z 轴旋转的旋转体被球体截得的空间几何体的体积可由下式计算:

$$V = \int_L^0 \pi x^2 f'(x) dx - \left[\frac{2}{3} \pi R^3 - \pi L^2 \sqrt{R^2 - L^2} - \frac{2}{3} \pi (R^2 - L^2)^{\frac{3}{2}} \right], \quad (15)$$

式中, R 为隧道顶部的圆弧半径, L 为塌落体的底面半径。因此, 重力在塌落体上做功而产生的功率为

$$P_g = g \int_L^0 \pi x^2 f'(x) v dx - g \cdot \left[\frac{2}{3} \pi R^3 - \pi L^2 \sqrt{R^2 - L^2} - \frac{2}{3} \pi (R^2 - L^2)^{\frac{3}{2}} \right] v \quad , \quad (16)$$

式中, g 为土体的重度。

隧道围岩顶部支护力 q 的功率为

$$P_a = qv \cos \pi \cdot 2\pi R \cdot (R - \sqrt{R^2 - L^2}) \quad \text{。} \quad (17)$$

为了求出极限状态下构成塌落体的曲面方程的解析表达式, 这里用耗散功率和外力功率之差构建了一个包含曲线 $f(x)$ 方程的目标函数 z ^[16]:

$$Z[f(x), f'(x), x] = P_D - P_g - P_a \quad \circ \quad (18)$$

将 P_D 和 P_g 的表达式代入式 (18) 可得

$$\begin{aligned} z &= 2\pi \int_0^L \left[\left\{ -S_t + S_t^{\frac{1}{1-m}} C_0^{\frac{m}{m-1}} \left(\frac{1}{m} \right)^{\frac{m}{m-1}} (1-m) f'(x)^{\frac{m}{m-1}} \right\} \right. \\ &\quad \left. x + \frac{g}{2} x^2 f'(x) \right\} v dx + g \left[\frac{2}{3} \pi R^3 - \pi L^2 \sqrt{R^2 - L^2} - \frac{2}{3} \pi (R^2 - L^2)^{\frac{3}{2}} \right] \\ &\quad v - qv \cos \pi \cdot 2\pi R \cdot (R - \sqrt{R^2 - L^2}) \\ &= 2\pi \int_0^L y [f(x), f'(x), x] v dx + g \left[\frac{2}{3} \pi R^3 - \pi L^2 \sqrt{R^2 - L^2} - \right. \\ &\quad \left. \frac{2}{3} \pi (R^2 - L^2)^{\frac{3}{2}} \right] v - qv \cos \pi \cdot 2\pi R \cdot (R - \sqrt{R^2 - L^2}) \quad , \quad (19) \end{aligned}$$

式中, $y[f(x), f'(x), x]$ 的具体表达式如下:

$$y[f(x), f'(x), x] = \left[-s_t + s_t \frac{1}{1-m} C_0^{\frac{m}{m-1}} \left(\frac{1}{m} \right)^{\frac{m}{m-1}} (1-m) [f'(x)]^{\frac{m}{m-1}} \right] x + \frac{g}{2} x^2 f'(x) \quad (20)$$

从式(19)中可以看出, z 的极值完全由 ψ 决定, ψ 中的自变量 $f(x)$ 本身也是一个函数, 且 ψ 是一个泛函, 因此可以根据变分法原理^[17]求出泛函 ψ 对应的欧拉方程, 将泛函的极值问题转化成求解欧拉方程在满足边界条件下的定解问题^[16]。泛函 ψ 对应的欧拉方程为

$$\frac{\partial y}{\partial f(x)} - \frac{d}{dx} \left[\frac{\partial y}{\partial f'(x)} \right] = 0 \quad (21)$$

将式(20)代入式(21)中可以求得 ψ 对应的欧拉方程:

$$gx - s_t \frac{1}{1-m} C_0^{\frac{m}{m-1}} \left(\frac{1}{m} \right)^{\frac{m}{m-1}} m [f'(x)]^{\frac{1}{m-1}} x - s_t \frac{1}{1-m} C_0^{\frac{m}{m-1}} \left(\frac{1}{m} \right)^{\frac{m}{m-1}} \frac{m}{m-1} [f'(x)]^{\frac{2-m}{m-1}} \cdot f''(x) \cdot x = 0 \quad (22)$$

可以看出, 式(22)是一个常系数非齐次二阶线性微分方程, 可以采用解析方法求其解析解。令

$$a = s_t \frac{1}{1-m} C_0^{\frac{m}{m-1}} m^{\frac{1}{m-1}} \quad (23)$$

则式(22)变为

$$gx - a [f'(x)]^{\frac{1}{m-1}} x - \frac{a}{m-1} [f'(x)]^{\frac{2-m}{m-1}} \cdot f''(x) \cdot x = 0 \quad (24)$$

采用换元法对其进行降阶处理, 令 $f'(x) = p$, 那么 $f''(x) = dp/dx$, 则式(24)变为

$$\frac{dp}{dx} = \frac{g}{a} (m-1) \cdot p^{\frac{m-2}{m-1}} - \frac{m-1}{x} p \quad (25)$$

式(25)是一个伯努利方程, 这里假设 $y = p^{\frac{1}{m-1}}$ 并代入上式得到了一个非齐次的一阶线性微分方程:

$$\frac{dy}{dx} + \frac{y}{x} = \frac{g}{a} \quad (26)$$

显然, 由一阶线性微分方程的通解求解可知:

$$y = e^{-\int \frac{1}{x} dx} \cdot \left(\int \frac{g}{a} \cdot e^{\int \frac{1}{x} dx} dx + c \right) = \frac{g}{2a} x + \frac{c}{x} \quad (27)$$

式中, c 为积分常数。由于 $y = [f'(x)]^{\frac{1}{m-1}}$, 可以解出 $f'(x)$ 的表达式:

$$f'(x) = \left(\frac{g}{2a} x + \frac{c}{x} \right)^{m-1} \quad (28)$$

从图1中可以看出, 当 $x=0$ 时, $f'(x)=0$ 。因此, 上式中的常数 $c=0$, 又结合式(26), 则可得到

$$f'(x) = \left(\frac{g}{2} x \right)^{m-1} \cdot s_t \cdot C_0^{-m} \cdot m \quad (29)$$

则图1中 XOZ 平面上速度间断曲线 $f(x)$ 的解析表达式可以由式(29)积分得到

$$f(x) = \left(\frac{g}{2} \right)^{m-1} \cdot s_t \cdot C_0^{-m} \cdot x^m - h \quad (30)$$

式中, h 是三维塌落体的高度。根据上限定理, 令塌落面上的耗散功率等于外力功率 (即 $P_D = P_g + P_c + P_q$) 时得

$$\begin{aligned} & \frac{2\pi}{m+2} \left(\frac{g}{2} \right)^m (s_t \cdot C_0^{-m} \cdot m) \\ & \left[s_t \frac{1}{1-m} C_0^{\frac{m}{m-1}} m^{\frac{m}{m-1}} \cdot (1-m) (s_t \cdot C_0^{-m} \cdot m)^{\frac{m}{m-1}} + 1 \right] \cdot L^{m+2} - \\ & \pi s_t L^2 + g \left[\frac{2}{3} \pi R^3 - \pi L^2 \sqrt{R^2 - L^2} - \frac{2}{3} \pi (R^2 - L^2)^{\frac{3}{2}} \right] - \\ & q \cdot \cos \pi \cdot 2\pi R \cdot (R - \sqrt{R^2 - L^2}) = 0 \quad (31) \end{aligned}$$

从图1可看出, 当 $x=L$ 时, $f(L)=0$, 代入式(29)得

$$h = \left(\frac{g}{2} \right)^{m-1} \cdot s_t \cdot C_0^{-m} \cdot L^m \quad (32)$$

通过 Matlab 软件求出式(31)中的 L 值, 然后代入式(32)中得到 h , 再将 h 代入式(30)中得到 $f(x)$ 的表达式, 最后绕 Z 轴旋转得到的旋转曲面方程见式(33), 塌落体的形状可利用数值软件 Matlab 根据下式绘制出:

$$z = \left(\frac{g}{2} \right)^{m-1} \cdot s_t \cdot C_0^{-m} \cdot \left[(x^2 + y^2)^{\frac{m}{2}} - L^m \right] \quad (33)$$

2.4 影响参数分析

本文方法应用时需要确定隧道围岩顶部圆弧的半径 R 、非线性系数 m 、初始黏聚力 C_0 、轴向拉应力 s_t 、土体重度 g 及支护力 q 。为了明确不同参数对深埋土质隧道围岩顶部塌落体形状的影响, 需要控制单一参数变化。

首先分析土体物理力学参数对塌落体的影响, 令隧道上部圆弧半径为 $R=7.35$ m, 非线性系数 $m=1\sim3$, 初始黏聚力 $C_0=10\sim100$ kPa, 轴向拉应力 $s_t=10\sim60$ kPa, 重度 $g=15\sim23$ kN/m³, 支护力 $q=0$ kPa, 塌落体形状随非线性系数 m 的变化规律如图2(a)~(d)所示, 塌落体的宽度随非线性系数 m 的变化规律如图3(a)~(d)所示。

分析隧道上部圆弧半径 R 对塌落体的影响, 令隧道上部圆弧半径为 $R=3\sim10$ m, 非线性系数 $m=1.2$, 初始黏聚力 $C_0=25$ kPa, 轴向拉应力 $s_t=60$ kPa, 重度 $g=17$ kN/m³, 支护力 $q=0$ kPa, 塌落体形状随隧道上部圆弧半径 R 的变化规律如图2(e)所示, 塌落体的宽度随隧道上部圆弧半径 R 的变化规律如图3(e)所示。

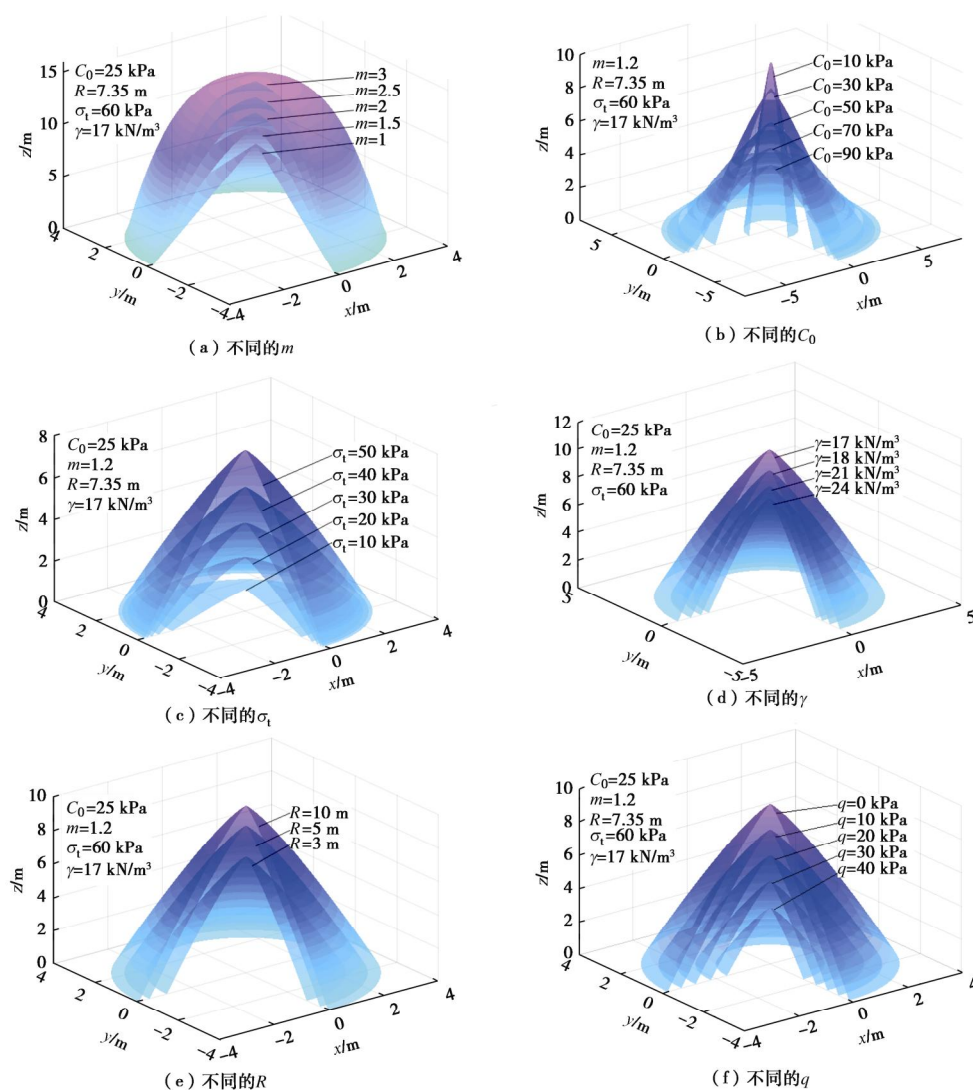
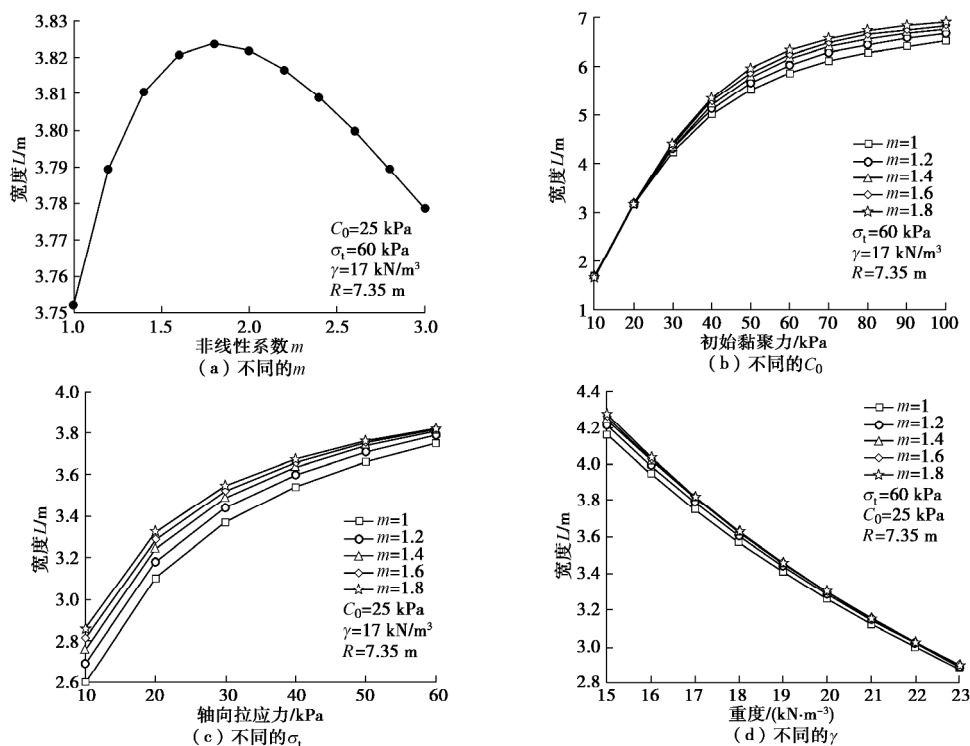


图2 不同参数对三维塌落体形状的影响规律

Fig. 2 Effects of different parameters on shape of three-dimensional slump



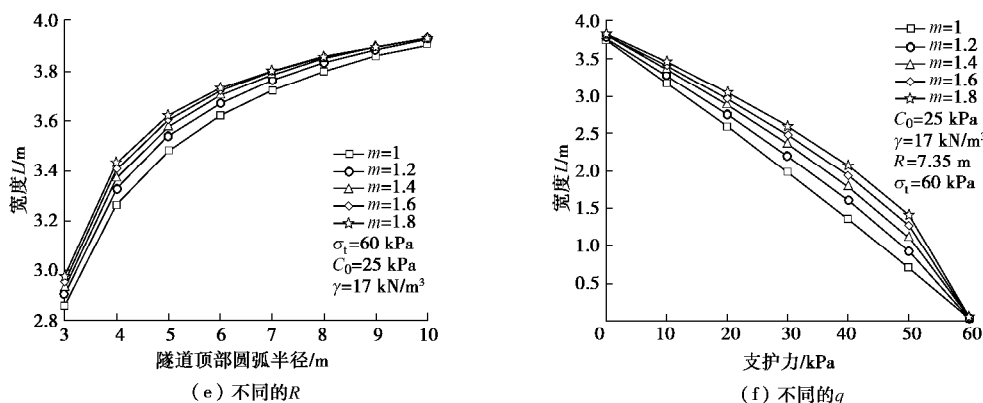


图3 不同参数对三维塌落体宽度的影响规律

Fig. 3 Effects of different parameters on width of three-dimensional slump

分析隧道支护力 q 对塌落体的影响, 令隧道上部圆弧半径为 $R=7.35$ m, 非线性系数 $m=1.2$, 初始黏聚力 $C_0=25$ kPa, 轴向拉应力 $s_t=60$ kPa, 重度 $g=17$ kN/m³, 支护力 $q=0\sim 60$ kPa, 塌落体形状随隧道支护力 q 的变化规律如图 2 (f) 所示, 塌落体的宽度随隧道支护力 q 的变化规律如图 3 (f) 所示。

从图 3 中可以看出, 在保持其它参数不变的情况下, 深埋土质隧道塌落体的高度随着非线性系数 m 、重度 g 和支护力 q 的增大而减小, 随初始黏聚力 C_0 、隧道围岩顶部圆弧的半径 R 和轴向拉应力 s_t 的增大而增大; 非线性系数 $m=1$ 时, 塌落体顶部为锥形, 深埋土质隧道围岩顶部的塌方往往呈稳定的“塌落拱”, 可见 $m=1$ 时不符合工程实际情况, 而非线性系数 m 越大塌落体顶部越圆滑更符合工程的实际情况。

从图 3 中可以看出, 塌落体宽度随非线性系数 m 的变化规律不同于塌落体高度, 塌落体宽度随着非线性系数 m 的增大先增大后减小; 塌落体宽度随着轴向拉应力 s_t 和初始黏聚力 C_0 的增大而增大, 且增大的速度越来越小; 塌落体宽度随着重度 g 的增大而减小; 塌落体的宽度随着隧道顶部围岩圆弧半径 R 的增大而增大, 说明隧道开挖尺寸越大围岩顶部发生塌落的风险越大。塌落体的宽度随着支护力的增大而减小, 当支护力大于 60 kPa 时塌落体宽度近似为 0, 可见此时支护力为 60 kPa 时能够防止深埋隧道围岩顶部塌方事故的发生。

3 计算方法验证

为了进一步检验非线性 Mohr-Coulomb 准则下深埋土质隧道塌落机制上限分析的合理性, 取 $m=1$ 即将非线性 Mohr-Coulomb 准则转换为线性 Mohr-Coulomb 准则, $m=1$ 时按照上述方法进行推导同样可以得到线性 Mohr-Coulomb 准则下的塌落体相关计算公式。

线性 Mohr-Coulomb 准则下 XOZ 平面上速度间断曲线 $f(x)$ 的解析表达式为

$$f(x) = \frac{x}{\tan j} - h, \quad (34)$$

式中, h 是三维塌落体的高度。根据上限定理, 令塌落面上的耗散功率等于外力功率 (即 $P_D = P_g + P_c + P_q$) 时得

$$\frac{\pi g L^3}{3 \tan j} + \frac{1}{3} \pi \cdot g \frac{L^3}{\tan j} - \frac{\pi c L^2}{\tan j} - q \cdot \cos \pi \cdot 2 \pi R \cdot (R - \sqrt{R^2 - L^2}) + g \left[\frac{2}{3} \pi R^3 - \pi L^2 \sqrt{R^2 - L^2} - \frac{2}{3} \pi (R^2 - L^2)^{\frac{3}{2}} \right] = 0. \quad (35)$$

当 $x=L$ 时, $f(L)=0$, 代入式 (34) 得到

$$h = \frac{L}{\tan j}. \quad (36)$$

Fraldi 等^[4-5]构建了隧道围岩顶部为圆形的二维破坏机制, 基于非线性 Hoek-Brown 破坏准则得到了塌方的高度和宽度计算公式:

$$L - AB^{-B} (1+B)^B \left(\frac{s_c}{g} \right)^{(1-B)} \cdot \left(\frac{s_t}{g} - \frac{R^2}{2L} \left[\arcsin \frac{L}{R} - \frac{L}{R} \sqrt{1 - \left(\frac{L}{R} \right)^2} \right] \right)^B = 0, \quad (37)$$

$$h = B^{-1} (1+B) \left(\frac{s_t}{g} - \frac{R^2}{2L} \left[\arcsin \frac{L}{R} - \frac{L}{R} \sqrt{1 - \left(\frac{L}{R} \right)^2} \right] \right), \quad (38)$$

式中, s_c 为岩体的单轴抗压强度, s_t 为岩体拉伸强度, 令 $B=1$, $A = \tan j$, $s_t = c / \tan j$ ^[4], 式 (38) 可以用线性 Mohr-Coulomb 准则来表示:

$$L - \frac{2c}{g} + \frac{R^2}{L} \tan j \cdot \left[\arcsin \frac{L}{R} - \frac{L}{R} \sqrt{1 - \left(\frac{L}{R} \right)^2} \right] = 0, \quad (39)$$

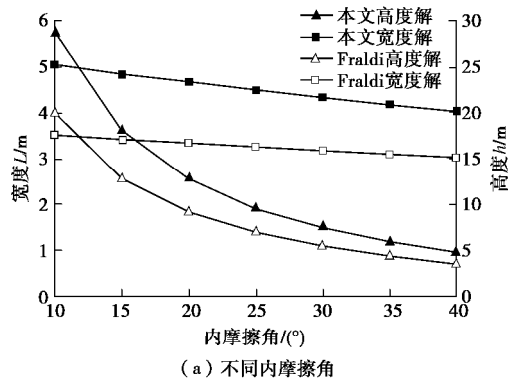
$$h = \frac{L}{\tan j} \quad (40)$$

由于Fraldi等^[4-5]的研究没有考虑支护力的作用,下面比较两种计算方法在无支护力作用下不同参数下结果,当计算参数黏聚力 $c=10\sim 80$ kPa,重度 $g=16$ kN/m³,隧道顶部圆弧半径 $R=7.35$ m,内摩擦角 $\varphi=30^\circ$,计算结果随黏聚力 c 变化关系如图4(a)所示。

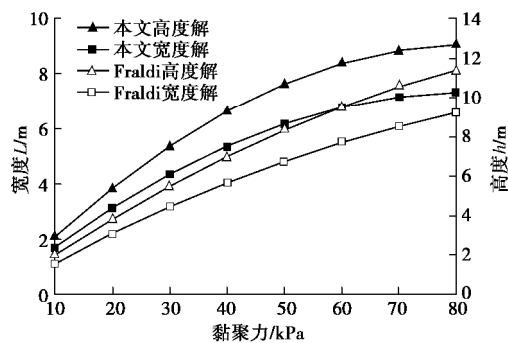
当计算参数黏聚力 $c=30$ kPa,重度 $g=16$ kN/m³,隧道顶部圆弧半径 $R=7.35$ m,内摩擦角 $\varphi=10^\circ\sim 40^\circ$,计算结果随黏聚力变化关系如图4(b)所示。

当计算参数黏聚力 $c=30$ kPa,内摩擦角 $\varphi=30^\circ$,重度 $g=22$ kN/m³,隧道顶部圆弧半径 $R=7.35$ m,计算结果随黏聚力变化关系如图4(c)所示。

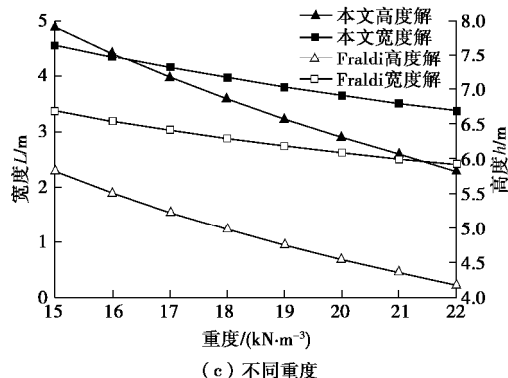
当计算参数黏聚力 $c=30$ kPa,内摩擦角 $\varphi=30^\circ$,重度 $g=16$ kN/m³,隧道顶部圆弧半径 $R=3\sim 9$ m,计算结果随黏聚力变化关系如图4(d)所示。



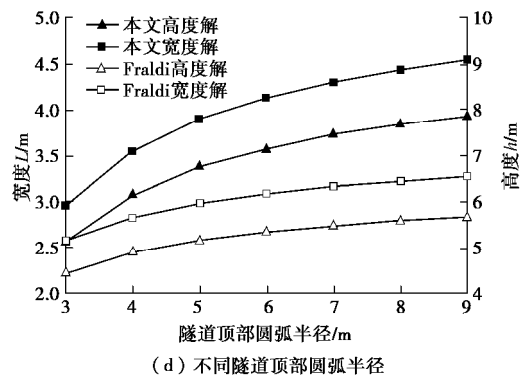
(a) 不同内摩擦角



(b) 不同黏聚力



(c) 不同重度



(d) 不同隧道顶部圆弧半径

图4 不同参数变化下计算结果对比

Fig. 4 Comparison of calculated results under change of different parameters

从图4可知:本文方法计算得到的塌落体的宽度和高度解随不同参数变化的规律和Fraldi等^[4-5]的解随不同参数变化的规律是一致的,塌落体的宽度和高度随着内摩擦角和重度的增大而增大,随着黏聚力和隧道顶部圆弧半径的增大而减小,且本文方法的宽度和高度解均大于Fraldi等^[4-5]的解,根据计算结果本文方法的解比Fraldi等^[4-5]的解增大的百分比为10.0%~30.8%,可见本文方法的解是更加安全的,基于三维破坏机制进行的隧道支护结构设计能够有效减小隧道顶部塌方发生的概率。Fraldi等^[4-5]的只能应用于岩质基础的隧道,且Hoek-Brown破坏准则发展时间不长,相关参数在现实中难以确定,本文方法中应用的非线性Mohr-Coulomb破坏准则的参数在实际工程中容易获取,为预测深埋土质隧道围岩顶部塌方范围提供了理论依据。

4 结 论

本文基于非线性Mohr-Coulomb准则,采用三维破坏机制对深埋土质隧道的塌落体进行上限分析,研究了单一参数变化对塌落体形状的影响,得到了如下结论:

(1)基于非线性Mohr-Coulomb准则和上限分析构建了深埋土质隧道的三维破坏机制,通过理论推导得到深埋隧道顶部围岩三维塌落面的表达式,利用数值软件Matlab绘制出深埋隧道塌落面的三维图形,本文方法可得到有无支护力条件下塌落体的高度、宽度及防止深埋隧道塌方发生的支护力数值。

(2)在保持其它参数不变的情况下,深埋土质隧道塌落体的高度随着非线性系数 m 、重度 g 和支护力 q 的增大而减小,随初始黏聚力 C_0 、轴向拉应力 s_t 和围岩顶部圆弧半径 R 的增大而增大。

(3)深埋土质隧道塌落体的宽度随着非线性系数 m 的增大先增大后减小;随着轴向拉应力 s_t 和初始黏

聚力 C_0 的增大而增大, 且增大的速度越来越小; 塌落体宽度与重度 g 的增大而减小; 塌落体宽度随着隧道顶部围岩圆弧半径 R 的增大而增大; 随支护力 q 的增大而减小, 当支护力足够大时可防止塌方事故的发生。

(4) 将本文方法中非线性系数 $m=1$ 时的上限解和 Fraldi 等的研究进行比较, 两种方法的塌落体高度及宽度随参数的变化规律一致, 证明本文的上限解法正确的、有效的, 本文方法的上限解比 Fraldi and Guarracino 的上限解增大 10% 以上, 本文方法预测塌方范围更安全。

参考文献:

- [1] 扈世民, 张顶立. 大断面黄土隧道破坏模式离散元分析[J]. 北京交通大学学报, 2013, **37**(4): 13 - 18. (HU Shi-min, ZHANG Ding-li. DEM analysis of failure modes of surrounding rock for large-section loess tunnel[J]. Journal of Beijing Jiaotong University, 2013, **37**(4): 13 - 18. (in Chinese))
- [2] ATKINSON J H, POTTS D M. Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil[J]. Géotechnique, 1977, **27**(2): 203 - 215.
- [3] MOLLON G, DIAS D, SOUBRA A H. Face stability analysis of circular tunnels driven by a pressurized shield[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, **136**(1): 215 - 229.
- [4] FRALDI M, GUARRACINO F. Limit analysis of collapse mechanisms in cavities and tunnels according to the Hoek-Brown failure criterion[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2009, **46**(4): 665 - 673.
- [5] FRALDI M, GUARRACINO F. Analytical solutions for collapse mechanisms in tunnels with arbitrary cross sections[J]. International Journal of Solids and Structures, 2010, **47**(2): 216 - 223.
- [6] 黄 阜. 隧道围岩塌落机理与锚杆支护结构的上限分析研究[D]. 长沙: 中南大学, 2012. (HUANG Fu. Upper bound analysis of collapsing mechanism of surrounding rock and rockbolt supporting structures for tunnels[D]. Changsha: Central South University, 2012. (in Chinese))
- [7] ZHANG X J, CHEN W F. Stability analysis of slopes with general nonlinear failure criterion[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1987, **11**(1): 33 - 50.
- [8] MAKSIMOVIC M. A family of nonlinear failure envelopes for non-cemented soils and rock discontinuities[J]. The Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 1996(1): 1 - 62.
- [9] LI X. Finite element analysis of slope stability using a nonlinear failure criterion[J]. Computers and Geotechnics, 2007, **34**(3): 127 - 146.
- [10] JIANG J C, BAKER R, YAMAGAMI T. The effect of strength envelope nonlinearity on slope stability computations[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2003, **40**(2): 308 - 325.
- [11] 杨 峰, 阳军生. 浅埋隧道围岩压力确定的极限分析方法[J]. 工程力学, 2008(7): 179 - 184. (YANG Feng, YANG Jun-sheng. Limit analysis method for determination of earth pressure on shallow tunnel[J]. Engineering Mechanics, 2008(7): 179 - 184. (in Chinese))
- [12] 黄 阜, 杨小礼, 黄 戡, 等. 考虑孔隙水压力效应和非线性破坏准则的浅埋地下洞室支护力上限分析[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(12): 1903 - 1909. (HUANG Fu, YANG Xiao-li, HUANG Kan, et al. Upper bound solutions of supporting pressure of shallow cavities subjected to pore water pressure based on nonlinear failure criterion[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(12): 1903 - 1909. (in Chinese))
- [13] JIANG J C, BAKER R, YAMAGAMI T. The effect of strength envelope nonlinearity on slope stability computations[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2003, **40**(2): 308 - 325.
- [14] ZHANG X J, CHEN W F. Stability analysis of slopes with general nonlinear failure criterion[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1987, **11**(1): 33 - 50.
- [15] YANG X L, YIN J H. Estimation of seismic passive earth pressures with nonlinear failure criterion[J]. Engineering Structures, 2006, **28**(3): 342 - 348.
- [16] YANG X L, HUANG F. Three-dimensional failure mechanism of a rectangular cavity in a Hoek-Brown rock medium[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2013, **61**(10): 189 - 195.
- [17] 樊 涛. 非线性非保守系统弹性力学拟变分原理研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工程大学, 2007. (FAN Tao. Research on the quasi-variational principles in nonlinear non-conservative elasticity[D]. Harbin: Harbin Engineering University, 2007. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201906006

深基坑内支撑支点水平刚度系数的解析解计算方法研究

金亚兵¹, 刘 动²

(1. 深圳市地质局, 广东 深圳 518023; 2. 深圳市岩土综合勘察设计有限公司, 广东 深圳 518172)

摘 要: 排桩(墙)加内支撑结构是深基坑支护常采用的支护结构, 内支撑支点水平刚度系数是支护结构设计计算的重要参数之一。基于受压杆件的应力应变线弹性理论和变形协调假定, 对水平对撑(简称对撑)、水平对撑带八字撑(简称八字撑)、水平斜撑(简称斜撑)、水平角撑(简称角撑)、竖向斜撑、水平环形撑(简称环撑)、带放射撑的单环环形撑(简称单环撑)以及带放射撑的多环环形撑(简称多环撑)等 8 种基本内支撑结构的支点水平刚度系数进行了解析解的推导, 提出了 8 种基本内支撑结构的支点水平刚度系数的计算公式, 利用算例对其中常见的四类内支撑结构的支点水平刚度系数进行了演算, 并采用有限单元法进行了复核, 结果表明, 解析解与有限元法计算的结果相符程度较好, 解析解可作为支护结构单元计算的初始输入数据。补充完善了现行国家行业标准《建筑基坑支护技术规范》(JGJ120—2012)仅提供了水平对撑的支点水平刚度系数计算公式的不足, 可供深基坑工程设计、施工人员参考。

关键词: 深基坑; 内支撑; 支点; 水平刚度系数; 解析解计算方法

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-1031-09

作者简介: 金亚兵(1965—), 男, 湖北黄梅人, 博士, 教授级高级工程师, 主要从事岩土工程设计和研究工作。E-mail: jinyabing25@sina.com。

Analytical methods for horizontal stiffness coefficient at pivots of inner support structures in deep foundation pits

JIN Ya-bing¹, LIU Dong²

(1. Shenzhen Geology Bureau, Shenzhen 518023, China; 2. Shenzhen Comprehensive Geotechnical Engineering Investigation & Design Co., Ltd., Shenzhen 518172, China)

Abstract: The row piles with inner support structures are often used for retaining and protection of deep foundation pits, and the horizontal stiffness coefficient at the pivots of inner support structures is one of the most important design parameters of retaining and protection structures. In view of the stress-strain linear elasticity theory and deformation coordination hypothesis for compressed bars, the analytical solutions of horizontal stiffness coefficient at pivots of eight basic types of inner support structures face-to-face support, splayed support, inclined support, angle support, vertically inclined support, ideal-ring support, single-ring support and polycyclic-ring support are derived. The formulae for calculating the horizontal stiffness coefficient of the above eight structures are put forward. The horizontal stiffness coefficients of four commonly-used structures are calculated through examples, and the finite element method is used for checking. The results show that the analytical solutions are in good agreement with those calculated by the finite element method, and they can be used as the initial input data for calculation of support structures. This research improves the deficiency that the “Technical specification for retaining and protection of building foundation excavations JGJ120—2012” only affords the formula for calculating the horizontal stiffness coefficient at pivots of horizontal face-to-face support, and the research results can be used as a reference for the design and construction personnel in deep foundation pit engineering.

Key words: deep foundation pit; inner support; pivot; horizontal stiffness coefficient; analytical method

0 引 言

深基坑支护体系通常由支护桩(墙)和内支撑结构(以下简称撑)或锚拉结构(以下简称锚)共同组成, 在进行支护体系设计计算时, 撑(或锚)支点水平刚度系数的计算是支护体系设计的重要环节。自国

家行业标准《建筑基坑支护技术规程》^[1](以下简称《规程》)发布以来, 许多专家学者及工程设计人员都

基金项目: 广东省深圳市地质局地质工程院士工作站专项经费资助项目(2013B090400025)

收稿日期: 2018-03-01

对撑（或锚）支点水平刚度系数的计算进行了探索。杨敏等^[2]讨论了单独的桩顶圈梁、内支撑体系和外拉锚杆的水平刚度系数的计算方法。陈书申^[3]根据基坑工程实例支护桩桩顶水平位移差异大的现象，对规范将支撑刚度简化为常数提出了质疑，明确指出支撑支点与支点之间的刚度系数不同，提出对大型、重要的工程或对变形、沉降控制要求高的工程应分别采用不同的刚度系数进行计算。刘小丽等^[4]对4种典型型式的平面内支撑结构的等效刚度系数数值计算影响因素进行了分析，得出的一些建设意见对基坑数值分析有一定的积极作用。宋英伟^[5]提出了对撑和斜撑的水平刚度系数计算公式，拓展了规范适用范围。陈焘等^[6]提出了一种异形基坑桁架支撑体系等效刚度的简便算法，为复杂、宽大异形平面基坑计算刚度系数开启了新的思路。刘汉凯^[7]提出了对撑、斜撑、角撑以及竖向斜撑的水平刚度系数通用计算公式，并用有限元法进行了验证。何一韬等^[8]采用倒梁法分析了腰梁的受力及变形，引入变形协调条件对倒梁法进行反力局部调整，经有限元模型对比分析，得出挡土结构将土压力直接传递给支撑，腰梁的作用是调节支撑受力，支撑刚度不应考虑腰梁跨中的挠度的结论。曾律弦等^[9]将支护桩和竖向立柱桩作为空间桩单元，将冠梁（或腰梁）、竖向立柱、放射撑、角撑作为空间梁单元，将环形撑作为空间曲梁单元，建立整体坐标系下的刚度矩阵、节点位移矩阵和节点荷载矩阵的平衡方程，通过编制有限元程序求解平衡方程得到各节点的内力与变形，经对环形撑抗弯刚度变化对支撑体系受力性状分析，得出环形撑的抗弯刚度有合理的上限值结论。李昀等^[10]结合圆形水池工程无扶壁无圈梁无支撑且一次开挖14 m深的大型圆形地下连续墙围护结构进行了3种不同的计算方法的计算，得出三维 m 法结果偏于安全，其坑外主动区土压力按静止土压力模拟，计算可能偏于保守；三维建模时地连墙采用板单元、顶部冠梁采用梁单元、地连墙底部按固定约束，工程设计计算比较复杂；二维环形墙等效弹簧刚度法考虑了圆形结构的三维效应，但将地连墙沿深度方向等效为一个一个的弹簧，力学概念不够清晰，仅可作为工程设计初步估算之用。吴西臣等^[11]以处于武汉长江隧道安全保护影响范围内的某大型深基坑支护工程为例，通过单环撑与同心圆双环撑的内力、位移等对比分析表明，采用同心圆双环撑能有效分担单环撑轴力，避免了局部应力集中；而且，由于双环撑结构刚度更大，可有效控制基坑变形，这些结论，提出了多环撑水平刚度系数解析解计算的指导思想。冯晓腊等^[12]利用有限元法对武汉某近似圆形深基坑进行了单环、双环、三环等环形撑和对撑、矩形撑留圆形出土口等多种支

撑方案的数值计算和分析，得出了多环撑轴力、弯矩和剪力分布特征，为探讨环形撑水平刚度系数解析解的建立提供了理论参考。王春艳等^[13]根据刚度分配原则，引入受力分配系数，对圆环支撑体系水平刚度系数的计算进行了解析解的推导，提出了圆环支撑体系水平刚度系数的简易计算方法，给出了解析式的修正式，为探讨环形撑水平刚度系数的精确解析解开拓了思路。李松等^[14]引入法向弹簧与切向弹簧形成组合弹簧边界，采用有限单元法对基坑平面角撑结构进行了计算分析，结果表明切向弹簧对内支撑位移起控制作用，只有考虑了切向弹簧的作用，才能得到准确的内支撑刚度和内力。张有祥等^[15]结合工程案例讨论了桩锚支护结构锚杆刚度系数的合理计算方法。Gordon等^[16]采用有限单元法分析了影响支护结构变形的主要因素，提出了支护结构变形计算的半理论半经验公式。

综上所述，内支撑为对撑型式的支点水平刚度系数的解析解计算方法已经取得共识，非对撑型式的支点水平刚度系数解析解计算方法至今未取得共识。所以，深入开展内支撑支点水平刚度系数解析解计算方法的研究是非常必要的。论文将内支撑划分为非环形撑和环形撑两大类八小类，其中，非环形撑包括对撑、八字撑、斜撑、角撑、竖向斜撑等五小类，环形撑包括环撑、单环撑和多环撑等三小类，除对撑外其他七小类支撑基本型式见图1~7。本文从支点水平刚度系数的基本概念出发，进行了各种内支撑支点水平刚度系数解析解的公式推导，并对4个算例进行了演算和有限单元法的复核计算。

1 非环形撑支点水平刚度系数计算

1.1 对撑支点水平刚度系数计算

《规程》2012版第4.1.10条规定：对支撑式支护结构的弹性支点刚度系数宜通过对内支撑结构整体进行线弹性结构分析得出的支点力与水平位移的关系确定。对水平对撑，当支撑冠（腰）梁的挠度不计，计算宽度内弹性支点刚度系数 K_T (kN/m)可按《规程》2012版公式（4.1.10）计算，该公式为

$$K_T = \frac{a_R E A b_a}{I l_0 S} \quad (1)$$

式（1）中， I 为支撑不动点调整系数：支撑两对边基坑的土性、深度、周边荷载等条件相近，且分层对称开挖时，取 $I=0.5$ ；支撑两对边基坑的土性、深度、周边荷载等条件或开挖时间有差异时，对土压力较大或先开挖的一侧，取 $I=0.5\sim 1.0$ ，且差异大时取大值，反之取小值；对土压力较小或后开挖的一侧，取 $(1-I)$ ；当基坑一侧取 $I=1$ 时，基坑另一侧应按固

定支座考虑; 对竖向斜撑构件, 取 $I=1$ 。 a_R 为支撑松弛系数, 对混凝土支撑和预加轴力的钢支撑取 $a_R=1.0$, 对不预加轴力的钢支撑, 取 $a_R=0.8\sim 1.0$ 。 E 为支撑材料的弹性模量 (kPa), A 为支撑截面积 (m^2), l_0 为受压支撑构件的长度 (m), S 为支撑水平间距 (m), $S=S_1+S_2$, S_1 , S_2 分别为支撑两侧水平计算间距, b_a 为桩距或地连墙幅宽 (m)。由于角撑根本不存在不动点, 笔者建议“支撑不动点调整系 I ” 定义为“零变形点调整系数 I ”。因篇幅所限, 不作式 (1) 的推导。

1.2 斜撑支点水平刚度系数计算

对如图 1 所示的斜撑, 假设斜撑两端冠 (腰) 梁受到相等线荷载 q (kN/m) 作用, 斜撑长度为 l_0 , 斜撑抗压刚度为 $E_1 A_1$ (kN), 斜撑与冠 (腰) 梁夹角为 q , O 点为零变形点, I 为零变形点调整系数, 第 i 根斜撑支点水平刚度系数计算过程如下:

斜撑轴力

$$N_i \sin \theta_i = q(S_{i,1} + S_{i,2}) = qS_i,$$

$$N_i = \frac{qS_i}{\sin \theta_i};$$

斜撑压缩变形

$$I\Delta l = \frac{N_i I l_0}{E_1 A_1} \cdot \frac{1}{\sin \theta_i} = \frac{qS_i I l_0}{\sin^2 \theta_i \cdot E_1 A_1}。$$

于是, 斜撑支点水平刚度系数为

$$K_{Ti} = \frac{qS_i}{I\Delta l} = \frac{qS_i E_1 A_1 \sin^2 \theta_i}{qS_i I l_0} = \frac{E_1 A_1}{I l_0} \sin^2 \theta_i。$$

如果支挡结构为排桩且桩距为 b_a , 或支挡结构为地连墙且单幅墙宽为 b_a , 则 K_{Ti} 应为

$$K_{Ti} = \frac{E_1 A_1 b_a}{I l_0 S_i} \cdot \sin^2 \theta_i。$$

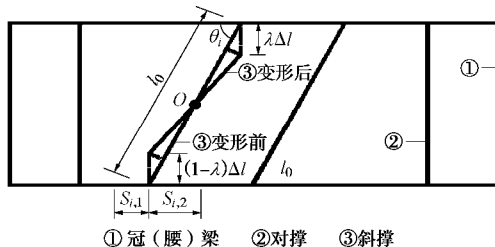


图 1 水平斜撑支点刚度系数计算模型示意图

Fig. 1 Sketch of model for stiffness coefficient of horizontal inclined support

1.3 角撑支点水平刚度系数计算

对如图 2 所示的角撑, 假设角撑相邻两边冠 (腰) 梁受到相等线荷载 q 作用, 角撑长度为 l_0 , 角撑抗压刚度 $E_1 A_1$, 角撑与冠 (腰) 梁夹角为 q , O 点为零变

形点, I 为零变形点调整系数, 第 i 根角撑支点水平刚度系数计算过程如下:

角撑轴力

$$N_i \sin \theta_i = q(S_{i,1} + S_{i,2}) = qS_i,$$

$$N_i = \frac{qS_i}{\sin \theta_i};$$

角撑压缩变形

$$I\Delta l = \frac{N_i I l_0}{E_1 A_1 \sin \theta_i} = \frac{qS_i I l_0}{\sin^2 \theta_i \cdot E_1 A_1}。$$

于是, 角撑支点水平刚度系数

$$K_{Ti} = \frac{qS_i}{I\Delta l} = \frac{E_1 A_1}{I l_0} \cdot \sin^2 \theta_i。$$

对支挡结构为排桩且桩距为 b_a , 或支挡结构为地连墙且单幅墙宽为 b_a , 则 K_{Ti} 应为

$$K_{Ti} = \frac{E_1 A_1 b_a}{I l_0 S_i} \cdot \sin^2 \theta_i。$$

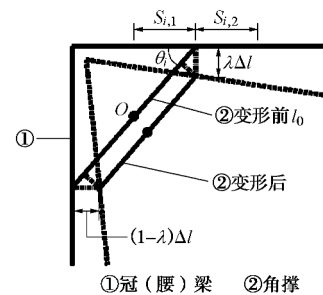


图 2 水平角撑支点刚度系数计算模型示意图

Fig. 2 Sketch of model for stiffness coefficient of horizontal angle support

1.4 竖向斜撑支点水平刚度系数计算

对如图 3 所示的竖向斜撑, 假设竖向斜撑与支挡结构夹角为 q , 受到水平支点力为 N_i , 斜撑长度为 l_0 , 斜撑抗压刚度 $E_1 A_1$ (kN), O 点为零变形点, 这时 $I=1.0$, 第 i 根竖向斜撑支点水平刚度系数计算过程如下:

竖向斜撑轴力

$$N_{li} \sin \theta_i = N_i,$$

$$N_{li} = \frac{N_i}{\sin \theta_i};$$

竖向斜撑压缩变形

$$\Delta l = \frac{N_{li}}{E_1 A_1} \cdot \frac{l_0}{\sin q}。$$

于是, 竖向斜撑支点水平刚度系数

$$K_{Ti} = \frac{N_i}{\Delta l} = \frac{N_i \sin \theta_i}{\frac{N_{li} l_0}{E_1 A_1 \sin \theta_i}} = \frac{E_1 A_1}{l_0} \cdot \sin^2 \theta_i。$$

S_i 为第 i 根竖向斜撑的水平间距。对支挡结构为排桩且桩距为 b_a , 或支挡结构为地连墙且单幅墙宽为 b_a ,

则 K_{Ti} 应为

$$K_{Ti} = \frac{E_i A_i b_a}{l_0 S_i} \cdot \sin^2 \theta_i \quad (7)$$

如果图3中基坑底反力支座为可位移的竖向桩, 竖向斜撑水平位移 Δl 还应加上竖向桩的桩顶水平位移。竖向桩的桩顶水平位移计算方法参见《建筑桩基技术规范》(JGJ94), 这里不再赘述。

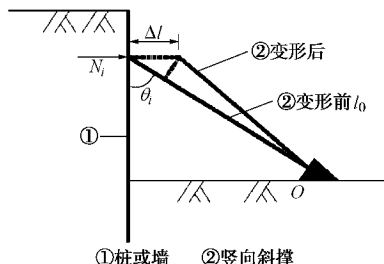


图3 竖向斜撑支点刚度系数计算模型示意图

Fig. 3 Sketch of model for stiffness coefficient of vertical inclined support

观察式(1)、(3)、(5)、(7), 对对撑、斜撑、角撑和竖向斜撑, 可以用一个通用的公式来计算支点的水平刚度系数, 只需在式(1)后乘上 $\sin^2 q$ 即可, 对撑 q 取 90° , 斜撑和角撑 q 取锐夹角, 竖向斜撑 q 取竖向夹角。

1.5 八字撑支点水平刚度系数计算

对如图4所示的八字撑, 计算主撑(对撑)水平刚度系数时, 应考虑八字撑的作用。假定八字撑长 b_i , 两端固支, 一端距主撑轴线距离 a_i , 断面抗压刚度 $E_b A_b$ (kN), 则八字撑支点水平刚度系数计算过程如下:

第一步, 计算八字撑的压缩变形。假设主撑和八字撑共同承受 qS_i 的作用力, 八字撑与冠(腰)梁的夹角为 θ_i , 主撑在八字撑段承受 $a_i qS_i$ 的作用力, 八字撑承受 $a_2 qS_i$ 的作用力, $a_1 + a_2 = 1$, 则八字撑段主撑压缩变形量 Δ_{ab} 和八字撑沿垂直冠(腰)梁方向的压缩变形量 Δ_{ab8} 计算公式分别如下:

$$\Delta_{ab} = \frac{a_1 q S_i l_{ab}}{E_i A_i} \quad ,$$

$$\Delta_{ab8} = \frac{0.5 a_2 q S_i l_{ab}}{\sin^3 \theta_i \cdot E_b A_b} \quad .$$

根据变形协调条件, $\Delta_{ab} = \Delta_{ab8}$, 则有

$$a_1 = \frac{E_i A_i}{E_i A_i + 2 \sin^3 \theta_i E_b A_b} \quad , \quad (8)$$

$$a_2 = \frac{2 \sin^3 \theta_i E_b A_b}{E_i A_i + 2 \sin^3 \theta_i E_b A_b} \quad . \quad (9)$$

第二步, 计算主撑(对撑)非八字段压缩变形 Δl_i :

$$\Delta l_i = \frac{q S_i (l l_0 - l_{ab})}{E_i A_i} \quad . \quad (10)$$

第三步, 计算主撑(对撑)总压缩变形量 Δl 和八

字撑支点水平刚度系数 K_{Ti} :

$$\Delta l = \Delta l_i + \Delta l_{ab} = \frac{q S_i (l l_0 - l_{ab})}{E_i A_i} + \frac{q S_i l_{ab}}{E_i A_i + 2 \sin^3 \theta_i E_b A_b} \quad , \quad (11)$$

$$K_{Ti} = \frac{q S_i}{\Delta l} = \left[\frac{l l_0 - l_{ab}}{E_i A_i} + \frac{l_{ab}}{E_i A_i + 2 \sin^3 \theta_i E_b A_b} \right]^{-1} \quad . \quad (12)$$

对支挡结构为排桩且桩距为 b_a , 或支挡结构为地连墙且单幅墙宽为 b_a , 则 K_{Ti} 应为

$$K_{Ti} = \left[\frac{l l_0 - l_{ab}}{E_i A_i} + \frac{l_{ab}}{E_i A_i + 2 \sin^3 \theta_i E_b A_b} \right]^{-1} \cdot \frac{b_a}{S_i} \quad . \quad (13)$$

算例一: 假设某基坑宽度 $l_0 = 30$ m, 对撑水平间距 $S_i = 12$ m, 对撑砼强度等级 C25, 对撑断面尺寸宽 \times 高为 1.0 m \times 1.2 m, 支挡结构为间距 1.8 m 的钻孔桩, 对撑两侧荷载相等。利用式(1)计算得到对撑支点水平刚度系数: $K_{Ti} = 336$ MN/m。如果在对撑两端各加一个八字撑, 八字撑砼强度等级亦为 C25, 八字撑断面尺寸宽 \times 高为 0.8 m \times 1.0 m, 八字撑长度为 5 m, 一端距对撑轴线 3 m。于是, $a_i = 3$ m, $b_i = 5$ m, $l_{ab} = 4$ m, $\sin \theta_i = 0.8$ 。于是, 利用式(13)计算得到加设了八字撑后, 支点水平刚度系数: $K_{Ti} = 377$ MN/m。该值比纯对撑的支点水平刚度系数增加了约 12.2%。

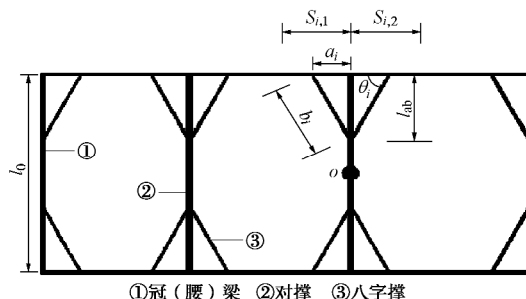


图4 带八字撑的水平对撑支点刚度系数计算模型示意图

Fig. 4 Sketch of model for stiffness coefficient of horizontal face-to-face splayed support

2 环形撑支点水平刚度系数计算

2.1 理想圆形基坑环形撑支点水平刚度系数计算

对如图5所示的理想圆形基坑, 支挡结构由圆环布置的支护桩(墙)和紧贴支护桩内侧的环形撑构成。支护桩初始中心线距基坑圆心点距离为 R , 环形撑初始中心线距基坑圆心点距离为 r ; 支护桩环向间距为 b_a , 环形撑受到线荷载 q 作用; 环形撑径向压缩变形后半径为 r' ; 环形撑的轴向抗压刚度为 $E_h A_h$, 其中环形撑宽 \times 高为 $b_h \cdot h_h$ 。

为分析环形撑的受力, 沿基坑圆心切一断面, 分析其中一半环形撑的受力。半环形撑在均布荷载 q 和两端轴力 N 、切向力 T 和弯矩 M 作用下保持平衡, 根

据 $\sum F_x = 0$ 、 $\sum F_y = 0$ 和 $\sum F_M = 0$ 的平衡条件, 得到 $T=0$, $M=0$, 及

$$N = q(r + 0.5b_h) \quad (14)$$

环形撑在环向轴力作用下产生的环向压缩变形为

$$\Delta h = \frac{q(r + 0.5b_h)2\pi r}{E_h A_h} = 2\pi r - 2\pi r' = 2\pi(r - r') \quad (15)$$

因此, 环形撑的径向压缩变形 $\Delta r = r - r'$ 为

$$\Delta r = \frac{q(r + 0.5b_h)r}{E_h A_h} \quad (16)$$

于是, 在单位宽度荷载作用下, 环形撑任意支点水平刚度系数 K_T 为

$$K_T = \frac{q \cdot 1.0}{\frac{q(r + 0.5b_h)r}{E_h A_h}} = \frac{E_h A_h}{r(r + 0.5b_h)} \quad (17)$$

一般 b_h 比 r 小很多, 可取 $r + 0.5b_h \cong r$, 那么对支护结构间距为 b_a 的支护桩, 式 (17) 可写为

$$K_T = \frac{E_h A_h}{r^2} \quad (18)$$

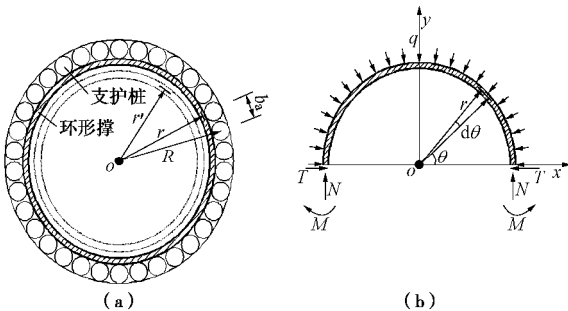


图5 理想环形撑水平刚度系数计算模型示意图

Fig. 5 Sketch of model for stiffness coefficient of ideal horizontal-ring support

算例二: 假定一圆形基坑环形撑半径为 30 m, 砼强度等级为 C30, 横断面尺寸宽×高为 1.2 m×1.0 m, 支护桩间距 1.5 m, 则环形撑支点水平刚度系数 $K_T=60$ MN/m, 单位宽度支点水平刚度系数 $K_T=40$ MN/m。

2.2 理想圆形基坑放射撑加环形撑支点水平刚度系数计算

图5中的环形撑是直接紧贴支护桩布置的, 如果在支护桩和环形撑之间均匀设置一圈 n 个等长的放射撑, 则成为放射撑加环形撑支撑结构。放射撑长度为 L 、断面尺寸宽×高为 $b_l \cdot h_l$, 轴向抗压刚度为 $E_l A_l$; 环形撑的初始半径为 r , 压缩后半径为 r' , 环形撑轴向抗压刚度为 $E_h A_h$, 高×宽为 $b_h \cdot h_h$; 支护桩内侧形成的圆形基坑半径为 R , 支护桩作用在冠梁或环形腰梁上的线荷载为 q , 冠梁或环形腰梁高度为 H ; 支护桩间距为 b_a 。那么, 环形撑支点水平刚度系数计算过程如下:

(1) 首先, 计算环形撑受到的均布荷载 q_h 。根据荷载相等原理: $2\pi Rq = 2\pi r q_h$, 计算式得到 $q_h = \frac{qR}{r}$ 。

于是, 环形撑的径向压缩变形 Δr 为

$$\Delta r = \frac{q_h r^2}{E_h A_h} = \frac{qRr}{E_h A_h} \quad (19)$$

(2) 其次, 计算放射撑轴向压缩变形 Δl 。对于均匀分布 n 个放射撑的任意一根放射撑, 其受到的平均轴力 \bar{N} 应满足等式 $n\bar{N} = 2\pi Rq$, 于是单根放射撑平均轴力 \bar{N} 应为

$$\bar{N} = \frac{2\pi Rq}{n} \quad (20)$$

于是, 单根放射撑的压缩变形 Δl 为

$$\Delta l = \frac{\bar{N}L}{E_l A_l} = \frac{2\pi RqL}{nE_l A_l} \quad (21)$$

支点压缩变形 D 应为环形撑的径向压缩变形 Δr 与放射撑的轴向压缩变形 Δl 之和, 即

$$D = \Delta r + \Delta l = \frac{qRr}{E_h A_h} + \frac{2\pi RqL}{nE_l A_l} \quad (22)$$

于是, 放射撑加环形撑支点水平刚度系数 K_T 为

$$K_T = \frac{\bar{N}}{D} = \frac{2\pi}{\frac{nr}{E_h A_h} + \frac{2\pi L}{E_l A_l}} \quad (23)$$

对间距为 b_a 的支护桩, K_T 应为

$$K_T = \frac{nb_a}{\frac{nrR}{E_h A_h} + \frac{2\pi RL}{E_l A_l}} \quad (24)$$

算例三: 假定一圆形基坑支护桩内侧形成的圆形基坑半径为 30 m; 支护桩间距 1.5 m, 桩顶冠梁和内侧腰梁宽×高为 1.2 m×1.0 m; 环形撑初始半径 25 m, 环形撑断面尺寸宽×高为 1.2 m×1.0 m; 沿基坑内侧均匀布置 30 根放射撑, 放射撑长度为 5 m, 放射撑断面尺寸宽×高为 1.0 m×1.0 m, 环形撑和放射撑砼强度等级均为 C30。根据式 (24) 计算得到支点水平刚度系数 $K_T=68.6$ MN/m, 单位宽度水平刚度系数为 45.7 MN/m。如果将桩顶冠梁和内侧腰梁作为一个环形撑, 并按照后述 2.4 节计算方法, 则得到支点水平刚度系数 $K_T=72.6$ MN/m, 单位宽度水平刚度系数为 48.4 MN/m。计算的环形撑径向压缩变形与放射撑轴向压缩变形比 $\Delta r / \Delta l = 19.99$, 该结果表明, 环形撑的径向压缩变形在支挡结构变形中起主导作用, 而且环形撑的截面宽度和平面半径起重要作用, 环形撑截面宽度越大, 平面半径越小, 环形撑的径向压缩变形越小。

2.3 放射撑+单环撑支点水平刚度系数计算

常见基坑平面形状多为近似方形、长方形, 工程上对不太深的基坑大多采用如图6所示的放射撑加单环撑的内支撑型式, 在支挡结构顶部设置冠梁, 在支挡结构内侧设置腰梁。对此类内支撑结构可借鉴圆形基坑环形撑的分析方法, 并按下面步骤进行。

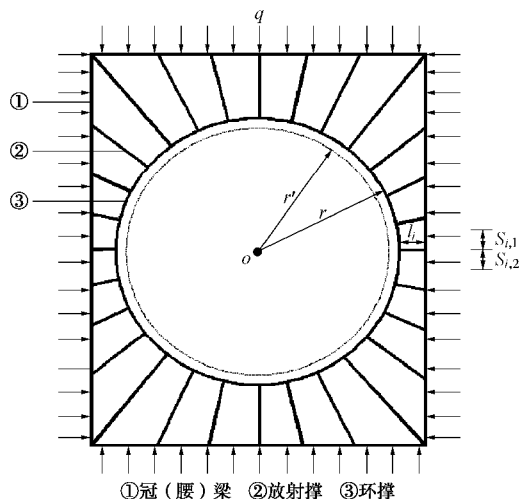


图6 单环撑支点刚度系数计算模型示意图

Fig. 6 Sketch of model for stiffness coefficient of single-ring support

第一步, 根据基坑平面形状及尺寸、开挖深度、土质条件, 以及土方挖运需求, 确定一个合适的环形撑半径 r 及断面尺寸 $b_h \cdot h_h$ (宽 \times 高); 尽量利用对称原则, 将环形撑中心布置在基坑平面对称中心位置, 尽量按照等间距或等角度原则从环形撑中心向四周均匀布置放射撑; 放射撑竖向高度宜与环形撑等高, 放射撑宽度根据计算确定, 首先确定第一根垂直基坑边的放射撑宽度, 其余各撑宽度根据变形协调条件计算确定。

第二步, 计算第一根放射撑的轴向压缩变形 Δl_1 。假设第一根放射撑承受线荷载 q 的宽度 S_1 、长度 l_1 , 断面高度 h_h 、宽度 b_{11} 。于是, 第一根放射撑的轴向压缩变形为

$$\Delta l_1 = \frac{q S_1 l_1}{\sin q_1 E_1 h_h b_{11}} \quad (25)$$

第三步, 计算第 i 根放射撑的轴向压缩变形 Δl_i 。假设第 i 根放射撑承受线均布荷载 q 的宽度为 S_i 、长度 l_i , 断面高度 h_h 、宽度为 b_{1i} , 与基坑边线夹角为 q_i (锐角)。则, 第 i 根放射撑的轴向压缩变形为

$$\Delta l_i = \frac{q S_i l_i}{\sin q_i E_i h_h b_{1i}} \quad (26)$$

为确保环形撑中心点不移动, 每一根放射撑应具有相等的轴向压缩变形, 即 $\Delta l_i \equiv \Delta l_1$, 则有

$$S_1 \cdot l_1 \cdot b_{11} \cdot \sin q_1 = S_i \cdot l_i \cdot b_{1i} \cdot \sin q_i \quad (27)$$

根据式 (27) 可以确定第 i 根放射撑的宽度为 b_{1i} , 为避免 b_{1i} 过大, 对如图 6 所示形状的基坑, 可在 4 个坑角处减小 S_i 布置或加角撑以降低放射撑的轴力。

第四步, 假设整个支撑平面布置的放射撑有 n 根, 则环形撑共受到放射撑作用力为 N_i 之合力, 把它按线均布荷载考虑, 则作用在环形撑上的均布荷载 q_h 为

$$q_h \cong \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{2\pi r} = \frac{q \sum_{i=1}^n \frac{S_i}{\sin \theta_i}}{2\pi r} \quad (28)$$

环形撑径向压缩变形 Δr :

$$\Delta r = \frac{q_h r^2}{E_h A_h} = \frac{q r \sum_{i=1}^n \frac{S_i}{\sin \theta_i}}{2\pi E_h A_h} \quad (29)$$

第五步, 假设支挡结构为支护桩, 桩间距为 b_a , 计算得到第 i 根放射撑支点水平刚度系数 K_{Ti} :

$$K_{Ti} = \left[\frac{r \sum_{i=1}^n \frac{S_i}{\sin \theta_i}}{2\pi S_i E_h A_h} + \frac{l_i}{E_i A_{1i} \sin \theta_i} \right]^{-1} \sin \theta_i \cdot \frac{b_a}{S_i} \quad (30)$$

2.4 放射撑+多环撑支点水平刚度系数计算

工程实践中, 为控制深、大基坑的变形和提高支撑体系的稳定性, 经常采用双环甚至多环环形撑并辅以放射撑的支撑方式。下面以图 7 为例推导三环撑的支点水平刚度系数的计算过程。

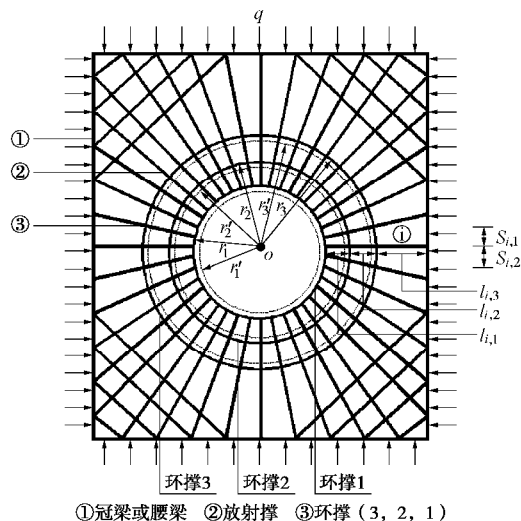


图7 多环撑支点刚度系数计算模型示意图

Fig. 7 Sketch of model for stiffness coefficient of polycyclic-ring supports

首先, 假设三环撑具有同一圆心, 利用基坑边界形状, 尽量使圆心在纵横对称轴交点处, 并假定放射撑位于圆心与冠 (腰) 梁支点连线上, 尽量以等角度或等距离原则布置。其次, 假定支撑体系不发生平动, 即基坑左右侧和上下侧对称支点位移动相等; 作用于支挡结构上的土压力 q 通过冠 (腰) 梁传递给放射撑上的轴力之和按 $\sum_{i=1}^n N_i = \sum_{i=1}^n \frac{q S_i}{\sin \theta_i}$ 计算, 式中各物理量意义同前述。再次, 假定放射撑轴力之和以线荷载 q_0 (kN/m) 作用在最外环即第三环环形撑环边上, q_0 按等式 $2\pi r_0 q_0 = \sum_{i=1}^n N_i = \sum_{i=1}^n \frac{q S_i}{\sin \theta_i}$ 计算, 即 $q_0 =$

$\frac{q}{2\pi r_0} \sum_{i=1}^n \frac{S_i}{\sin \theta_i}$, r_0 为环形撑圆心至最外侧环形撑外环边距离。最后假定: ①3 个环形撑的内径从小到大为 r_1, r_2, r_3 , 截面面积分别为 $A_{h1} (b_{h1} \cdot h_{h1})$ 、 A_{h2}

($b_{h2} \cdot b_{h2}$)、 A_{h3} ($b_{h3} \cdot b_{h3}$), 弹性模量分别为 E_{h1} , E_{h2} , E_{h3} ; ② n 个放射撑的长度由三段构成, 分别 $l_{i,1}$, $l_{i,2}$, $l_{i,3}$, 三段放射撑截面面积相同, 分别为 A_{li} ($b_{li} \cdot h_{li}$), 弹性模量分别为 E_{li} 。为设计计算和施工方便, 选取支撑所有构件砼强度等级和高度相等, 选取放射撑 $l_{i,1} \equiv l_{i,2}$ 。下面进行 3 个环形撑和 n 个放射撑的设计计算。

将内环即环 1 受到的放射撑轴向压力合力按线均布荷载 q_1 考虑, 中间环即环 2 受到的内外放射撑轴向压力合力按线均布荷载 q_2 考虑, 最外环即环 3 受到的内外放射撑轴向压力合力按线均布荷载 q_3 考虑, 则有作用在 3 个环形撑上轴向压力合力与总土压力相等, 即有如下等式:

$$2\pi r_1 q_1 + 2\pi r_2 q_2 + 2\pi r_3 q_3 = 2\pi r_0 q_0 = q \sum_{i=1}^n \frac{S_i}{\sin \theta_i} \quad (31)$$

3 个环形撑环向压缩变形 Δh_1 , Δh_2 , Δh_3 分别为

$$\left. \begin{aligned} \Delta h_1 &= \frac{2\pi q_1 r_1^2}{E_{h1} A_{h1}}, \\ \Delta h_2 &= \frac{2\pi q_2 r_2^2}{E_{h2} A_{h2}}, \\ \Delta h_3 &= \frac{2\pi q_3 r_3^2}{E_{h3} A_{h3}} \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

3 个环形撑环向压缩变形协调条件为

$$\frac{\Delta h_1}{r_1} = \frac{\Delta h_2}{r_2} = \frac{\Delta h_3}{r_3} \quad (33)$$

3 个环形撑径向压缩变形 Δr_1 , Δr_2 , Δr_3 分别为

$$\left. \begin{aligned} \Delta r_1 &= \frac{q_1 r_1^2}{E_{h1} A_{h1}}, \\ \Delta r_2 &= \frac{q_2 r_2^2}{E_{h2} A_{h2}}, \\ \Delta r_3 &= \frac{q_3 r_3^2}{E_{h3} A_{h3}} \end{aligned} \right\} \quad (34)$$

根据式 (31) ~ (33) 可求得

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= \frac{q \sum_{i=1}^n \frac{S_i}{\sin \theta_i}}{\left(1 + \frac{E_{h2} A_{h2}}{E_{h1} A_{h1}} + \frac{E_{h3} A_{h3}}{E_{h1} A_{h1}}\right) 2\pi r_1}, \\ q_2 &= \frac{q \sum_{i=1}^n \frac{S_i}{\sin \theta_i}}{\left(1 + \frac{E_{h1} A_{h1}}{E_{h2} A_{h2}} + \frac{E_{h3} A_{h3}}{E_{h2} A_{h2}}\right) 2\pi r_2}, \\ q_3 &= \frac{q \sum_{i=1}^n \frac{S_i}{\sin \theta_i}}{\left(1 + \frac{E_{h1} A_{h1}}{E_{h3} A_{h3}} + \frac{E_{h2} A_{h2}}{E_{h3} A_{h3}}\right) 2\pi r_3} \end{aligned} \right\} \quad (35)$$

最外环即第三环环形撑的径向压缩变形 Δr_3 :

$$\Delta r_3 = \frac{r_3 q \sum_{i=1}^n \frac{S_i}{\sin \theta_i}}{2\pi \sum_{j=1}^3 E_{hj} A_{hj}} \quad (36)$$

于是, 多环撑第 i 根放射撑支点水平位移 $D_i = \Delta r_3 + \Delta l_i$, 多环撑第 i 支点水平刚度系数 K_{Ti} 为

$$K_{Ti} = \frac{\sin \theta_i}{\frac{r_3 \sum_{i=1}^n \frac{S_i}{\sin \theta_i}}{2\pi \sum_{j=1}^3 E_{hj} A_{hj}} + \frac{l_{i,3}}{E_{li} A_{li} \sin \theta_i}} \quad (37)$$

对支挡结构桩间距为 b_a 的支护桩, K_{Ti} 应为

$$K_{Ti} = \left[\frac{r_3 \sum_{i=1}^n \frac{S_i}{\sin \theta_i}}{2\pi \sum_{j=1}^3 E_{hj} A_{hj}} + \frac{l_{i,3}}{E_{li} A_{li} \sin \theta_i} \right]^{-1} \sin \theta_i \cdot \frac{b_a}{S_i} \quad (38)$$

算例四: 如图 7 所示, 假设某基坑长 100 m, 宽 80 m; 采用冠梁截面尺寸宽×高为 1.2 m×1.2 m; 采用半径依次为 35 m、30 m、25 m 的三环环撑加放射撑结构, 环形撑断面尺寸宽×高均为 1.8 m×1.2 m, 放射撑高为 1.2 m, 宽度根据计算确定。环形撑圆形中心布置在基坑平面中心处, 环形撑、放射撑、冠梁砼等级为 C30。竖向支挡结构为支护桩, 桩径 1.2 m, 桩距 1.5 m, 桩身砼强度为 C35。

按照放射撑设置原则, 根据式 (27), 设定第一根放射撑沿环形撑圆形中心向基坑冠梁或腰梁垂直布置, $\theta_1=90^\circ$, 长 $l_{1,3}=4.1$ m, $S_1=8.0$ m, 截面宽×高=1.0 m×1.2 m; 第二根放射撑距第一根放射撑距离 8 m, $\theta_2=78.7^\circ$, $l_{2,3}=4.9$ m, 计算截面宽×高为 1.2 m×1.2 m, $S_2=8.0$ m; 第三根放射撑距第二根放射撑距离 8 m, $\theta_3=68.2^\circ$, 因计算宽度偏大, 在距第三根撑支点 4 m 处加设角撑, 计算截面宽×高为 1.2 m×1.2 m, $S_3=6.0$ m; 依次进行到第六根放射撑。从第七根放射撑开始已进入基坑另一侧, 重新按另一侧放射撑压缩变形相等原则设置放射撑, 这里列出第七根、第十根放射撑设计参数: 第七根 $\theta_7=51.3^\circ$, $l_{7,3}=23.5$ m, 宽×高为 1.2 m×1.2 m, $S_7=4$ m; 第十根 $\theta_{10}=90^\circ$, $l_{10,3}=14.1$ m, 宽×高为 1.2 m×1.2 m, $S_{10}=8$ m。其它各撑按对称原则布撑共布置 40 根放射撑。根据式 (38) 计算得到各支点水平刚度系数见表 1, 为减少篇幅只列出了算例四的 1/4 数据, 其他支点水平刚度系数可根据对称性获取。

2.5 各算例的水平刚度系数解析解与数值解的对比

为比较本文推导的典型内支撑结构支点水平刚度系数解析解与有限元数值解的差异程度, 采用了 Midas GTS NX 软件对 4 个算例进行了数值模拟, 提

取出其内支撑结构的水平位移, 换算出各算例支撑支点的单位宽度水平刚度系数数值解。数值模拟中, 支护桩用 2D 板单元模拟(板厚度根据桩径和间距采用等效刚度原则确定), 在开挖面上通过析取功能析取出该板; 冠(腰)梁采用采用 1D 线单元模拟, 通过选取开挖面上相应位置的线生成 1D 线单元; 冠(腰)梁线单元和支护桩板单元在节点耦合。图 8 左图是算例四三个环内支撑结构水平位移云图; 图 8 右图是假定取消算例四的第一、第二个环撑时内支撑结构水平位移云图。各算例支点单位宽度水平刚度系数数值解与解析解的结果见表 1。从表 1 可以看出, 利用本文推导的解析解公式计算的刚度系数和数值解的值相对误差一般在 5% 以内, 少数在 10% 以内, 两者相符程度较好; 单环撑内支撑结构水平位移约为三环撑的 2.2 倍, 刚度系数约为 0.45 倍。

表 1 4 个算例水平刚度系数 K_{Ti} 解析解与数值解对比表

Table 1 Comparision of horizontal stiffness coefficient K_{Ti} of four examples (analytical and numerical solutions)

计算的支点	单位宽度水平 刚度系数解析解 $K_{Ti}/(\text{MN}\cdot\text{m}^{-1})$	单位宽度水平 刚度系数数值解 $K_{Ti}/(\text{MN}\cdot\text{m}^{-1})$	相对误差/%
算例一(八字撑)	209.4	229.2	-8.6
算例二(圆环撑)	40.0	38.9	2.8
算例三(圆环撑+放射撑)	45.7	46.1	-0.9
算例四(支点 1)(三环撑)	139.4	133.6	4.4
算例四(支点 2)	136.4	130.1	4.8
算例四(支点 3)	126.9	123.6	2.7
算例四(支点 4)	116.2	112.0	3.8
算例四(支点 5)	96.7	95.1	1.7
算例四(支点 6)	96.4	97.8	-1.4
算例四(支点 7)	76.3	82.6	-7.6
算例四(支点 8)	108.9	111.2	-2.1
算例四(支点 9)	120.7	125.0	-3.4
算例四(支点 10)	129.8	134.7	-3.6
算例四(支点 11)	112.9	116.4	-3.0

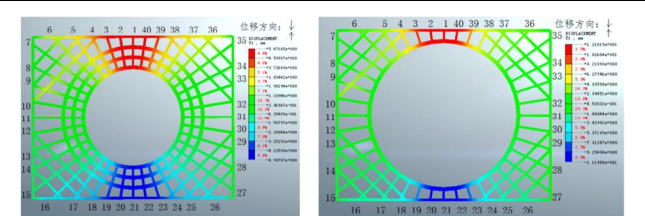


图 8 算例四支点水平位移计算结果

Fig. 8 Calculated results of horizontal displacements at pivots of example No. 4

3 结 论

(1) 深基坑内支撑构件是以轴向受压为主的弹性变形杆件, 只要设计合理, 内支撑的轴向压缩变形解析解和刚度系数解析解是可以简化求算的。

(2) 论文提出的内支撑支点水平刚度系数的解析解经与比较成熟和较高精度的有限元法计算数值对比, 结果表明两种求解结果相符程度较好, 解析解可作为深基坑支护结构单元计算的初始输入数据。

(3) 推导环形撑水平压缩和水平刚度系数过程中, 提出了环形撑不产生平动的前提条件和设计控制方法, 即放射撑等压缩变形控制设计计算方法, 工程算例说明这样进行环形撑平动控制是可行的。

(4) 多环撑比单环撑, 能提高内支撑支挡能力是因为多环撑明显提高了内支撑刚度系数。内支撑支护结构设计时可根据基坑周边环境对变形控制的要求, 按变形控制条件进行环形撑的环数设计。对圆形基坑, 计算支点刚度系数时, 应考虑支护桩冠(腰)梁的支撑作用, 否则, 计算的环撑径向压缩变形偏大, 计算的刚度系数偏小。

参考文献:

[1] JGJ120—2012 建筑基坑支护技术规程[S]. 2012. (JGJ 120—2012 Technical specification for retaining and protection of building foundation excavations[S]. 2012. (in Chinese))

[2] 杨 敏, 熊巨华. 建筑基坑支撑结构体系水平刚度系数的计算[J]. 岩土工程技术, 1999(1): 13 - 16. (YANG Min, XIONG Ju-hua. Calculation of horizontal stiffness coefficient support structure in building foundation pit[J]. Geotechnical Engineering Technique, 1999(1): 13 - 16. (in Chinese))

[3] 陈书申. 围护桩顶部位移特征及内支撑刚度公式辨析[J]. 福州大学学报(自然科学版), 2001, 29(5): 93 - 96. (CHEN Shu-shen. Features of displacement at the top of enclosure piles and analysis of the stiffness formula of bracing system[J]. Journal of Fuzhou University(Natural Science), 2001, 29(5): 93 - 96. (in Chinese))

[4] 刘小丽, 陈 芳, 贾永刚. 深基坑内支撑等效刚度数值计算影响因素分析[J]. 中国海洋大学学报, 2009, 39(2): 275 - 280. (LIU Xiao-li, CHEN Fang, JIA Yong-gang. Analysis on influencing factors for computing the equivalent stiffness of the interior bracing of deep excavation by numerical method[J]. Periodical of Ocean University of China, 2009, 39(2): 275 - 280. (in Chinese))

[5] 宋英伟. 基坑内支撑水平刚度计算的探讨[J]. 山西建筑, 2011, 37(18): 68 - 69. (SONG Ying-wei. Inquiry on horizontal bearing stiffness in the foundation pit[J]. Shanxi Architecture, 2011, 37(18): 68 - 69. (in Chinese))

[6] 陈 焘, 张茜珍, 周顺华, 等. 异形基坑支撑体系刚度及受力分析[J]. 地下空间与工程学报, 2011, 7(增刊 1): 1384 - 1389. (CHEN Tao, ZHANG Xi-zhen, ZHOU Shun-hua, et al.

- Stiffness and stress analysis of irregular foundation pit support system[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2011, 7(S1): 1384 - 1389. (in Chinese))
- [7] 刘汉凯. 基坑内支撑刚度计算方法辨析[J]. 佳木斯大学学报(自然科学版), 2013, 31(1): 73 - 76. (LIU Han-kai. Calculating methods for the stiffness of the interior bracing of foundation excavation[J]. Journal of Jiamusi University (Natural Science Edition), 2013, 31(1): 73 - 76. (in Chinese))
- [8] 何一韬, 谭 准, 高云龙. 地铁车站基坑内支撑刚度的探讨[J]. 铁道建筑, 2014(3): 68 - 70. (HE Yi-tao, TAN Zhun, GAO Yun-long. Discussion on the stiffness of the support in the foundation pit of a subway station[J]. Railway Engineering, 2014(3): 68 - 70. (in Chinese))
- [9] 曾律弦, 潘 泓, 肖四喜. 深基坑环梁支护结构的性状分析[J]. 四川建筑科学研究, 2009, 35(3): 115 - 118. (ZENG Lu-xian, PAN Hong, XIAO Si-xi. Analysis on behavior of ring beam retaining structures of deep foundation pit[J]. Sichuan Building Science, 2009, 35(3): 115 - 118. (in Chinese))
- [10] 李 昀, 李华梅, 吴 昊, 等. 大型圆形深基坑设计分析研究[J]. 地下空间与工程学报, 2011, 7(5): 938 - 944. (LI Yun, LI Hua-mei, WU Hao, et al. Study on design method of great cylindrical foundation pits[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2011, 7(5): 938 - 944. (in Chinese))
- [11] 吴西臣, 徐杨青. 180 同心圆双环内支撑在复杂环境下大型深基坑中的支护[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(增刊 1): 72 - 76. (WU Xi-chen, XU Yang-qing. Application of concentric circular strut system in large deep excavations under complex environment[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(S1): 72 - 76. (in Chinese))
- [12] 冯晓腊, 冯 恒, 劳骥民, 等. 圆环支撑在武汉地区基坑工程中的应用研究[J]. 施工技术, 2016, 45(增刊): 29 - 32. (FENG Xiao-la, FENG Heng, LAO Ji-ming, et al. Application of annular inner support in deep foundation excavation in Wuhan[J]. Construction Technology, 2016, 45(S0): 29 - 32. (in Chinese))
- [13] 王春艳, 张方涛, 马 郢, 等. 基坑圆环支撑体系水平刚度系数计算方法研究[J]. 岩土力学, 2017, 38(3): 840 - 846. (WANG Chun-yan, ZHANG Fang-tao, MA Yun, et al. A method for calculating horizontal stiffness coefficient of ring supporting system for foundation pit[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(3): 840 - 846. (in Chinese))
- [14] 李 松, 马 郢, 李受祉, 等. 组合弹性边界在基坑内支撑平面杆系有限元分析中的应用[J]. 岩土力学, 2017, 34(10): 95 - 101. (LI Song, MA Yu, LI Shou-zhi, et al. Application of combined elastic boundary in finite element analysis of plane bar support system on foundation pit[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 34(10): 95 - 101. (in Chinese))
- [15] 张有祥, 周宏磊. 关于基坑规程中围护结构变形计算的探讨[J]. 湖南科技大学学报(自然科学版), 2018, 33(3): 39 - 46. (ZHANG You-xiang, ZHOU Hong-lei. Deformation calculation study about elastic fulcrum method of foundation pit[J]. Journal of Hunan University of Science & Technology (Natural Science Edition), 2018, 33(3): 39 - 46. (in Chinese))
- [16] GORDON T C, JUANG C H, EVAN C L, et al. Simplified model for wall deflection and ground-surface settlement caused by braced excavation in clays[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133(6): 731 - 747.

DOI: 10.11779/CJGE201906007

伊犁黄土总吸力和基质吸力土水特征曲线拟合模型

张爱军¹, 王毓国¹, 邢义川², 于春亮¹, 赵庆玉¹

(1. 西北农林科技大学水利与建筑工程学院, 陕西 杨凌 712100; 2. 中国水利水电科学研究院, 北京 100048)

摘要: 新疆伊犁黄土具有湿陷性强烈、易溶盐含量高的特点, 描述其非饱和土应力状态中的吸力参量时, 须同时考虑总吸力和基质吸力两个参量。为此, 通过滤纸法开展了不同含盐量下伊犁黄土的土水特征曲线试验, 测量了不同含盐下伊犁黄土的总吸力与基质吸力, 计算了不同含盐量下土样中溶液浓度, 分析了含盐量对湿陷的影响, 基于 Gardner 模型, 提出了可以考虑易溶盐含量影响的伊犁黄土总吸力和基质吸力土水特征曲线的拟合模型。研究结果表明: 含盐量对新疆伊犁黄土的基质吸力有一定影响, 对总吸力与渗透吸力影响较大; 土样溶液浓度随着含盐量的增大而增大, 总吸力与溶液浓度之间呈线性关系; 随着土样内易溶盐含量的增加, 土样湿陷系数明显增大; 提出的土水特征曲线模型可以考虑易溶盐含量的影响, 可以统一描述伊犁黄土总吸力和基质吸力随含水率、易溶盐含量变化的规律。

关键词: 拟合模型; 滤纸法; 含量盐; 溶液浓度; 吸力; 湿陷

中图分类号: TU444

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-1040-10

作者简介: 张爱军(1964—), 男, 山西阳高人, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程教学与科研工作。E-mail:

zaj@nwsuaf.edu.cn。

Fitting models for soil-water characteristic curve of total and matrix suctions of Yili loess

ZHANG Ai-jun¹, WANG Yu-guo¹, XING Yi-chuan², YU Chun-liang¹, ZHAO Qing-yu¹

(1. College of Water Resources and Architectural Engineering, Northwest A & F University, Yangling 712100, China; 2. China Institute of Water Resources and Hydro Power Research, Beijing 100048, China)

Abstract: The Yili loess of Xinjiang is characterized by strong collapsibility and high soluble salt content. For describing the suction parameters in the stress state of the unsaturated soils, both the total and matrix suctions should be taken into account. Therefore, the soil-water characteristic curve (SWCC) tests on Yili loess with different salt contents are carried out by using the filter paper method. The total and matrix suctions of Yili loess with different salt contents are measured. The solution concentrations of samples with different salt contents are calculated. Additionally, the effects of salt content on the collapsibility are analyzed. Based on the Gardner model, fitting models for SWCC of total and matrix suctions for Yili loess which can consider the influences of soluble salt content are proposed. The test results show that the salt content has a certain influence on the matrix suction of Yili loess of Xinjiang, and it has a great effect on the total and osmotic suction. The solution concentration in the soil samples increases with the increase of the salt content, and there is a linear relationship between the total suction and the concentration. With the increase of soluble salt content, the collapsibility of soil samples increases obviously. The proposed SWCC models can consider the influences of soluble salt content, and they can describe the variation of the total suction and matrix suctions for Yili loess with water content and soluble salt content.

Key words: fitting model; filter paper method; salt content; solution concentration; suction; collapsibility

0 引言

在非饱和土力学问题中, 吸力被公认为是不可缺少的应力状态变量之一^[1]。土体中的吸力由基质吸力和渗透吸力两部分组成。基质吸力是由土体液相与气象交界面—土体的收缩膜结构两侧的压力差所引起的, 主要受土体结构、含水率的影响; 渗透吸力是由土中溶液引起的, 主要受溶液浓度的影响。总吸力就

是基质吸力和渗透吸力之和。

测量吸力有很多种方法, 对于总吸力、基质吸力、渗透吸力的量测又有着各自不同的试验方法。测量总

基金项目: “十三五”国家重点研发计划资助项目(2017YFC0405103);
陕西省重点研发计划(2017ZDXM-SF-074)

收稿日期: 2018-04-10

*通讯作者(E-mail: eaglew@nwsuaf.edu.cn)

吸力有冷静湿度计法、非接触式滤纸法、双压湿度控制法、等压湿度控制法、热电偶干湿度计法^[2]、晶体干湿度计法 (transistor psychrometer)、冷镜干湿度计法 (chilled-mirror psychrometer)^[3]; 测量基质吸力有接触式滤纸法、轴平移法、电/热传导传感器法、张力计法^[2]; 测量渗透吸力有挤液法^[4], 或是直接用总吸力减去基质吸力即为渗透吸力。

新疆伊犁黄土是较为特殊的黄土, 从成因上属于西风区黄土, 与中国广泛分布的季风区黄土高原黄土明显不同。从土性上有两个重要特点: ①自重湿陷性土层深厚、湿陷性异常强烈, 很多地段的黄土属于自重湿陷性Ⅳ场地, 现场浸水试验测得的最大自重湿陷量达到 3.52 m; ②易溶盐含量高, 易溶盐含量 (以下简称含盐量) 最大为 19.2 g/kg^[5]。描述其应力状态时不仅需要考虑基质吸力, 还需要考虑渗透吸力, 而含盐量是影响渗透吸力的主要因素, 必须考虑。

以往的试验研究中, 对含盐量影响下非饱和土的吸力研究较少。孙德安等^[1]通过滤纸法测量了不同 NaCl 含量盐渍土的土水特征曲线, 得出了含盐量对基质吸力影响不大, 总吸力与基质吸力的差值随着含盐量的增加而增加的结论; Fattah M Y 等^[6]测量了不同 NaCl 含量下非饱和土的基质吸力与总吸力, 得出在将 NaCl 加入土样中, 基质吸力与总吸力都有明显的增加的结论。

同时, 与黄土相关的总吸力试验研究更是少之又少, 大部分仅测量了黄土的基质吸力^[7-10]。因此, 很有必要开展进一步试验研究, 来探究易溶盐含量对伊犁黄土总吸力、基质吸力、渗透吸力的影响规律。本文通过滤纸法开展了不同含盐量下伊犁黄土的土水特征曲线试验, 测量了不同含盐下伊犁黄土的总吸力与基质吸力, 计算了土样中溶液浓度, 分析了含盐量对湿陷的影响; 基于 Gardner 模型, 提出了可以考虑易溶盐含量影响的伊犁黄土总吸力和基质吸力土水特征曲线的拟合模型。

1 试验土样

试验所用土样取自新疆伊犁昭苏县特克斯河Ⅲ级阶地上, 取土深度为 21.5~22 m, 土样初始含水率为 6.67%, 干密度为 1.37 g/cm³。土样初始易溶盐含量如表 1 所示。鉴于实测得到同区域伊犁黄土的易溶盐含量最大为 19.2 g/kg^[5], 确定试验土样易溶盐含量分别为 5, 8, 14, 20, 26 g/kg。

试验所用土样均为原状样。依据表 1 中所测得易溶盐离子浓度及比例, 确定在土样中加设的易溶盐为 MgSO₄、CaCl₂、NaHCO₃、NaOH, 质量比为 10.32:2.16:1:15.39。将 4 种溶液近似配置为饱和盐溶液,

以减少所加入的水分, 计算土样易溶盐含量达到 5, 8, 14, 20, 26 g/kg 时需要加入的易溶盐质量, 吸取一定量的溶液, 通过水膜转移法, 分次加入土样当中, 确保每次加入的溶液小于 10 mL。每次加完盐溶液后, 自然风干一昼夜, 再进行下一次的滴加, 防止土样中水分过多, 产生膨胀变形。少量多次加入盐溶液, 直至达到所要求的易溶盐含量为止。加盐过程持续时间较长, 通过水膜转移法自然渗透增加盐分, 对原状样微观结构扰动较小。将加盐后的土样用保鲜膜包裹, 置于保湿缸养护 3 d 以上, 确保土样内盐分分布均匀, 试验时抽取一定数量的土样进行复测, 确保含盐量、含水率和密度符合试验要求。

表 1 土样易溶盐含量

Table 1 Dissolved salt contents of soil samples	
物质	含量/(g·kg ⁻¹)
K ⁺	0
Na ⁺	2.3379
Ca ²⁺	0.7251
Mg ²⁺	0.5291
Cl ⁻	0.3535
SO ₄ ²⁻	1.6161
HCO ₃ ⁻	0.1861
CO ₃ ²⁻	0
总量	5.7478

2 土水特征曲线试验

2.1 试验方法与结果

本次试验采用滤纸法测量土样的总吸力、基质吸力。试验方法参考 ASTM D5298 规范^[11]和文献[12]。滤纸法测定总吸力、基质吸力的试验装置如图 1 所示。土样下方放置三层滤纸与土样紧密贴合, 上、下两片为保护滤纸, 中间滤纸为测试滤纸, 滤纸含水率与土样溶液交换平衡后测得的吸力即为基质吸力。在土样上部放置两种不同直径的“O”型圈, “O”型圈上部铺设两层滤纸, 此时试验滤纸不与土样接触, 下层滤纸含水与土样周围的水蒸气达到平衡后测得的吸力即为总吸力。将土样与滤纸置于密闭容器, 并在容器外部包裹保鲜膜, 置于密封盒中, 防止水分流失, 如图 2 所示。

试验操作步骤:

(1) 从养护缸中取出不同含盐量的土样, 通过风干及水膜转移法用纯水将土样的含水率配置为 7%。

(2) 将土样用保鲜膜包好放入养护缸, 养护 3 d, 使水分在土样中分布均匀。

(3) 将试验所用滤纸提前 1 d 放入 105℃烘箱烘至恒重, 冷却后按图 2 所示方法将土样与滤纸装入密闭容器中, 包裹保鲜膜, 放入密封盒中, 置于恒温柜 (20±2℃), 放置 7 d, 使土样与滤纸达到水分平衡。

(4) 打开容器, 迅速称取土样质量计算其含水率。

(5) 打开容器, 迅速称取基质吸力、总吸力滤纸样的湿重量 (精确到 0.0001 g)。

(6) 将湿滤纸放入 105℃ 烘箱 8 h 以上, 烘干后, 将滤纸迅速放入密封的自封袋中, 放入干燥缸冷却 30 min, 称取干滤纸质量 (精确到 0.0001 g), 反复多次烘干称量, 直至两次滤纸重量差值小于 0.0003 g; 由滤纸的湿重量和烘干重量计算滤纸的含水率, 并通过率定曲线确定相应的吸力值。

(7) 土样的含水率分别配置到 10%, 13%, 16%, 19%, 22%, 25%, 28%, 31%, 34%, 重复上述步骤 (2) ~ 步骤 (6), 得到基质吸力和总吸力土水特征曲线。

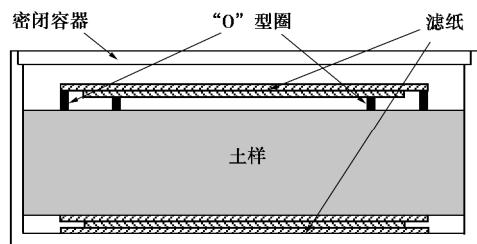


图 1 滤纸法试验装置

Fig. 1 Test equipment for filter paper method

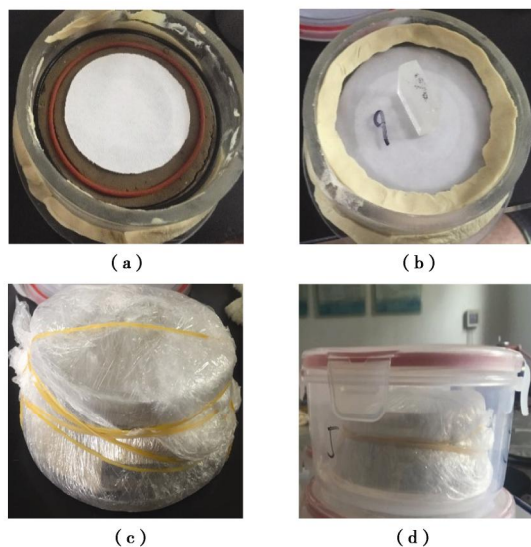


图 2 滤纸法装样过程图

Fig. 2 Loading process of filter paper method

本次试验采用 Whatman 42 号滤纸^[12], 率定曲线采用 Leong 等根据试验结果给出的双线性率定曲线方程^[12] (式 (1) ~ (4)), 率定曲线如图 3 所示。

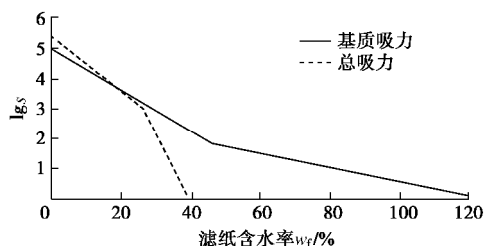


图 3 率定曲线

Fig. 3 Calibration curves of suctions

基质吸力率定曲线方程:

$$\lg s_m = 2.909 - 0.0229w_f \quad (w_f \geq 47), \quad (1)$$

$$\lg s_m = 4.945 - 0.0673w_f \quad (w_f < 47). \quad (2)$$

总吸力率定曲线方程:

$$\lg s_t = 8.778 - 0.222w_f \quad (w_f \geq 26), \quad (3)$$

$$\lg s_t = 5.31 - 0.0879w_f \quad (w_f < 26). \quad (4)$$

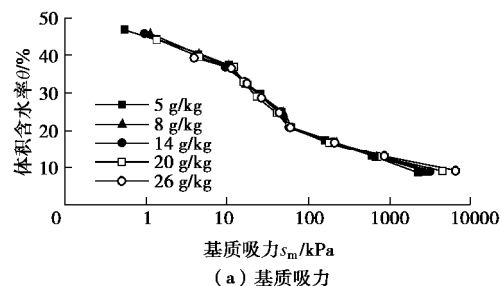
式中 s_m 为基质吸力 (kPa); s_t 为总吸力 (kPa); w_f 为滤纸含水率 (%)。

本文采用土样中液体的体积占总体积的百分比, 即体积含水率 θ , 来描述土样的含水率变化。土样体积含水率计算如下所示:

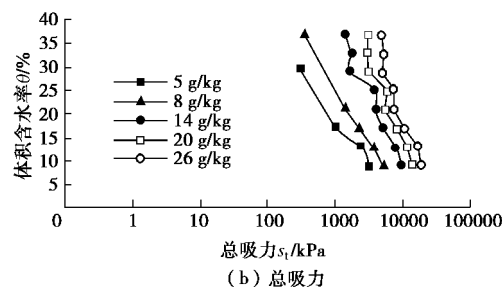
$$\theta = r_d w, \quad (5)$$

式中, θ 为体积含水率 (%), r_d 为土样干密度 (g/cm^3), w 为土样含水率 (%)。

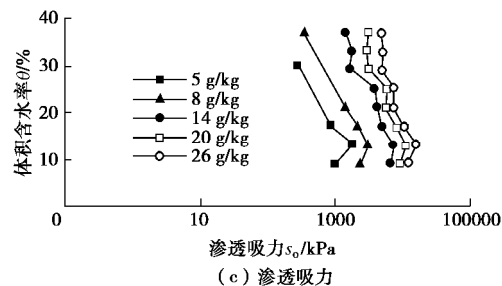
图 4 为滤纸法得到的不同易溶盐含量下伊犁黄土基质吸力、总吸力和渗透吸力的土水特征曲线。从图 4 可以看出: 含盐量的改变对基质吸力有一定影响; 随着含盐量的增大总吸力与渗透吸力明显增大, 在低含水率 (8%) 时, 总吸力受基质吸力影响较大, 在高含水率较时 (13% ~ 38%), 总吸力的增大主要是由渗透吸力的增大引起的; 随着含水率的降低, 试验所加



(a) 基质吸力



(b) 总吸力



(c) 渗透吸力

图 4 滤纸法所得土水特征曲线

Fig. 4 SWCCs obtained by filter paper method

几种盐在孔隙溶液中趋于饱和, 渗透吸力存在一极值, 最终不超过 25000 kPa, 这与孙德安等^[1]所得结论相一致。由于易溶盐含量较高, 渗透吸力较基质吸力大很多, 较大的渗透吸力会使土颗粒之间引力增强, 从而提升土体的强度, 但是土体的湿陷性会增大。

2.2 试验结果分析

(1) 饱和体积含水率

试验所用土样 OH⁻ 离子含量较大可以保证 Mg²⁺ 离子完全析出; 同时, 随着含水率的增加 Ca²⁺ 离子虽未完全析出, 但所剩 Ca²⁺ 离子浓度较低, 小于 0.0003 mol/L, 可以忽略。故在计算土样的饱和体积含水率时, 认为土样中的 Mg²⁺ 离子、Ca²⁺ 离子以 Mg(OH)₂、CaSO₄ 的形式析出, 剩余离子完全溶解不再产生其他沉淀。基于这一点, 可以通过 Mg²⁺ 离子、Ca²⁺ 离子的摩尔浓度计算出体积为 100 cm³ 的土样饱和时析出沉淀的质量 $m'_{\text{盐}}$,

$$m'_{\text{盐}} = a \frac{m_s}{1000} (r_{\text{Mg}^{2+}} M_{\text{Mg}(\text{OH})_2} + r_{\text{Ca}^{2+}} M_{\text{CaSO}_4}) \quad (6)$$

式中 $m'_{\text{盐}}$ 为土样饱和时盐分析出的质量 (g); a 为易溶盐含量 (g/kg); m_s 为土样干土重 (g); $r_{\text{Mg}^{2+}}$ 为 1 g 土样中 Mg²⁺ 离子的摩尔浓度 (0.00298 mol/g); $r_{\text{Ca}^{2+}}$ 为 1 g 土样中 Ca²⁺ 离子的摩尔浓度 (0.000673 mol/g); $M_{\text{Mg}(\text{OH})_2}$ 为 Mg(OH)₂ 的摩尔质量 (58 g/mol); M_{CaSO_4} 为 CaSO₄ 的摩尔质量 (136 g/mol)。

联立式 (7), (8), 可得不同易溶盐含量下土样的饱和体积含水率如表 2 所示。

$$S_r = \frac{w' G r_d}{G r_w - r_d} \quad (7)$$

$$\theta_s = w_s m_s \quad (8)$$

式中
$$r_w = \frac{0.001 a m_s - m'_{\text{盐}} + m_s w_s}{m_s w_s} \quad ; \quad w' =$$

$$\frac{0.001 a m_s - m'_{\text{盐}} + m_s w_s}{m_s + m'_{\text{盐}}} \times 100\% \quad ; \quad r_d = \frac{m_s + m'_{\text{盐}}}{V} \quad . S_r \text{ 为土}$$

样的饱和度 (取 1); G 为土样的相对密度 (2.72); w' 为含液率, 即土样中溶液质量与土样盐相对密度的比值^[13] (%); r_w 为土样溶液密度 (g/cm³); w_s 为土样饱和含水率 (%); V 为土样体积 (100 cm³); θ_s 为土样饱和体积含水率 (%)。

表 2 饱和体积含水率

Table 2 Saturated volumetric water contents

易溶盐含量 a /(g·kg ⁻¹)	5	8	14	20	26
饱和体积含水率 θ_s /%	48.95	49.95	50.94	51.89	52.82

(2) 溶液浓度

伊犁黄土易溶盐含量较高, 随着体积含水率和温度的变化易溶盐溶解、析出, 土样内溶液浓度发生较

大变化, 从而对伊犁黄土的土水特征曲线, 尤其是总吸力土水特征曲线产生较大的影响, 因此很有必要计算不同体积含水率下, 土样内的溶液浓度, 分析其对土水特征曲线的影响, 本文暂不考虑温度的影响。

根据表 1 所测土样中原有各离子摩尔浓度, 确定所加 4 种溶液: MgSO₄, CaCl, NaHCO₃, NaOH 溶液摩尔浓度比为 0.22 : 0.05 : 0.03 : 1。4 种盐相互反应会生成溶解度较低的 Ca(HCO₃)₂, Ca(OH)₂, CaSO₄, Mg(HCO₃)₂, Mg(OH)₂。除去析出盐分, 剩余易溶盐溶解于土样液体当中, 土中溶解易溶盐的质量除以土样中溶液的质量即为土样的溶液浓度。

依据溶解度小的盐分先析出的原则, 几种盐析出的先后顺序为 Mg(OH)₂, CaSO₄, Ca(OH)₂, Ca(HCO₃)₂, Mg(HCO₃)₂。溶液中溶质是否析出可以用溶液的离子积 (Q_i) 与溶度积 (K_{sp}) 的大小来进行判断。离子积为溶液中各离子浓度的乘积^[14], 不同溶液的溶度积可以通过化学手册得到^[15], 如表 3 所示。当 $Q_i = K_{sp}$ 时, 溶液达到沉淀-溶解平衡状态, 溶液是饱和溶液; $Q_i > K_{sp}$ 时, 溶质析出; $Q_i < K_{sp}$ 时溶液为不饱和溶液。当离子剩余浓度小于 10⁻⁵ mol/L 时, 可以认为离子完全析出^[14]。

表 3 溶度积

Table 3 Solubility products

盐	溶度积 K_{sp}
Mg(OH) ₂	1.8×10^{-11}
CaSO ₄	9.1×10^{-6}
Ca(OH) ₂	5.5×10^{-6}
Ca(HCO ₃) ₂	5.2×10^{-5}
Mg(HCO ₃) ₂	4.5×10^{-1}

计算过程:

a) 计算溶液中 Mg(OH)₂, CaSO₄ 的离子积, 与其溶度积进行比较, 判断溶质是否析出, 如果析出则需依步骤 2 判断 Mg²⁺, Ca²⁺ 离子是否完全析出, 若不析出则盐分完全溶解;

b) 由于溶液中 OH⁻, SO₄²⁻ 离子较多, 故依公式 $Q_i = K_{sp}$ 计算 Mg²⁺, Ca²⁺ 离子剩余 10⁻⁵ mol/L 所需要的 OH⁻, SO₄²⁻ 离子浓度, 分别为 1.34×10^{-3} , 0.91 mol/L。与溶液中 OH⁻, SO₄²⁻ 离子浓度进行比较, 若阴离子浓度较大, 则阳离子完全析出, 反应停止, 以阳离子浓度计算析出溶质质量。若阴离子不足, 则需通过公式 $Q_i = K_{sp}$ 来计算阳离子的剩余的浓度;

c) 依次比较剩余溶液中 Ca(OH)₂, Ca(HCO₃)₂, Mg(HCO₃)₂ 的离子积 (Q_i) 与溶度积 (K_{sp}), 重复步骤 a), b), 判断盐分是否析出, 计算至溶液达到平衡状态, 得到析出盐分的总质量 $m_{\text{盐}}$ 。

土样中溶液浓度的计算公式:

表 4 不同体积含水率下试样内溶液浓度

Table 4 Solution concentrations in samples under different volumetric water contents									
5 g/kg 土样		8 g/kg 土样		14 g/kg 土样		20 g/kg 土样		26 g/kg 土样	
体积含水率/%	土样溶液浓度/%	体积含水率/%	土样溶液浓度/%	体积含水率/%	土样溶液浓度/%	体积含水率/%	土样溶液浓度/%	体积含水率/%	土样溶液浓度/%
8.80	5.55	8.89	8.37	8.93	13.61	9.04	18.03	9.04	22.04
13.12	3.79	12.90	5.92	12.83	9.38	12.87	13.39	12.99	16.44
17.27	2.91	17.06	4.55	17.01	7.64	16.82	10.58	16.83	13.18
20.97	2.41	21.09	3.71	21.04	6.27	20.93	8.68	20.91	10.89
25.32	2.00	24.94	3.16	25.12	5.30	24.94	7.39	25.11	9.24
29.90	1.70	28.99	2.73	29.22	4.60	29.07	6.40	28.83	8.14
32.69	1.56	32.40	2.45	33.01	4.09	33.07	5.67	32.58	7.27
37.49	1.36	37.00	2.15	36.98	3.67	36.87	5.12	36.64	6.52
40.67	1.26	40.37	1.97	40.52	3.36	39.80	4.76	39.46	6.08
46.90	1.09	46.10	1.73	45.62	2.99	44.13	4.31	52.82	1.05
48.95	1.01	49.95	1.02	50.94	1.03	51.89	1.04		

$$k = \frac{0.001am_s - m_{\text{盐}}}{m_s(w + 0.001a) - m_{\text{盐}}} \times 100\% \quad (9)$$

式中 k 为土样中溶液浓度 (%)； $m_{\text{盐}}$ 为析出盐分的质量 (g)。

通过计算可得不同易溶盐含量土样，在不同体积含水率下，土样内溶液浓度，如表 4，图 5 所示。

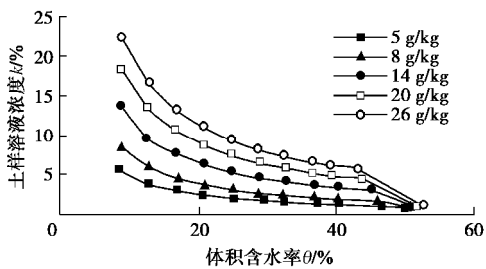


图 5 体积含水率与试样溶液浓度关系曲线

Fig. 5 Relationship between volumetric water contents and solution concentrations of samples

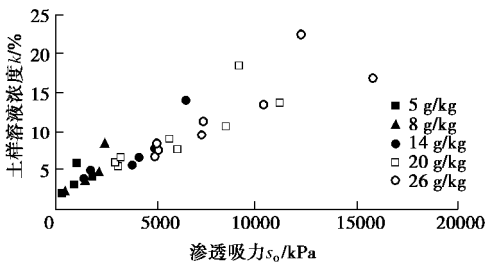


图 6 渗透吸力与试样溶液浓度关系曲线

Fig. 6 Relationship between osmotic suctions and solution concentrations of samples

随着含盐量的增加，土样溶液浓度明显增大，随着体积含水率的增加，土样溶液浓度逐渐减小，趋于一致。从图 6，7 可以看出，渗透吸力随土样溶液浓度

的变化而变化，二者基本呈线性关系，总吸力与溶液浓度之间呈线性关系。

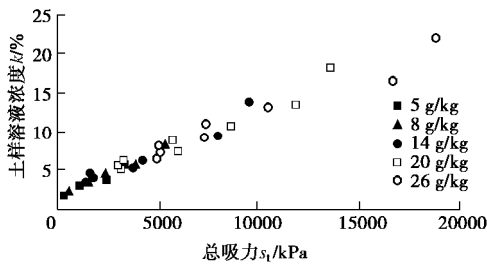


图 7 总吸力与试样溶液浓度关系曲线

Fig. 7 Relationship between total suctions and solution concentrations of samples

2.3 考虑含盐量变化的土水特征曲线拟合模型建立

(1) 基质吸力

用 3 种常用模型：Fredlund & Xing 模型、Gardner 模型、Van Genuchten 模型（式 (10) ~ (12)），通过 Matlab 中 lsqnonlin 函数对试验所得基质吸力土水特征曲线进行拟合。Fredlund & Xing 模型和 Van Genuchten 模型拟合参数 θ_r 与实际情况不符，Gardner 模型拟合 R^2 均达到 0.97 以上，拟合结果较好，最适合拟合新疆伊犁黄土基质吸力土水特征曲线，Gardner 模型拟合参数如表 5 所示。

表 5 Gardner 模型拟合基质吸力参数

Table 5 Matrix suction parameters fitted by Gardner model				
易溶盐含量 $\alpha/(\text{g}\cdot\text{kg}^{-1})$	b	n	$\theta_r/\%$	R^2
5	28.464	0.776	8.44	0.994
8	26.333	0.728	8.74	0.994
14	21.853	0.714	8.56	0.993
20	21.427	0.664	8.07	0.987
26	20.090	0.639	8.39	0.983

a) Fredlund & Xing 模型

$$\theta = \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{s}{b} \right)^n \right] \right\}^m} + \theta_r \quad (10)$$

式中 θ_s 为饱和体积含水率 (%)； θ_r 为残余体积含水率 (%)； b, n, m 为拟合参数；其中 b 为曲线内弯点对应的吸力值，稍大于进气压力； n 为与土水特征曲线内弯点斜率有关的参数； m 为与残余饱和度有关的拟合参数^[16]。

b) Gardner 模型

$$\theta = \frac{\theta_s - \theta_r}{\left(\frac{s}{b} \right)^n + 1} + \theta_r \quad (11)$$

式中, b, n 为拟合参数。

c) Van Genuchten 模型

$$\theta = \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[\left(\frac{s}{b} \right)^n + 1 \right]^m} + \theta_r \quad (12)$$

式中, b, n, m 为拟合参数，其中 $m=1-1/n$ 。

如图 8 所示，从 Gardner 模型拟合的结果可以发现，含盐量对 Gardner 模型参数 b 影响较大，二者近似成线性关系。含盐量对参数 n, θ_s, θ_r 影响较小，可取平均值。将参数 b 与含盐量 a 的关系带入 Gardner 模型公式中，可得考虑含盐量的伊犁黄土基质吸力水特征曲线模型公式，式 (13) 可以反映含盐量和含水率耦合变化情况下伊犁黄土的土水特征，拟合结果如图 9 所示。

$$\theta = \frac{\theta_s - \theta_r}{\left(\frac{s_m}{c\alpha + d} \right)^n + 1} + \theta_r \quad (13)$$

式中, $n=0.704, \theta_s=50.91\%, \theta_r=8.44\%, c=-0.391, d=29.343$ 。

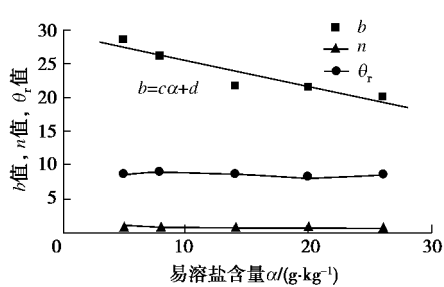


图 8 Gardner 模型参数与含盐量的关系曲线

Fig. 8 Relationship between Gardner model parameters and salt contents

(2) 总吸力

滤纸法在测量总吸力时，测试范围有一定的局限性。当总吸力较小时，滤纸平衡后含水率较大，含水率越大受试验温度等环境的影响就越大，此时很难得到一个准确的滤纸含水率，从而难以推导出正确的土

样吸力。当吸力范围为 1000~500000 kPa 时试验所得结果才是可靠的^[2]。

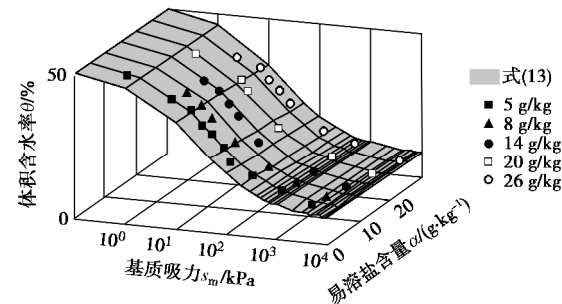


图 9 不同易溶盐含量下公式 (13) 的拟合结果

Fig. 9 Fitting results of Formula (13) under different soluble salt contents

由于滤纸法测试范围的缺陷，导致试验结果在高体积含水率、低吸力部分存在缺失。常用的拟合公式难以拟合不完整的总吸力下伊犁黄土的土水特征曲线。

残余体积含水率反映了土中孔隙水由结合水和毛细水转向重力水的界限。当土样的体积含水率低于残余体积含水率时，土中水以结合水和毛细水为主^[16]，基质吸力会出现急剧增加的现象；结合水不溶解盐分^[13]、毛细水含量很少，土样渗透吸力较小；此时，土样的总吸力与基质吸力基本相同^[16]。因此，总吸力与基质吸力土水特征曲线应该具有相同的残余体积含水率。

将土样饱和体积含水率和基质吸力拟合所得的残余体积含水率带入 Gardner 模型后，再对总吸力土水特征曲线进行拟合，可以得到一个较好的拟合结果。如图 10、表 6 所示。

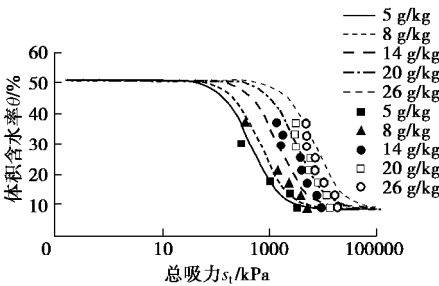


图 10 Gardner 模型拟合总吸力土水特征曲线结果

Fig. 10 Results of SWCCs of total suction fitted by Gardner model

表 6 Gardner 模型拟合总吸力参数

Table 6 Total suction parameters fitted by Gardner model			
易溶盐含量 $a/(g \cdot kg^{-1})$	b	n	R^2
5	346.131	1.225	0.977
8	690.785	1.267	0.980
14	2093.836	1.460	0.925
20	3724.745	1.760	0.920
26	5428.708	2.303	0.940

同样对总吸力 Gardner 模型拟合参数进行分析，

我们可以发现:如图 11, 12 所示, 参数 n 、饱和体积含水率 θ_s 、残余体积含水率 θ_r 变化较小, 可取平均值。而参数 b 随含盐量的变化较大, 将参数 b 与含盐量 a 的函数关系带入 Gardner 模型公式中, 可得考虑含盐量的伊犁黄土总吸力土水特征曲线模型公式:

$$q = \frac{q_s - q_r}{\left(\frac{s_t}{ke^{ja}}\right)^n + 1} + q_r \quad (14)$$

式中 s_t 为总吸力(kPa), $n=1.603$, $k=235.839$, $j=0.131$ 。

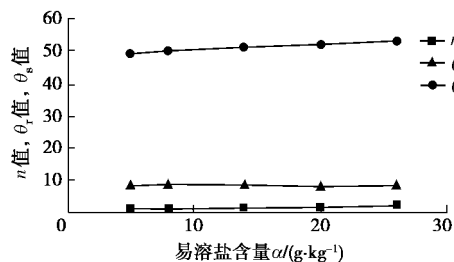


图 11 Gardner 模型参数 n , θ_s , θ_r 与含盐量的关系曲线

Fig. 11 Relationship between Gardner model parameters n , θ_s and θ_r and salt contents

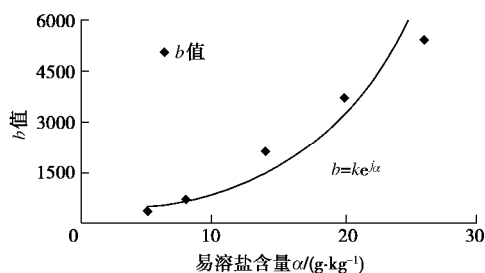


图 12 Gardner 模型参数 b 与含盐量的关系曲线

Fig. 12 Relationship between Gardner model parameter a and salt contents

将考虑含盐量的伊犁黄土总吸力土水特征曲线模型公式与试验数据绘入图 13, 可以发现拟合结果较好, 式 (14) 适用于不同含盐量下伊犁黄土总吸力的计算公式。对比图 9, 13 可以看出, 总吸力受易溶盐含量影响更大, 变化更加剧烈。

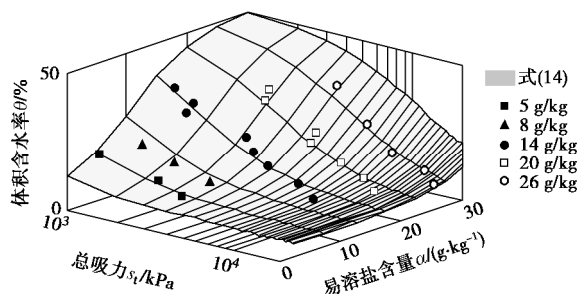


图 13 不同易溶盐含量下式 (14) 的拟合结果

Fig. 13 Fitting result of Formula (14) under different soluble salt contents

(3) 模型验证

通过式 (13) 对文献[6]中不同 NaCl 含量试样的基质吸力土水特征曲线进行拟合, 拟合结果如图 14 所示, 拟合结果较好, R^2 均在 0.94 以上。文献[6]中试验数据较少, 难以用式 (14) 对其总吸力土水特征曲线进行拟合。通过 Gardner 模型, 对不同 NaCl 含量试样的总吸力土水特征曲线进行拟合, 如图 15 所示, 结果较好。其拟合参数 b 与含盐量 a 同样呈指数关系, 如图 16 所示, 与式 (14) 规律相一致。式 (13) 与式 (14) 可以较好地反映易溶盐含量对基质吸力、总吸力土水特征曲线的影响。

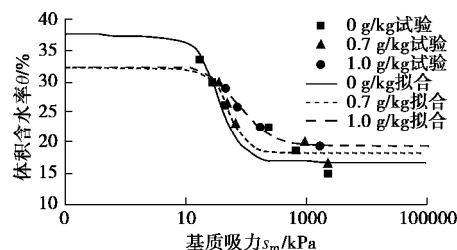


图 14 不同 NaCl 含量下式 (13) 的拟合结果

Fig. 14 Fitting results of Formula (13) under different NaCl contents

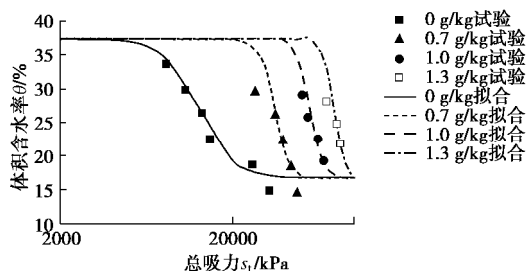


图 15 不同 NaCl 含量下式 (14) 的拟合结果

Fig. 15 Fitting results of Formula (14) under different NaCl contents

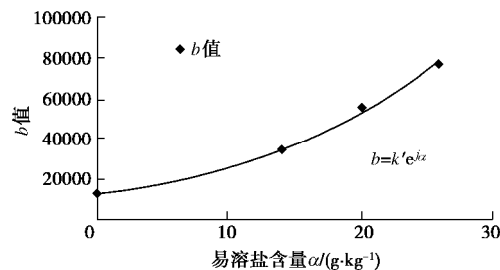


图 16 Gardner 模型参数 b 与含盐量的关系曲线

Fig. 16 Relationship between Gardner model parameter a and salt contents

3 湿陷试验

3.1 试验方法与结果

湿陷试验采用双线法进行, 拉瑞昂诺夫^[17]认为黄

表 7 湿陷试验参数
Table 7 Soil parameters of collapsibility tests

易溶盐含量 (g·kg ⁻¹)	湿陷系数	初始含水率土样				饱和土样	
		体积含水率/%	基质吸力/kPa	总吸力/kPa	溶液浓度/%	体积含水率/%	溶液浓度/%
5	0.046	17.06	152.24	2035.05	2.97	48.23	1.01
8	0.048	17.54	151.30	3345.31	4.68	47.13	1.02
14	0.081	17.50	138.24	8796.89	7.90	47.84	1.03
20	0.110	17.23	166.34	11725.33	10.92	49.12	1.04
26	0.109	17.17	177.51	14431.17	13.75	49.78	1.05

土中含水率在 10% 之上时, 土颗粒中易溶盐均是溶解的, 因此选择含水率为 12% 的试样进行试验, 将试样依据不同易溶盐含量分为 5 组, 每组 2 个土样。其中一个土样试验过程中保持初始含水率, 另一个土样则在 50 kPa 净法向应力下达到变形稳定后, 加水饱和, 待再度稳定后, 继续加压进行试验。净法向应力等级为 50, 100, 150, 200, 300 kPa。同一级压力下, 浸水变形减去不浸水变形即为湿陷变形。变形量与土样原高度的比值即为湿陷系数。室内一维双线法湿陷试验所得初始含水率 12% 的土样, 在不同净法向应力下湿陷系数如图 17 所示。

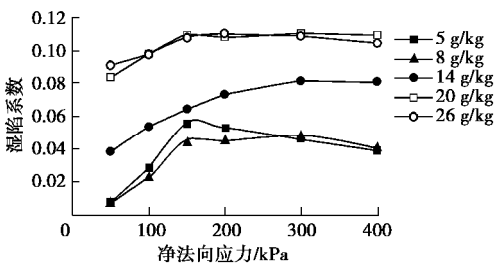


图 17 不同净法向应力下湿陷系数

Fig. 17 Collapsibility coefficients under different net normal stresses

从图 17 可以看出, 易溶盐含量对湿陷系数影响较大, 随易溶盐含量的增加土样的湿陷系数明显增大, 但含盐量为 5 g/kg 的土样与 8 g/kg 的土样湿陷系数接近, 含盐量为 20 g/kg 的土样与 26 g/kg 的土样湿陷系数接近。

3.2 土样初始吸力与湿陷的关系

伊犁黄土具有较强烈的湿陷性, 在同等条件下是兰州、西安地区黄土的 2.1 倍和 3.1 倍^[18]。试验所用土样深度在 10 m 以上, 故取净法向应力为 300 kPa 时的湿陷系数判断土样的湿陷性^[19]。依照土水特征曲线中计算土样内溶液浓度的方法, 可计算出湿陷土样初始状态与饱和状态下, 土样的溶液浓度、体积含水率。将其与净法向应力 300 kPa 时土样的湿陷系数, 初始状态下土样的基质吸力、总吸力汇总, 如表 7 所示。

从湿陷系数来看新疆伊犁黄土为强烈湿陷性黄土。随着土样内易溶盐含量的增加, 土样湿陷系数明显增大。分析原因, 易溶盐对黄土湿陷性主要存在两方面的影响: ①易溶盐结晶的溶解、软化。浸水后由于颗粒表面的薄膜水增厚, 水溶盐类被溶解或软化, 强度降低, 土体结构遭到破坏, 产生湿陷^[20]。②孔隙中高浓度盐溶液的吸水作用。土样中的水分存在于土样各个大小不一的孔隙中, 随着易溶盐含量的增大, 土样溶液浓度明显增大, 在水分增加的过程中, 溶液浓度越大, 吸水越多, 大量水分进入孔隙中破坏土样骨架结构, 从而导致土体湿陷变形的发生^[21]; 但是这种对土样结构的破坏并不是无限增长的, 因此, 20 g/kg 与 26 g/kg 土样的湿陷系数较为接近。

4 讨 论

4.1 滤纸法与离心机法

在之前的试验中, 通过离心机法测量了同一批土样的基质吸力土水特征曲线, 如图 18 所示, 两次试验结果较为接近, 含盐量的变化对基质吸力有一定影响。同样将离心机法所得含水率换算成体积含水率, 并用 Gardner 模型拟合可得表 8 所示拟合参数。

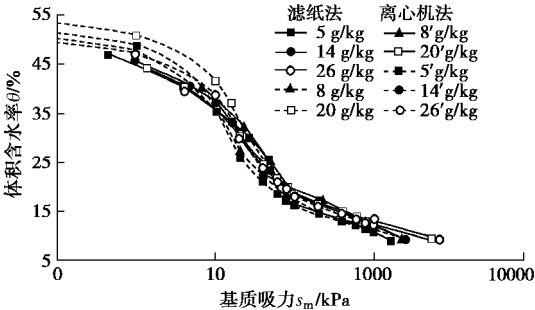


图 18 滤纸法与离心机法所测得基质吸力土水特征曲线

Fig. 18 SWCCs obtained by filter paper method and centrifuge method

从 R^2 来看 Gardner 模型适用于拟合伊犁黄土基质吸力土水特征曲线, 且模型拟合参数随体积含水率的变化也体现在参数 b 上。但是, 与滤纸法相比, 二者

的拟合参数在数值上存在着一定差异，离心机法参数 b 随含盐量的增大而增大，滤纸法参数 b 随含盐量的增大而减小（图 19）。

表 8 Gardner 模型拟合基质吸力参数（离心机法）

Table 8 Matrix suction parameters fitted by Gardner model (centrifuge method)

易溶盐含量 $a/(\text{g}\cdot\text{kg}^{-1})$	b	n	q_r	R^2
5	15.423	1.129	11.397	0.995
8	17.545	1.073	11.429	0.997
14	18.557	1.220	11.897	0.998
20	21.410	1.257	13.112	0.992
26	18.538	1.006	11.996	0.995

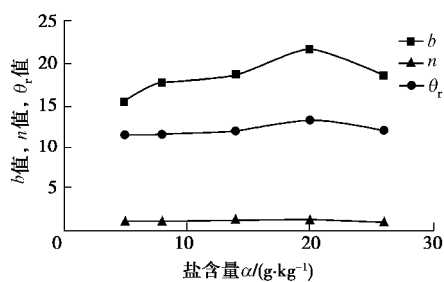


图 19 Gardner 模型参数与含盐量的关系曲线（离心机法）

Fig. 19 Relationship between Gardner model parameters and salt contents (centrifuge method)

分析差异，有以下两点原因：①二者使用土样虽均是新疆伊犁黄土，但是在取土深度、取土位置存在着一定差异，很难保证每块原状样性质完全相同。土样的差异可能是参数数值大小不同的一个主要原因；②滤纸法是在土样加完盐后逐级增加纯水，以达到不同含水率，这一过程中土样的溶液浓度是逐渐减小的；而离心机法是将加完盐的土样饱和后逐级离心，离心时甩出的是溶液，这一过程中土样的溶液浓度是保持不变的。试验过程的差异可能是参数 b 变化趋势不同的主要原因。

4.2 纯水增湿与盐溶液增湿

上述离心机法与滤纸法产生的差异主要在于土样内溶液浓度的变化，因此，很有必要开展相关试验，探究土样内溶液浓度对土水特征曲线的具体影响。本次试验研究过程是在土样中逐级加入纯水，以达到不同含水率，再通过滤纸法测量土样的总吸力与基质吸力；下一步的试验中，可以保证土样中的溶液浓度一定，通过加盐水的方法增加土样的含水率。前者模拟的是土样在降雨或施工过程中吸力的变化情况，后者模拟的是土样在灌溉过程中吸力的变化情况。探究含盐量对土样总吸力、基质吸力、渗透吸力的影响，纯水增湿与盐溶液增湿这两种试验过程都是必不可少的。

5 结 论

（1）含盐量对新疆伊犁黄土的基质吸力有一定影响，对总吸力与渗透吸力影响较大。随着含盐量增加，总吸力与渗透吸力逐渐增大，但由于土样中含水率很低时溶质趋于饱和，使得渗透吸力存在一极值，最终不超过 25000 kPa。

（2）土样溶液浓度随着含盐量的增大而增大，但土样含水率增加到一定程度后，不同含盐量土样的溶液浓度趋于一致。

（3）总吸力与溶液浓度之间呈线性关系。

（4）伊犁黄土的湿陷系数随易溶盐含量的增加而明显增大，易溶盐含量是决定湿陷性大小的一个重要因素。

（5）本文基于 Gardner 模型提出的伊犁黄土土水特征曲线拟合模型，可以考虑含盐量、含水率两个因素耦合变化情况下总吸力和基质吸力的变化，与试验数据符合较好。

参考文献：

[1] 孙德安, 张谨绎, 宋国森. 氯盐渍土土-水特征曲线的试验研究[J]. 岩土力学, 2013, 34(4): 955 - 960. (SUN De-an, ZHANG Jin-yi, SONG Guo-seng. Experimental study of soil-water characteristic curve of chlorine saline soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(4): 955 - 960. (in Chinese))

[2] LU N, LIKOS W J. 非饱和土力学[M]. 北京: 高等教育出版社, 2012. (LU N, LIKOS W J. Unsaturated soil mechanics[M]. Beijing: Higher Education Press, 2012. (in Chinese))

[3] BULUT R, LEONG E C. Indirect measurement of suction[J]. Geotechnical & Geological Engineering, 2008, 26(6): 633 - 644.

[4] FREDLUND D G, RAHARDJO H. Soil mechanics for unsaturated soils[M]. New York: Wiley Inter, 1993.

[5] 张爱军, 邢义川, 胡新丽, 等. 伊犁黄土强烈自重湿陷性的影响因素分析[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(增刊 2): 117 - 122. (ZHANG Ai-jun, XING Yi-chuan, HU Xin-li, et al. Influence factors of strong self-weight collapsibility of Ili loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(S2): 117 - 122. (in Chinese))

[6] FATTAH M Y, YAHYA A Y, AL-HADIDI M T, et al. Effect of salt content on total and matric suction of unsaturated soils[J]. European Journal of Scientific Research, 2013(9): 228 - 245.

[7] 王利莉, 党进谦, 杨晓松. 盐渍土土水特征曲线的研究[J]. 工程勘察, 2009, 37(2): 19 - 23. (WANG Li-li, DANG

- Jin-qian, YANG Xiao-song. The research of soil-water characteristic curves of saline soil[J]. *Geotechnical Investigation & Surveying*, 2009, **37**(2): 19 - 23. (in Chinese))
- [8] 于沉香, 张虎元, 王志硕, 等. 盐渍土土水特征曲线测试及预测[J]. *水文地质工程地质*, 2013, **40**(2): 113 - 118. (YU Chen-xiang, ZHANG Hu-yuan, WANG Zhi-shuo, et al. Test and prediction of SWCC of saline soil[J]. *Hydrogeology & Engineering Geology*, 2013, **40**(2): 113 - 118. (in Chinese))
- [9] 谷琪, 王家鼎, 仝云莉, 等. 滤纸法测非饱和黄土土水特征曲线试验及拟合研究[J]. *土壤通报*, 2016, **47**(3): 588 - 593. (GU Qi, WANG Jia-ding, TONG Yun-li, et al. Soil-water characteristic curve test and simulation of unsaturated loess based on filter paper method[J]. *Chinese Journal of Soil Science*, 2016, **47**(3): 588 - 593. (in Chinese))
- [10] MUÑOZ-CASTELBLANCO J A, PEREIRA J M, DELAGE P, et al. The water retention properties of a natural unsaturated loess from northern France[J]. *Géotechnique*, 2012, **62**(2): 95 - 106.
- [11] D 5298-10: Standard test method for the measurement of soil potential (suction) using filter paper[S]. 2010.
- [12] LEONG E C, HE L, RAHARDJO H. Factors affecting the filter paper method for total and matric suction measurements[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 2002, **25**(3): 1 - 12.
- [13] 铁道部第一勘测设计院. 盐渍土地区铁路工程[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1988. (Ministry of Railways First Survey and Design Institute. Saline soil area railway engineering[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 1988. (in Chinese))
- [14] 孟庆珍, 胡鼎文, 程泉寿, 等. 无机化学[M]. 北京: 北京师范大学出版社, 1988. (MENG Qing-zhen, HU Ding-wen, CHENG Quan, et al. Inorganic chemistry[M]. Beijing: Beijing Normal University Press, 1988. (in Chinese))
- [15] 印永嘉. 大学化学手册[M]. 山东: 山东科学技术出版社, 1985. (YIN Yong-jia. University chemistry handbook[M]. Shandong: Shandong Science and Technology Press, 1985. (in Chinese))
- [16] 谢定义. 非饱和土土力学[M]. 北京: 高等教育出版社, 2015. (XIE Ding-yi. Soil mechanics for unsaturated soils[M]. Beijing: Higher Education Press, 2015. (in Chinese))
- [17] DUDLEY J H. Review of collapsing soils[J]. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 1970, **97**(3): 925 - 947.
- [18] 张婉, 张爱军, 陈佳玫, 等. 含水率和密度对伊犁黄土湿陷系数的影响[J]. *西北农林科技大学学报 (自然科学版)*, 2017, **45**(5): 211 - 220. (ZHANG Wan, ZHANG Ai-jun, CHEN Jia-mei, et al. Effect of moisture content and density on collapsibility coefficient of ili loess[J]. *Journal of Northwest A & F University (Nature Science Edit.)*, 2017, **45**(5): 211 - 220. (in Chinese))
- [19] 刘祖典. 黄土力学与工程[M]. 西安: 陕西科学技术出版社, 1997. (LIU Zu-dian. Mechanics and engineering of loess[M]. Xi'an: Shaanxi Science and Technology Press, 1997. (in Chinese))
- [20] 汪海涛, 司富安, 段世委, 等. 湿陷性黄土地区渠道工程地质勘察体会[J]. *资源环境与工程*, 2014, **28**(4): 501 - 505. (WANG Hai-tao, SI Fu-an, DUAN Shi-wei, et al. Experience on engineering geological survey of channel construction in collapsible loess area[J]. *Resources Environment & Engineering*, 2014, **28**(4): 501 - 505. (in Chinese))
- [21] 高凌霞. 黄土湿陷性的微结构效应及其评价方法研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2011. (GAO Ling-xia. Study on microstructural effects on collapsibility of loess and its evaluation methods[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2011. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201906008

初始静孔隙水压力对砂土静动力剪切特性影响的 试验研究

许成顺¹, 李艳梅^{1,2}, 潘霞¹, 耿琳¹

(1. 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; 2. 荣盛建筑设计有限公司, 河北 廊坊 065000)

摘要: 选取福建标准砂和滹沱河细砂, 利用空心圆柱扭剪仪开展了一系列不同初始静孔隙水压力条件下的不排水循环扭剪试验和单调扭剪试验, 着重探讨初始静孔隙水压力对超静孔隙水压力发展及其不排水抗剪强度的影响。试验结果表明: 初始静孔隙水压力对超静孔隙水压力的发展产生显著的影响, 从而影响砂土的静动力剪切特性。具体地, 在不排水循环剪切过程中, 初始静孔隙水压力越大, 其超静孔隙水压力发展和变形发展越快; 在不排水单调剪切过程中, 初始静孔隙水压力越大, 在砂土剪胀阶段产生负超静孔隙水压力越大, 从而使砂土的强度显著提高。基于试验结果, 初步探讨了初始静孔隙水压力对超静孔隙水压力及静动力剪切特性的影响机理。研究表明, 研究地下水位以下土体(准饱和土)静动力剪切特性尤其是研究液化问题时, 应充分考虑初始静孔隙水压力对砂土抗液化强度的影响, 室内试验应根据砂土所处的地下水位深度来决定初始静孔隙水压力(反压)的大小。

关键词: 初始静孔隙水压力; 循环扭剪; 单调剪切; 超静孔隙水压力; 反压

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-1050-08

作者简介: 许成顺(1977—), 女, 黑龙江海林人, 教授, 主要从事岩土力学基础理论与试验研究。E-mail: xuchengshun@bjut.edu.cn。

Experimental study on effect of initial static pore water pressure on static and dynamic shear properties of sand

XU Cheng-shun¹, LI Yan-mei^{1,2}, PAN Xia¹, GENG Lin¹

(1. Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China; 2. RiseSun Architectural Design Co., Ltd., Langfang 065000, China)

Abstract: A series of undrained cyclic torsional shear tests and monotonic torsional shear tests are carried out on Fujian standard sand and Hutuo River fine sand under different initial static pore water pressures by using the hollow cylinder torsional shear apparatus in order to emphatically discuss the effects of the initial static pore water pressure on the development of the excess pore water pressure and undrained shear strength. The experimental results show that the initial static pore water pressure has a significant effect on the development of the excess pore water pressure, which affects the static and dynamic shear characteristics of sand. Specifically, during the undrained cyclic shear process, the greater initial static pore water pressure leads to the faster development of the excess pore water pressure and deformation. During the undrained monotonic shearing process, the greater the initial static pore water pressure, the greater the negative excess pore water pressure during the sand dilatancy, which significantly increases the strength of the sand. Based on the test results, the mechanism of the influences of the initial static pore water pressure on the excess pore water pressure and static and dynamic shear characteristics is preliminarily discussed. According to the results, the influences of the initial static pore water pressure on the anti-liquefaction strength of sand should be fully considered when we investigate the static and dynamic shear characteristics of soil (partially saturated soil) below the groundwater table, especially the liquefaction problem. In laboratory tests, the initial static pore water pressure (back pressure) should be determined according to the depth of underground water level where the sand is located.

Key words: initial static pore water pressure; cyclic shear; monotonic shear; excess pore water pressure; back pressure

0 引言

一般认为地下水位以下的土体处于完全饱和状

基金项目: 国家自然科学基金优秀青年基金项目(51722801); 国家自然科学基金项目(51578026)

收稿日期: 2018-05-02

态,因此利用室内试验方法研究饱和土体力学特性时,为了提高试样的饱和度,经常采用反压饱和法。反压饱和法的原理是通过试样体内外同时施加压力,在确保试样有效应力不变的情况下,使试样体内气体体积减小或溶解于水中,从而提高试样饱和度。由于施加反压过程中土体有效应力并未发生变化,认为反压大小并不影响土体剪切特性,因此《土工试验方法标准》中对反压的大小并未做规定,所施加的反压的大小主要取决于满足饱和度要求,在实际试验操作过程中,反压的取值在 0~900 kPa 之间大小不等。

关于反压对土体剪切特性的影响,国内外也有相关学者开展了试验研究并对其机理进行了分析。Brand 等^[1], Helen Ahnberg 等^[2], Allam 等^[3]针对黏土开展了不同反压下的三轴试验,试验结果表明当反压不同时,试样表现出不同的应力-应变特性,反压对孔隙水压力的发展及抗剪强度有重大影响。黄博等^[4]的试验结果表明,不排水条件下,反压对砂土应力-应变关系及孔隙水压力发展有重要影响,而在排水条件下,反压对砂土抗剪强度基本无影响。在海洋岩土工程研究中,Hyodo 等^[5]和 Miyazaki 等^[6]通过饱和试样在不同反压下的动三轴试验,发现当有效围压相同时,能源土在不同反压下的抗剪强度并不相等,而有随反压的增加呈增长的趋势。蒋明镜等^[7]利用离散元对深海砂土力学性质进行数值模拟,结果表明反压对能源土力学特性具有显著影响,认为反压对能源土力学特性的影响与水合物作用相关。目前反压对土体剪切特性的影响及其影响机理方面的研究成果并不多见,且现有的研究多为静力特性研究,影响机理方面主要从能源土的黏结效应出发进行分析。

实际上,施加在土体中的反压具有明确的物理意义,它代表初始静孔隙水压力,且土体初始静孔隙水压力随水深而改变,即施加在土体中的反压其实是反映不同水深的初始静水压力。另一方面,自然界并不存在完全意义上的饱和土,即使是处于地下水位以下的砂土也一般为准饱和土,是由土颗粒、水和气体组成的三相介质。准饱和土骨架孔隙中的水能连续流动,气体不连续,只能以气泡的形式分布于土体孔隙中,土处于气封闭(水敞开)状态,土体中的液相实际上是气液混合体,其体积模量并非无穷大。准饱和土中初始静孔隙水压力较大时,气泡相对较小,气液混合体可压缩性小,体积模量较大,反之,其气液混合体体积模量较小。而气液混合体体积模量对超静孔隙水压力发展必然产生重要影响。

而目前的室内饱和度测试方法很难准确反映准饱和土的饱和度。因此对于准饱和土,从初始静孔隙水

压力对气液混合体体积模量的影响角度考虑其对超静孔隙水压力及其静动力剪切特性的影响,可能比从饱和度的角度讨论更为合适。

有关反压(或初始静孔隙水压力)对土体强度的影响,目前试验成果及其影响机理研究较少,从初始静孔隙水压力对气液混合体体积模量的角度分析更少。为了研究初始静孔隙水压力对超静孔隙水压力发展和静动力剪切特性的影响及其机理,本文针对福建标准砂和滹沱河细砂,利用空心圆柱扭剪仪^[8]进行了不同初始静孔隙水压力条件下的固结不排水循环扭剪试验和单调扭剪试验,试为完善土工室内试验方法和研究砂土液化等问题提供重要参考。

1 试验设计

1.1 试验土料

本文试验采用福建标准砂和石家庄滹沱河两岸细砂两种土样。福建标准砂相对密度 $G_s=2.643$; 颗粒尺寸 $d_{50}=0.34$ mm; 不均匀系数 $G_u=1.542$; 最大和最小孔隙比分别为 0.848, 0.519; 最大和最小干密度分别为 1.74, 1.43 g/cm³。石家庄滹沱河两岸细砂最大和最小干密度分别为 1.7, 1.37 g/cm³, 两种砂土的颗粒级配曲线如图 1 所示。

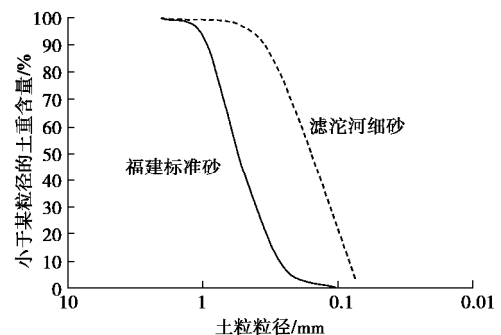


图1 颗粒级配曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curves

1.2 试样制备及饱和

本试验采用空心圆柱扭剪仪,可进行单调扭剪试验、循环扭剪试验和循环三轴试验等多种试验。试样体外径和内径分别为 100, 60 mm, 高度为 150 mm, 空心圆柱试样及其应力状态如图 2 所示^[8]。

试样采用干装法制样。首先根据所设计的密度称取一定质量的烘干砂土均匀装入成模筒内,并用 -20 kPa 的压力使干砂试样成型。之后试样体内外室注入无气水,并施加 30 kPa 的压力,撤去 -20 kPa 的压力,使干砂试样在 30 kPa 围压作用下完全成型。

随后对试样体内部依次通入 CO₂、无气水和施加反压(初始静孔隙水压力)进行饱和。之后在不排水

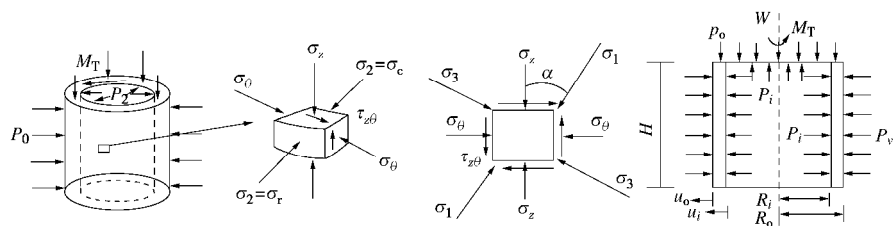


图 2 空心圆柱试样的应力状态

Fig. 2 Stress conditions of soil element in hollow-cylinder soil sample

条件下施加 50 kPa 的围压, 并观察超静孔隙水压力的变化, 从而测定饱和度, 本文试验饱和值均达到 92% 以上, 即土体均达到准饱和状态^[9]。

1.3 试验方案

为了探讨不同初始静孔隙水压力对砂土静动力剪切特性的影响, 针对福建标准砂和石家庄滹沱河两岸细砂, 进行了不排水循环扭剪试验和单调扭剪试验, 相应的试验方案分别如表 1, 2 所示, 其中循环荷载加载频率均为 $f = 0.1 \text{ Hz}$ 。需要说明的是, 本文进行的 23 组试验, 其试样体均在各向均等的 100 kPa 压力下完成固结, 并均采用纯扭剪试验, 加载过程中总应力保持不变, 因此, 无论是在循环扭剪还是单调扭剪过程中所产生的超静孔隙水压力均由土体的剪胀剪缩特性引起, 这不同于以往的三轴剪切试验。

表 1 循环扭剪试验方案

Table 1 Test plans under cyclic shear

砂土	初始静孔隙水压力 /kPa	相对 密实度	剪应力幅值/kPa
福建标准砂	0	0.70	24.3
	100		24.3
	200		24.3
	300		24.3
	400		24.3
	500		24.3
细砂	0	0.35	14.6
	100		14.6
	200		14.6
	300		14.6
	400		14.6
	500		14.6
	600		14.6

2 试验结果分析

2.1 循环扭剪试验结果分析

图 3~6 表示不同初始静孔隙水压力条件下的不排水循环扭剪试验结果。图中 Δu 表示超静孔隙水压力, u_0 表示初始静孔隙水压力 (反压), p_0 表示初始固结压力, p' 表示有效应力, g 表示剪应变, τ 表示剪

应力。

表 2 单调剪切试验方案

Table 2 Test plans under monotonic shear

砂土	初始静孔隙水压力/kPa	相对密实度
细砂	0	0.30
	100	
	200	
	300	
	500	
福建标准砂	0	0.30
	100	
	200	
	300	
	500	

图 3, 4 分别表示福建标准砂和滹沱河细砂在初始固结压力 $p_0=100 \text{ kPa}$, 初始静孔隙水压力 u_0 分别为 0, 200, 500 kPa 时的实测剪应力、剪应变、超静孔隙水压力时程曲线以及有效应力路径和第 75 次循环荷载作用下的应力 - 应变关系 (细砂为第 50 次)。

对比图 3, 4 可知, 福建标准砂和细砂在循环荷载作用下表现出显著不同的特性。福建标准砂由于密实度较高, 且颗粒尺寸相对较大, 其剪胀特性明显, 超静孔隙水压力波动幅度较大, 即使发生初始液化以后, 仍然能承受一定循环荷载, 且即使变形发展相对较大, 仍能承担较大荷载。而细砂则表现出明显的剪缩特性, 发生液化以后超静孔隙水压力始终与有效固结围压相等, 液化瞬间变形发展迅速, 且不能再承受循环荷载。

值得注意的是: ①无论是标准砂还是细砂, 在不同初始静孔隙水压力条件下, 发生液化所需要的循环荷载的作用次数明显不同, 以细砂为例, 当初始静孔隙水压力为 0, 200, 500 kPa 时, 发生液化所需要的循环荷载作用次数分别为 170 次、80 次和 25 次; 以标准砂为例, 初始静孔隙水压力为 0 kPa 时发生液化所需振次为 150 左右, 而初始静孔隙水压力为 200, 500 kPa 时液化所需振次分别为 90 次和 40 次左右, 且以 $N=50$ 次 (或 $N=75$ 次) 为例, 当初始静孔隙水压力不同时, 在循环荷载作用下其应力 - 应变关系具有很

大的差异; ②无论是标准砂还是细砂, 当初始静孔隙水压力不同时, 虽然液化所需要的循环荷载作用次数不同, 但最终均能达到液化状态, 说明准饱和土在一定循环荷载作用下均能发生液化, 只是发生液化所需

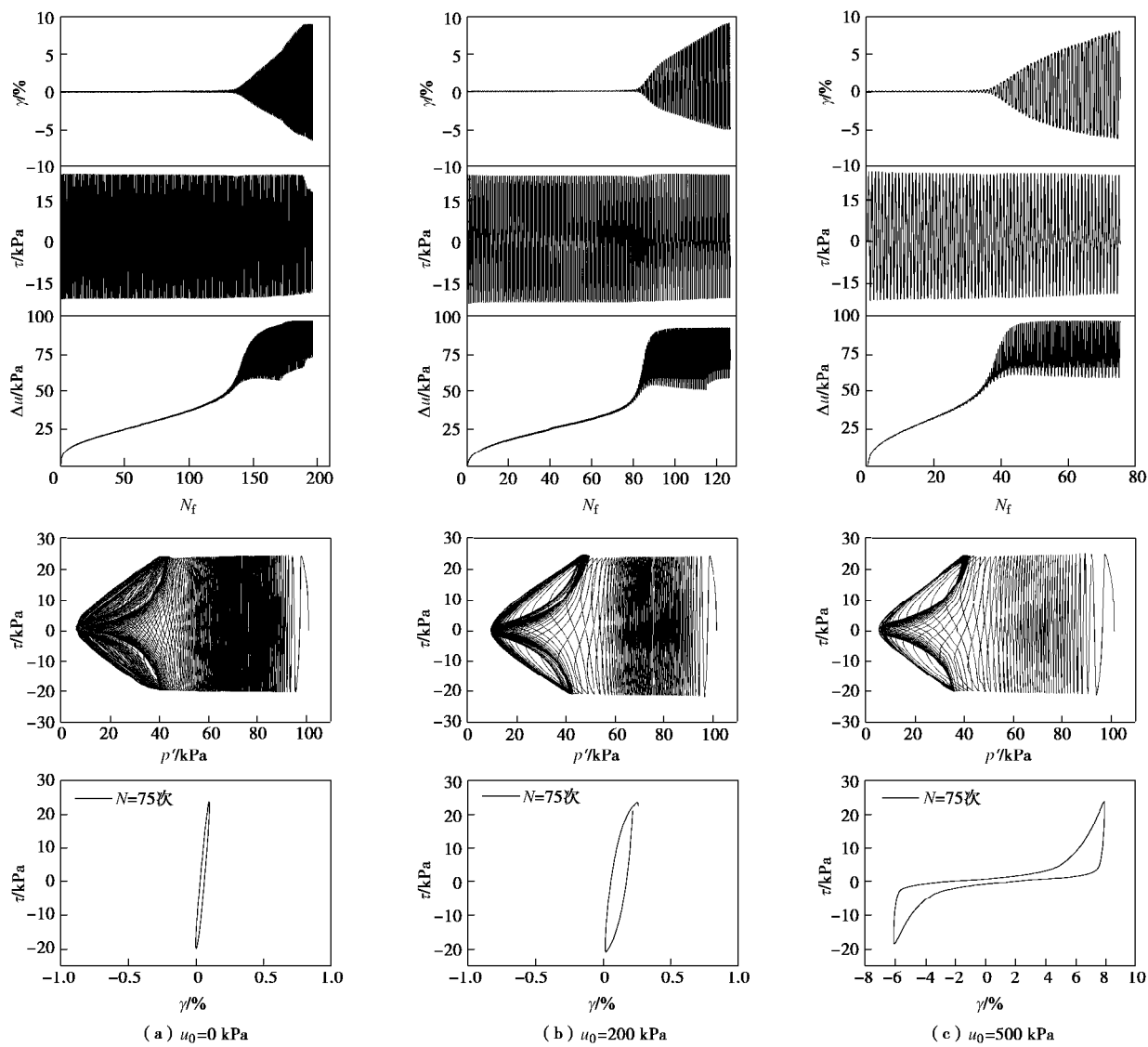
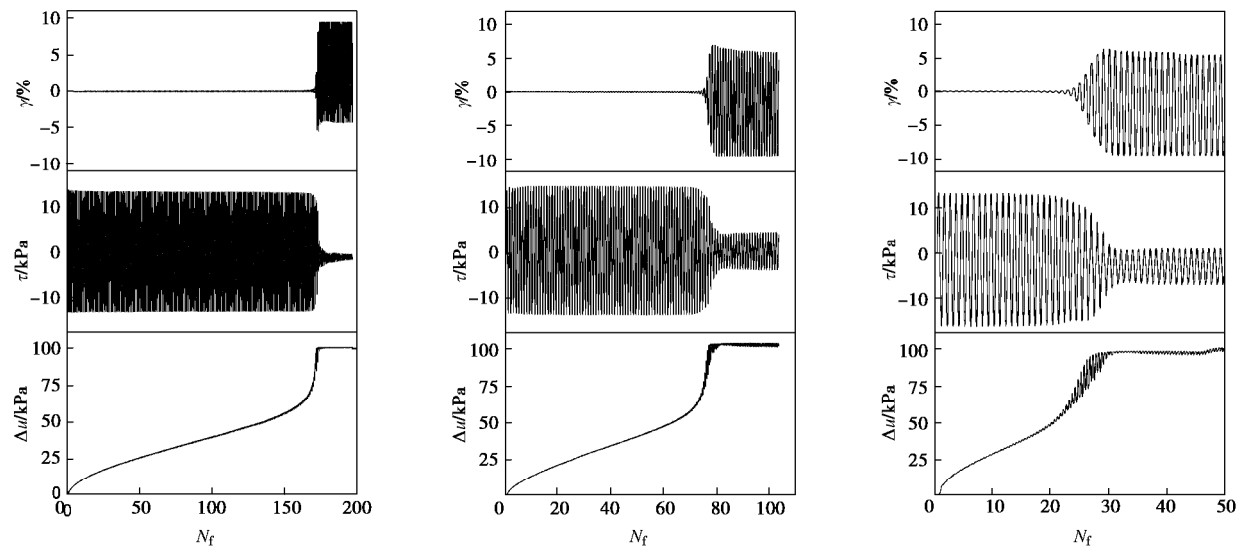
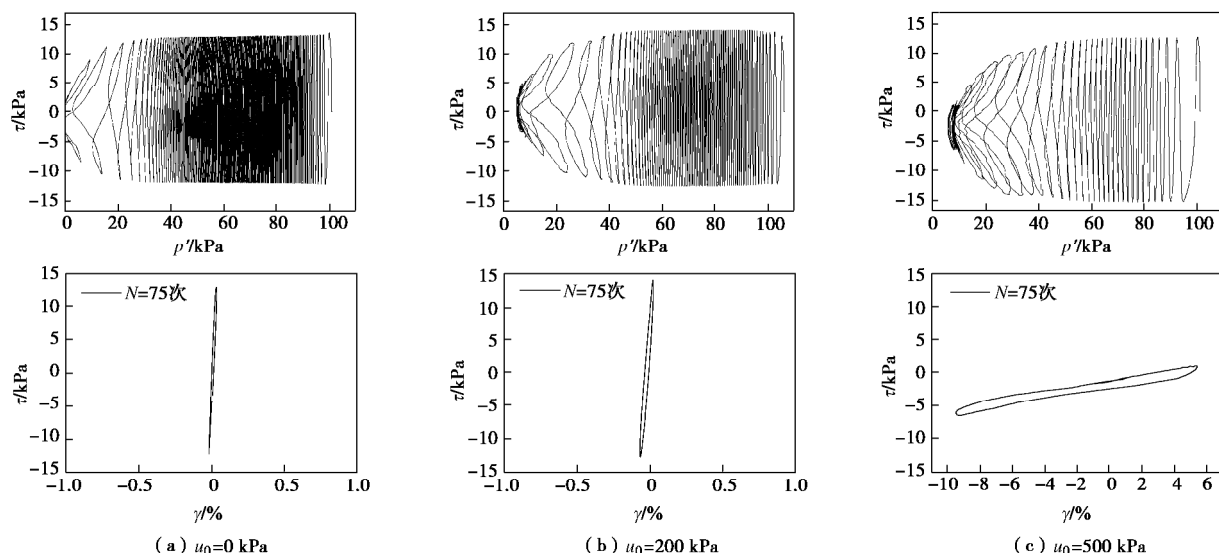


图 3 标准砂在不同初始静孔隙水压力下的试验结果($p_0=100$ kPa)

Fig. 3 Test results of Fujian standard sand under different back pressures ($p_0=100$ kPa)



图4 细砂在不同初始静孔隙水压力下试验结果($p_0=100$ kPa)Fig. 4 Test results of Binhexiqu sand under different back pressures ($p_0=100$ kPa)

的循环荷载作用次数不同。

图5给出了福建标准砂和细砂在不同初始静孔隙水压力下的超静孔隙水压力增长曲线的对比。同样可见,初始静孔隙水压力对超静孔隙水压力发展具有显著的影响,即初始静孔隙水压力越大,超静孔隙水压力发展越快,试样发生液化所需的循环荷载作用振次越少。

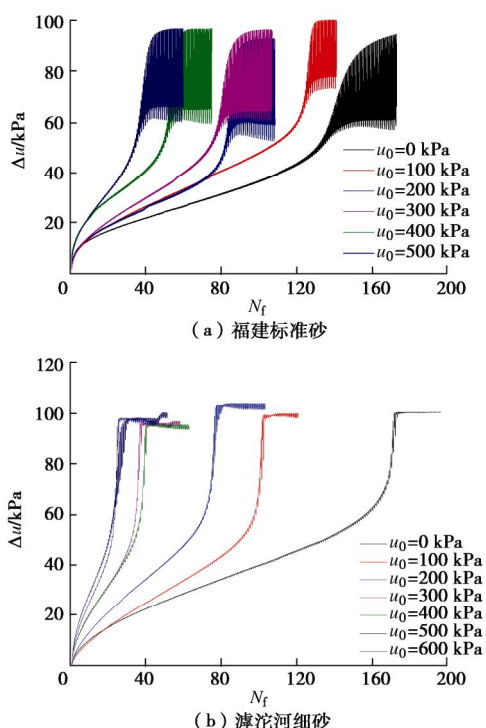


图5 不同初始静孔隙水压力下砂土的超静孔隙水压力增长曲线

Fig. 5 Growth curves of excess pore water pressure under different back pressures

以 N/N_f 为横坐标, 以 u/u_f (u_f 为发生液化时的超静孔隙水压力, 本文实验中为 100 kPa) 为纵轴对超静孔隙水压力曲线进行归一化, 得到超静孔隙水压力归

一化曲线, 如图6所示。归一化后超静孔隙水压力曲线表现出很好的一致性, 进一步说明初始静孔隙水压力影响的是超静孔隙水压力的发展速度, 并不影响超静孔隙水压力的最终大小。

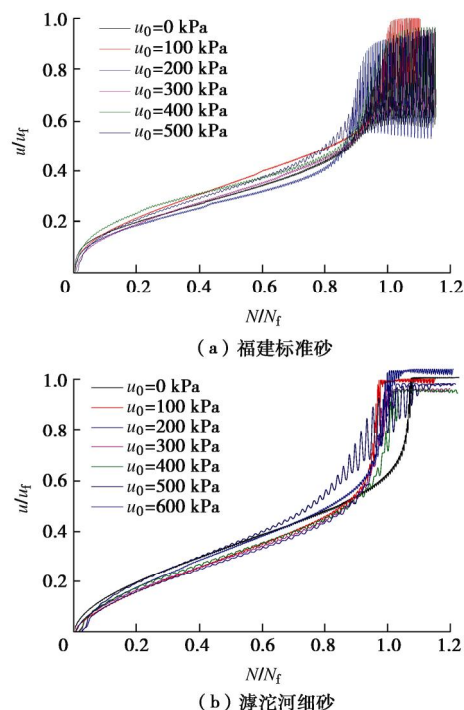


图6 归一化的超静孔隙水压力增长曲线

Fig. 6 Curves of normalized excess pore water pressure

2.2 单调扭剪条件下的试验结果分析

笔者针对福建标准砂(相对密实度为 0.30)及细砂进行了不排水单调扭剪试验, 分析不同初始静孔隙水压力下砂土的剪应力-剪应变关系和超静孔隙水压力发展规律^[10]。图7, 8 分别给出了不同初始静孔隙水压力下得到的福建标准砂和细砂超静孔隙水压力变化曲线和剪应力-剪应变关系曲线。从图中可以看出,

标准砂在剪胀阶段, 其超静孔隙水压力受初始静孔隙水压力的影响显著, 从而影响剪应力 - 应变关系, 即初始静孔隙水压力越大, 剪胀阶段产生负超静孔隙水压力越大, 导致有效应力增大, 砂土的强度明显得到提高, 这与黄博^[4]的结论一致。而细砂基本处于剪缩状态, 超静孔隙水压力及剪应力 - 应变关系受初始静水压力影响相对较小^[10]。

为了进一步验证初始静孔隙水压力对土体剪切特性的影响是通过超静孔隙水压力的影响产生, 作者专门进行了福建标准砂排水单调扭剪试验。图 9 表示不同初始静孔隙水压力条件下的福建标准砂排水剪切试验结果, 可见排水条件下初始静孔隙水压力对砂土应力 - 应变关系基本不产生影响, 与已有的研究结论基本一致⁰。

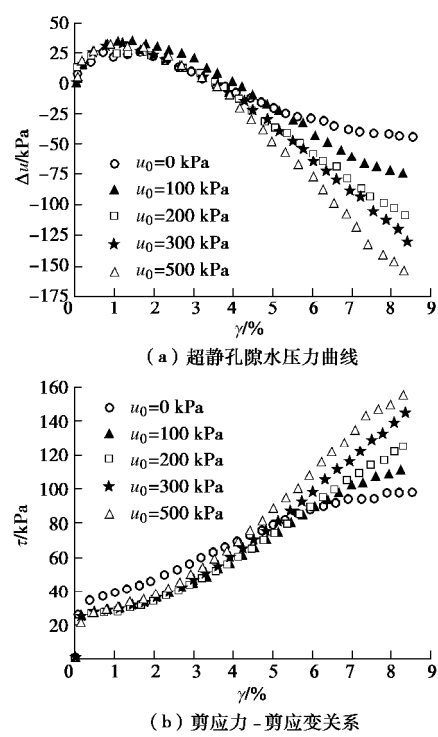
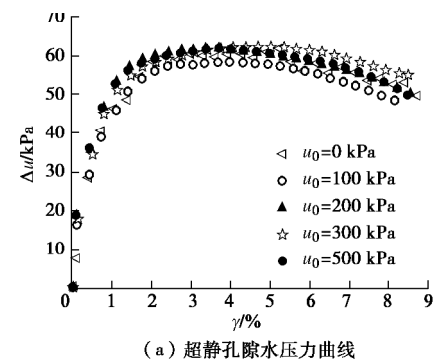
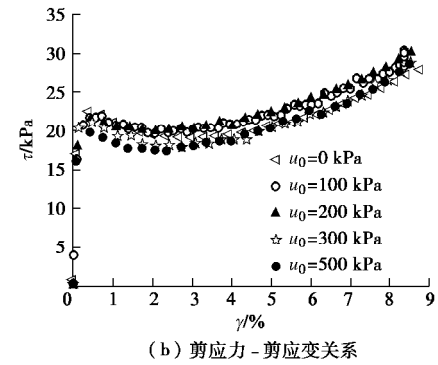


图 7 福建标准砂($D_r=0.30$)不排水条件下试验结果($p_0=100$ kPa)^[10]

Fig. 7 Test results of Fujian standard sand ($D_r=0.30$) under undrained conditions ($p_0=100$ kPa)^[10]



(a) 超静孔隙水压力曲线



(b) 剪应力 - 剪应变关系

图 8 细砂在不排水条件下的试验结果($p_0=100$ kPa, $\rho=1.41$ g/cm³)^[10]

Fig. 8 Test results of fine sand under undrained conditions^[10]

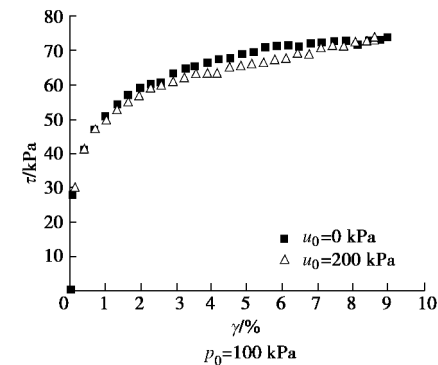


图 9 福建标准砂在不同围压下的排水应力 - 应变关系^[10]

Fig. 9 Stress-strain relationship of Fujian standard sand under different confining pressures^[10]

3 影响机理分析

自然界不存在绝对意义上的完全饱和土, 处于地下水位以下的砂土一般为准饱和土, 是由土颗粒、水和气体组成的三相介质, 气体以气泡的形式均匀分布于水中, 土处于气封闭(水敞开)状态, 土体中的液相实际上是气液混合体, 如图 10 所示。在实际工程中所接触的液化土层, 其实也多为准饱和土^[11]。

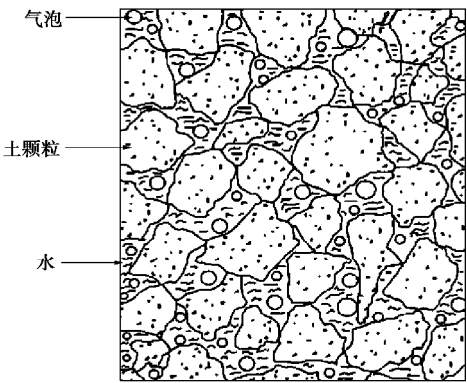


图 10 准饱和土的三相组成^[16]

Fig. 10 Partially saturated soils^[16]

已有研究表明由于在准饱和土中气体不独立,一方面气泡影响了孔隙流体的渗透性,另一方面,气体的存在也将影响土中孔隙水的可压缩性即体积模量,少量气体对准饱和土中波的传播有不可忽略的影响^[12-14]。图 11 为显微镜下的准饱和多孔介质,当初始静孔隙水压力由 1 个大气压增加到 1.5 个大气压时,气泡的体积明显缩小^[15],因此在研究准饱和土静动力效应时应该充分考虑初始静孔隙水压力的大小对土中气泡的影响^[16]。

实际上初始静孔隙水压力代表水深,它通过影响准饱和土中气液混合体的体积模量来影响超静孔隙水压力的发展:对于动力试验,初始静孔隙水压力越大,气液混合体的可压缩性越小,其体积模量越大,因此受到动荷载后,超静孔隙水压力发展速度越快,达到液化所用的时间越短。静力试验中,由于加载相对缓慢,在剪缩阶段,初始静孔隙水压力并不影响超静孔隙水压力的产生,但在剪胀阶段,由于初始静孔隙水压力导致气液混合体体积模量不同,在相同的体积回弹或剪胀趋势下,气液混合体所释放的压力不同,即初始静孔隙水压力越大,气液混合体的体积模量越大,所产生的负超静孔隙水压力越大,导致土体的抗剪强度显著增大。

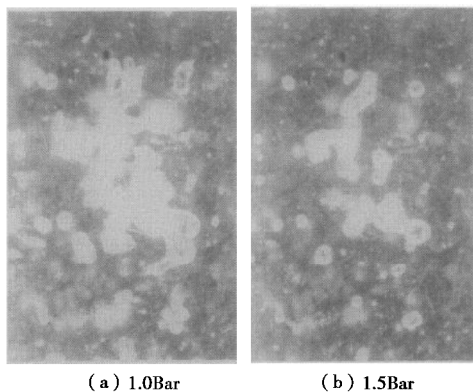


图 11 准饱和多孔介质中的气泡^[15]

Fig. 11 Bubbles in porous media^[15]

而在排水剪切过程中,由于并不产生超静孔隙水压力,因此初始静孔隙水压力对砂土剪应力-剪应变基本不产生影响。进一步说明了初始静孔隙水压力通过影响气液混合体的体积模量而影响超静孔隙水压力,从而进一步影响了砂土的剪切强度。

4 结 论

本文选取福建标准砂和淳沱河细砂,利用空心圆柱扭剪仪开展了一系列不同初始静孔隙水压力条件下的不排水循环扭剪试验和单调扭剪试验,着重探讨初始静孔隙水压力对超静孔隙水压力发展及其静动力剪

切特性的影响,得到以下认识:

(1) 初始静孔隙水压力影响准饱和土气液混合体的体积模量,因此对砂土不排水静动力剪切特性产生显著影响,在循环剪切荷载作用下,初始静孔隙水压力的大小不同,超静孔隙水压力的增长速度明显不同,初始静孔隙水压力越大,砂土发生初始液化所需的振动次数越小,砂土的抗液化强度越低;在单调剪切荷载作用下,初始静孔隙水压力主要在剪胀阶段对其剪切特性产生显著影响,即初始静孔隙水压力越大,产生负超静孔隙水压力就越大,从而影响不排水抗剪强度。在砂土排水剪切试验中,初始静孔隙水压力对剪切特性影响不显著。

(2) 实际上初始静孔隙水压力大小代表不同水深,研究地下水位以下土体(准饱和土)静动力剪切特性尤其是研究液化问题时,应考虑初始静孔隙水压力对砂土抗液化强度的影响,室内试验应该根据砂土所处的地下水位深度来决定初始静孔隙水压力(反压)的大小,不能盲目以饱和度作为控制标准施加反压。

参考文献:

- [1] BRAND E W. Back pressure effects on the undrained strength characteristics of soft clay[J]. *Soils and Foundations*, 1975, **15**(2): 1 - 16.
- [2] AHNBERG H. Effects of back pressure and strain rate used in triaxial testing of stabilize dorganic soils and clays[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 2004, **27**(3): 250 - 259.
- [3] ALLAM M M, SRIDHARAN A. Influence of the back pressure technique on the shear strength of soils[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 1980, **3**(1): 35 - 40.
- [4] 黄 博, 汪清静, 凌道盛, 等. 饱和砂土三轴试验中反压设置与抗剪强度的研究[J]. *岩土工程学报*, 2012, **34**(7): 1313 - 1319. (HUANG Bo, WANG Qing-jing, LING Dao-sheng, et al. Effects of back pressure on shear strength of saturated sand in triaxial tests[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2012, **34**(7): 1313 - 1319. (in Chinese))
- [5] HYODO M, YONEDA J, YOSHIMOTO N, et al. Mechanical and dissociation properties of methane hydrate-bearing sand in deep seabed[J]. *Soils and Foundations*, 2013, **53**(2): 299 - 314.
- [6] MIYAZAKI K, MASUI A, HANEDA H, et al. Variable-compliance-type constitutive model for methane hydrate bearing sediment[C]// *Proceedings of the 6th International Conference on Gas Hydrate*. Vancouver, 2008.
- [7] 蒋明镜, 朱方园, 申志福. 试验反压对深海能源土宏观力学特性影响的离散元分析[J]. *岩土工程学报*, 2013, **35**(2):

- 219 - 226. (JIANG Ming-jing, ZHU Fang-yuan, SHEN Zhi-fu. Influence of back pressure on macro-mechanical properties of methane hydrate soils by DEM analyses[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(2): 219 - 226. (in Chinese))
- [8] 许成顺, 刘 晨, 刘海强, 等. 竖向-扭转双向耦合剪切仪功能析及应用[J]. 北京工业大学学报, 2013(2): 233 - 238. (XU Cheng-shun, LIU Chen, LIU Hai-qiang, et al. Function analysis and application of vertical-torsional coupling shear apparatus[J]. Journal of Beijing University of Technology, 2013(2): 233 - 238. (in Chinese))
- [9] 李伟华, 郑 洁. 饱和度对平面 P 波入射下自由场地地震反应的影响分析[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(3): 427 - 435. (LI Wei-hua, ZHENG Jie. Effects of saturation on free-field responses of site due to plane P-wave incidence[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(3): 427 - 435. (in Chinese))
- [10] 许成顺, 耿 琳, 杜修力, 等. 反压对土体强度特性的影响试验研究及其影响机理分析[J]. 土木工程学报, 2016, **49**(3): 105 - 111. (XU Cheng-shun, GENG Lin, DU Xiu-li, et al. Effect of back pressure on shear strength of sand: experimental study and mechanism analysis[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, **49**(3): 105 - 111. (in Chinese))
- [11] 王明洋, 钱七虎. 爆炸波作用下准饱和土的动力模型研究[J]. 岩土工程学报, 1995, **17**(6): 103 - 110. (WANG ming-yang, QIAN Qi-hu. Study on the dynamic model of partially saturated soil under the action of explosive wave[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1995, **17**(6): 103 - 110. (in Chinese))
- [12] 刘建新, 宋 华, 赵跃堂, 等. 准饱和砂土中平面压缩波传播[J]. 防灾减灾工程学报, 2004, **24**(1): 86 - 92. (LIU Jian-xin, SONG Hua, ZHAO Yue-tang, et al. Propagation of plane compress-wave in quasic-saturated sandy soil[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation, 2004, **24**(1): 86 - 92. (in Chinese))
- [13] 王 滢, 高广运. 准饱和土中圆柱形衬砌的瞬态动力响应分析[J]. 岩土力学, 2015, **36**(12): 3400 - 3409. (WANG Ying, GAO Guang-yun. Analysis of transient dynamic response of cylindrical lined cavity in nearly saturated soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(12): 3400 - 3409. (in Chinese))
- [14] 陈炜昀, 夏唐代, 黄 睿, 等. P1 波在非饱和土地基表面的反射特性[J]. 工程力学, 2013, **30**(9): 56 - 62. (CHEN Wei-yun, XIA Tang-dai, HUANG Rui, et al. Reflection characteristics of P1 waves at the free boundray of unsaturated soil[J]. Engineering Mechanics, 2013, **30**(9): 56 - 62. (in Chinese))
- [15] SMEULDERS D M J. On wave propagation in saturated and partially saturated porous media[J]. Thesis Technische Univ, 1992.
- [16] 周新民. 准饱和土波动特性及动力响应研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2006. (ZHOU Xin-min. Research on wave Propagation characteristics and dynamic response in partially saturated soil[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2006. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201906009

基于 K 方程的盾构掘进面上被切削土体受力研究

苏伟林, 李兴高*, 金大龙

(北京交通大学城市地下工程教育部重点实验室, 北京 100044)

摘要: 为了计算不同土体性质与不同掘进参数下盾构刮刀与土体之间的作用力以及由此带来的切削扭矩, 引入了修正后的 K 方程作为补充方程, 求解出开挖面上土体在被动切削至破坏时滑动面上的应力分布, 建立了被切削土体受力模型, 求解出刮刀刃面与土体之间的正压力 P 、摩擦力 Q 与侧向土体间抗剪阻力 U , 进而推导出刀盘切削扭矩 T 的计算公式。分析得到特定刀盘上刮刀的 P , Q , U 值随土体 c , φ 值增大而增大, 通过适当提高刮刀刃面粗糙度来增大摩擦可使土体更易被切至破坏; P , Q , U 值随刀盘转速 ω 增大而减小, P , Q 随支护荷载 p 线性增大且 p 对于被切削土体受力的影响在砂性土中较大, 最终给出特定刀盘掘进至部分种类土体中的切削扭矩值作为工程参考。

关键词: K 方程; 盾构刮刀; 被切削土体; 滑动面应力; 刀具受力; 切削扭矩

中图分类号: TU921

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-1058-08

作者简介: 苏伟林(1990—), 男, 博士研究生, 主要从事盾构法隧道建设方面的研究。E-mail: suwelin@126.com。

Force states of soils under shield cutting in excavation face based on K equation

SU Wei-lin, LI Xing-Gao, JIN Da-long

(Key Laboratory of Urban Underground Engineering of Ministry of Education, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

Abstract: To calculate the forces between shield scraper and soils as well as the cutting torque caused by them with different tunneling parameters in different soils, a modified K equation is introduced as a supplement to solve the stress distribution on the sliding face when the soils in excavation face are being passively cut to a damage state. A mechanical model for cutting soils is established, and the pressure and friction between the soils and the surface of shield scraper and the lateral shear resistance are solved. Then the method for calculating the cutting torque of cutter head is derived. It can be acquired that the pressure, friction and lateral shear resistance increase with the cohesive force and internal friction angle and decrease with the rotation rate, which illustrates that a properly coarser scraper surface makes the soils easier to be cut, and a lower rotation rate can reduce the force of the tools. The pressure and friction increase linearly with the shield support pressure, which is more obvious in sand. Some cutting torques in different soil types are given as engineering references ultimately.

Key words: K equation; shield scraper; cutting soil; sliding face stress; tool force; cutting torque

0 引言

盾构法隧道建设过程中, 根据不同工程要求进行盾构机的选型与定制, 并在施工中视地质条件与工况对盾构掘进参数作实时调整, 是隧道顺利施工的先决条件与重要保障^[1]。因此, 探究不同地质条件下开挖面土体在破坏时与刀具之间的相互作用, 分析开挖面土体性质与掘进参数中各因素对被切削土体受力、盾构机刮刀受力及切削扭矩的影响, 最终实现盾构机刀盘、土体性质与掘进参数三者的相互适应具有重要意义^[2]。

针对土体切削及受力情况, HГ 陀勃罗夫斯基等^[4]计算了挖掘机斗齿的挖掘阻力, 认为切削力由两部分组成, 分别是直接克服斗齿前刃面的阻力与侧刃面黏

着引起的阻力; Evans^[5]针对切煤情况, 按照最大拉应力理论对切削力进行了计算; Nishimastu^[6]采用 Mohr-Coulomb 理论, 在无侧向断裂和流动的假设下推算出切削力; 暨智勇^[7]以 I. Evans 楔形刀具切割煤岩的切削阻力模型为基础, 同时考虑切刀与岩石之间的摩擦力影响以及刀具垂直推进力的作用推导出盾构切削软岩的受力模型; 崔国华等^[8]基于 Rankine 土压力理论提出了盾构刮刀的荷载计算方法。

以上一系列的研究为土体在切削作用下的受力状

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)(2015CB057800)

收稿日期: 2018-05-02

*通讯作者: (lxg_njtu@163.com)

态分析奠定了坚实的理论基础,但对于软土盾构中刮刀切削土体工况的适用性不佳。其中, H Γ 陀勃罗夫斯基与 IO A 特维洛夫模型未考虑土体表面超载的情况; I. Evans 模型与西松模型均是针对岩石切削而提出,假定的破坏面分别为圆弧与直线,而土体在被动剪切下的滑动面更接近于对数螺旋线^[9];而采用 Rankine 土压力理论计算时,其对土体滑动面上的应力分布情况没有进行求解。

盾构机掘进时刮刀切削土体过程可以看作是土体在刀体作用下沿滑动面发生被动剪切破坏的过程,被切削土体在破坏时,土、刀之间的作用力与滑动面上的应力分布有着密切的关系,而 K tter 方程则是描述滑动面上应力沿滑动曲线分布规律的微分方程。本文引入修正后的 K tter 方程作为补充方程,考虑开挖面土体黏聚力与内摩擦角、刀具前角、掘进参数及支护压力等因素的影响,求解开挖面上土体在盾构切削条件下到达破坏状态时滑动面上的应力分布情况,并据此计算盾构刮刀受力情况与克服切削阻力所需的最小扭矩,为盾构掘进至不同地质情况下的刀具选用与掘进参数选择提供一定的理论依据。

1 K tter 方程简介

1903 年德国学者 Fritz K tter^[10]通过对极限平衡状态下水平砂土的微分平衡方程与 Mohr-Coulomb 屈服准则的联立求解,建立了水平砂土体滑动面上的应力状态方程,即 K tter 方程,具体推导过程如下:

如图 1 (a) 所示,当土体处于主动或被动平衡状态时,满足平衡微分方程:

$$\frac{\partial s_y}{\partial y} + \frac{\partial t_{xy}}{\partial x} = g \quad (1)$$

$$\frac{\partial s_x}{\partial x} + \frac{\partial t_{yx}}{\partial y} = 0 \quad (2)$$

式中 s_x , s_y 为土体沿坐标轴方向上的正应力; t_{xy} , t_{yx} 为土体沿坐标轴方向上的切应力且 $t_{xy} = t_{yx}$; g 为土体重度。

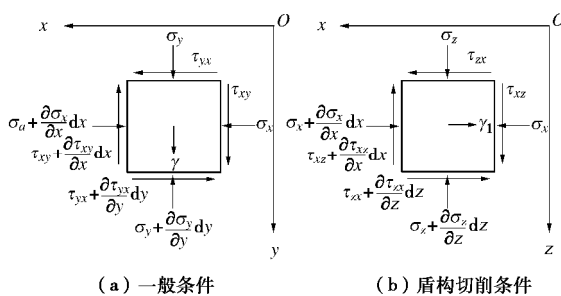


图 1 土体微单元受力

Fig. 1 Stresses on soil unit

如图 2 所示,若土体处于极限平衡状态,即 AC

面为土体破坏时的滑动面时,土体材料满足 Mohr-Coulomb 屈服准则:

$$t = s \tan j + c \quad (3)$$

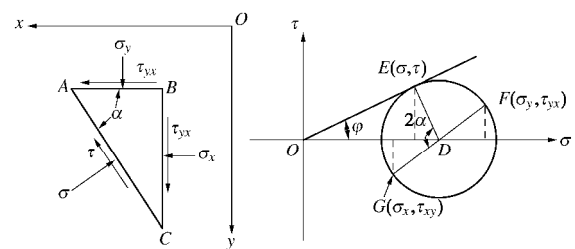
式中 s , t 分别为与 x 轴夹角为 a 的 AC 面上的正应力与剪应力; j 为土体内摩擦角; c 为土体黏聚力,土体为砂土时 $c=0$ 。根据图 2 (b) 所示砂土体应力莫尔圆, s , t 与各坐标面上应力之间存在以下关系:

$$s_x = \frac{s}{\cos^2 j} [1 - \sin j \sin(2a + j)] \quad (4)$$

$$s_y = \frac{s}{\cos^2 j} [1 + \sin j \sin(2a + j)] \quad (5)$$

$$t_{xy} = t_{yx} = \pm s \cot j \frac{\sin j}{\cos^2 j} \cos(2a + j) \quad (6)$$

需要说明的是,本文剪应力 t 取顺时针为正,即图 2 (b) 中 OE 位于一象限。当 t 与 x 轴的夹角为锐角时,土体处于主动破坏极限状态;否则,土体处于被动破坏极限状态。



(a) 土体滑动面受力

(b) 砂土体应力莫尔圆

图 2 土体极限平衡状态受力

Fig. 2 Limit equilibrium stresses on soils

将式 (4) ~ (6) 分别求偏导后代入式 (1)、(2), 联立化简得到 K tter 方程的表达式:

$$\frac{ds}{dl} m 2s \tan j \frac{da}{dl} = g \cos j \sin(a + j) \quad (7)$$

式中, l 为土体二维破坏模型中滑动面弧长, 满足 $\sin a = \frac{dy}{dl}$ 。当“ m ”符取“-”号时, 式 (7) 表示

砂土体主动极限平衡状态; 当“ m ”符取“+”号时, 式 (7) 表示砂土体被动极限平衡状态。

为了扩展 K tter 方程的适用范围, I Jaky^[11]指出 K tter 方程通过变换可以适用于黏性土; 孔德顺^[11]根据 K tter 方程的推导方法, 阐述了倾斜黏性土体被动土压力计算方法。

1.1 盾构切削下 K tter 方程修正

由于开挖面为竖直平面, 且为了防止开挖面失稳坍塌, 开挖面一般存在着土舱压力、刀盘压力等盾构支护压力, 因此该条件下与一般水平方向的静止土压力计算有着明显的不同之处, 为了在盾构切削条件下应用 K tter 方程, 需要对一般情况下的 K tter 方程加以修正。

首先,为了建立竖直开挖面上刮刀旋转至任意角度时被切削土体的微分平衡方程,取开挖面上盾构刮刀运动轨迹切向为 x 轴,盾构机掘进方向为 z 轴(如图3所示),建立直角坐标系 xOz ,并令坐标系 xOz 所在平面与水平方向夹角为 l ,将图1(a)所示的 xOy 平面上的土体单元微分平衡状态修改为图1(b)所示 xOz 面上的情况。

其次,随着刀具旋转,不同切削部位土体的重力对于被动土压力的影响不同;如图3所示,开挖面上安装半径为 R 的盾构刮刀(阴影区域)从水平方向沿盾构中心 O 点旋转任意角度 l 时,切削土体的重力可以分解为径向分量 $g \sin l$ 和切向分量 $g \cos l$,径向分量对刀具正面受力不产生影响,故令

$$g_1 = g \cos l, \quad (8)$$

$$g_2 = g \sin l, \quad (9)$$

式中, l 为刮刀相对水平方向的旋转角度, $l \in [0, 2\pi]$; g_1 为土体重度中对刮刀刃面受力产生影响的沿刀盘旋转方向的切向分量,其方向如图3所示。

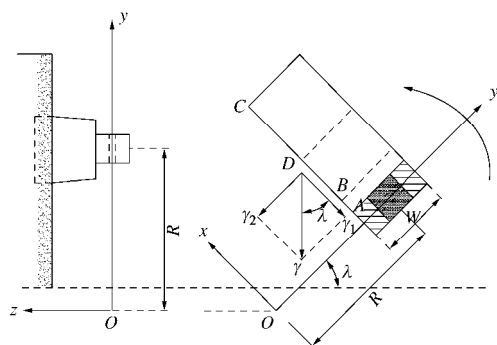


图3 刀盘旋转时土体重力分解

Fig. 3 Gravity decomposition under rotation of cutterhead

根据图1(b)所示微单元在 x 方向和 z 方向分别受力平衡,建立该条件下土体的微分平衡方程:

$$\frac{\partial s_z}{\partial z} + \frac{\partial t_{zx}}{\partial x} = 0, \quad (10)$$

$$\frac{\partial s_x}{\partial x} + \frac{\partial t_{xz}}{\partial z} = -g_1. \quad (11)$$

对于各类土体(黏性土、砂性土等),当刀具切削土体达至被动极限平衡状态时,根据土体破坏面与 x 轴正向的夹角关系,该状态下滑动面上的土体受力模型如图4所示。

图4(a)中可根据破坏面上的剪应力方向判别此时土体处于被动破坏状态,图4(b)中 HE 位于第三、四象限,土体破坏面上应力满足式(3)且一般情况下 $c \neq 0$,此时根据土体滑动面上极限平衡状态方程,式(4)~(6)变为

$$s_x = \frac{s + c \cot j}{\cos^2 j} [1 - \sin j \sin(2a + j)] - c \cot j, \quad (12)$$

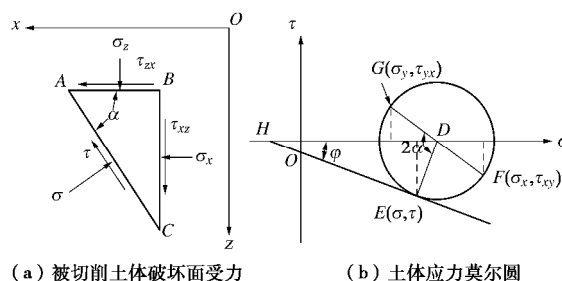
$$s_z = \frac{s + c \cot j}{\cos^2 j} [1 + \sin j \sin(2a + j)] - c \cot j, \quad (13)$$

$$t_{xz} = t_{zx} = -(c + s \cot j) \frac{\sin j}{\cos^2 j} \cos(2a + j). \quad (14)$$

此时将式(12)、式(13)和式(14)分别求偏导后代入式(10)和(11),经化简可得:

$$\frac{ds}{dl} + 2(s + c \cot j) \tan j \frac{da}{dl} = -g \cos l \cos j \cos(a - j). \quad (15)$$

式(15)即开挖面土体受盾构刀具切削达到极限平衡下时滑动面应力所满足的修正 Ktter 方程,当 $c = 0$ 时,方程简化为无黏性砂土体被切削时的情况。与式(7)不同的是,该式中 $\sin a = \frac{dz}{dl}$ 且破坏面上的应力大小与盾构刮刀随刀盘旋转角度 l 有关。



(a) 被切削土体破坏面受力 (b) 土体应力莫尔圆

图4 土体被动极限平衡状态受力

Fig. 4 Passive limit equilibrium stresses on soils

1.2 被切削土体受力影响因素

由1.1节中 Ktter 方程的修正过程可知,该方程可用于求解盾构切削条件下竖直开挖面上土体达到破坏时滑动面上的应力。

根据式(15),被切削土体滑动面上的应力状态与土体参数 c , j 及刀具旋转角度 l 均有关,因此,被切削土体滑动面上的应力状态不仅受土体性质影响,而且与刮刀所处刀盘上的位置有关。

此外,对于刮刀具而言,影响其受力的因素还包括刀体宽度 W 、刀刃前角 e 、切入深的 h 和开挖面上的支护荷载 p ,因此盾构刀具切削下土体所受合力 F 可以用以下函数表示:

$$F = f(c, j, g, l, R, W, e, h, p). \quad (16)$$

2 被切削土体受力模型

为了开挖面土体在被动切削条件下的受力情况,基于 Ktter 方程建立盾构被切削土体二维受力模型,同时认为土体侧面受剪破坏受到相应的抗力,现作出以下基本假设:

(1) 被切削土体为匀质土体,具有各向同性,并满足 Mohr-Coulomb 屈服准则。

(2) 切削土体处于被动破坏时, 形成滑块体, 滑动面通过刀尖, 且被动破坏滑动面由一个平面与一个对数螺旋曲面共同构成^[9]。

(3) 滑动面应力在刃宽两侧边缘分布规律复杂, 不利于对土体受力进行求解, 而且刀刃宽度一般是切入深度的 5~10 倍, 通常可以假设滑动面应力分布沿刀刃宽度方向不变^[4]。所以尽管被切削土体受力并不是严格意义上的平面应变问题(刀刃宽度有限), 本文仍将被切削土体受力模型近似为平面应变模型处理。

2.1 刮刀刃面土体受力模型

土体在盾构刮刀切削平面 AC 上支护荷载 q 与 AB 面上刮刀作用力的共同作用下发生被动剪切破坏, 其中, AB 面上刮刀作用力 F 可分解为垂直于 AB 的力与平行于 AB 的力, 即正压力 P 与摩擦力 Q 。取受被动切削达到极限平衡状态的二维土体滑动区域建立切削土体受力模型, 如图 5 所示, 以盾构机前进方向为 z 轴, AC 为 x 轴, A 点为原点建立直角坐标系 xAz , 刀面 AB 与 z 轴夹角为 e , 即刮刀的前角为 e 。

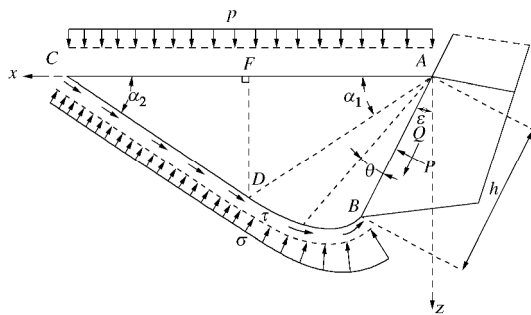


图 5 被切削土体受力模型

Fig. 5 Force model for soils under cutting

根据假设, 土体在被动土压力下受剪破坏时, 滑动面轮廓由直线 CD 和对数螺旋线 BD 组成, 对数螺旋线方程为

$$r = he^{q \tan j} \quad (17)$$

式中, r 为对数螺旋线极径, h 为刀具切入土体部位长度, 即直线 AB 的长度, q 为对数螺旋线极角。

滑动面与 x 轴之间的夹角为 a , 则滑动面直线段 CD 上 a 为常数 a_2 , 此时滑动角 $a_2 = \pi/4 - j/2$; 数螺旋线 BD 段上 a 随 q 变化, 满足:

$$a = q + e - j \quad (18)$$

式中, e 为刮刀面与 z 轴之间的夹角, 即刀刃前角。

2.2 基于修正 Ktter 方程求解

滑动面 BDC 上应力满足式 (15), 该式可变形为

$$\frac{ds}{da} \cdot \frac{da}{dl} + 2s \tan j \frac{da}{dl} + 2c \frac{da}{dl} = -g \cos l \cos j \cos(a - j) \quad (19)$$

根据几何关系及对数螺旋线方程, 有

$$dl = r \sec j dq = r \sec j da \quad (20)$$

$$\frac{da}{dl} = \frac{1}{r} \cos j = \frac{1}{he^{q \tan j}} \cos j \quad (21)$$

将式 (21) 代入式 (19) 得

$$\frac{ds}{da} + 2s \tan j = -g \cos l \cos(a - j) he^{q \tan j} - 2c \quad (22)$$

求解该微分方程得到土体在被动切削下滑动面上的正应力表达式:

$$s = C_1 e^{-2a \tan j} - \frac{c}{\tan j} - \frac{gh \cos l e^{(a-e+j) \tan j} [\sin(a-j) + 3 \tan j \cos(a-j)]}{9 \tan^2 j + 1} \quad (23)$$

式中, C_1 为方程求解常数。

盾构掘进时施加在开挖面上单位的支护压力用垂直于切削平面 AC 的均布荷载 p 表示, 由滑动面上直线段与对数螺旋线段切点 D 向 AC 作垂线段 DF, 则滑动区域可以分为 CDF 和 ABDF 两个区域。

对于极限平衡状态下的滑动区域 CDF, DF 上应力为大主应力 s_1 , CF 上应力为小主应力 $s_3 = p$, 即此时 DF 上不存在剪应力, 设滑动土体在 DF 上的内力为 I , 隔离 CDF 区域进行受力分析, 如图 6 所示。

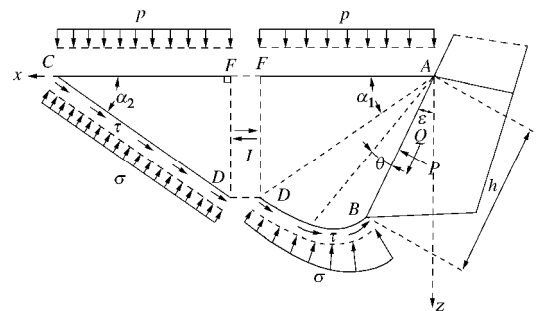


图 6 被切削土体受力模型隔离分析

Fig. 6 Isolated force model for soils under cutting

根据面 CDF 在 z 向上受力平衡关系 $\sum z = 0$, 得

$$s(1 - \tan a_2 \tan j) - c \tan a_2 = p \quad (24)$$

将式 (23) 代入式 (24), 可解得微分常数

$$C_1 = \frac{gh \cos l e^{\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{j}{2} - e\right) \tan j}}{(32 \cos^2 j - 36) \left(\cos \frac{j}{2} - \sin \frac{j}{2}\right)} \cdot \left[3\sqrt{2} \sin 2j (\cos 2j + \sin j) + 2\sqrt{2} \cos^3 j (\cos 2j - \sin j) - \sin^2 2j \left(\cos \frac{3j}{2} - \sin \frac{3j}{2}\right) \right] + \frac{\left(\cos \frac{j}{2} + \sin \frac{j}{2}\right) (c \cos j + p \sin j)}{\tan j \left(\cos \frac{j}{2} - \sin \frac{j}{2}\right)} \quad (25)$$

将式 (25) 代入式 (23) 可以得到

$$s = N_g \cdot gh \cos l + N_c \cdot c + N_p \cdot p \quad (26)$$

式中

$$N_g = \frac{\sin 3j \cos j (3 \sin j + \cos j)}{(16 \cos^2 j - 18) \cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{j}{2} \right)} e^{\left(-2a + \frac{3\pi}{4} - \frac{j}{2} - e \right) \tan j} - \frac{3 \tan j \cos(a-j) - \sin(a-j)}{64 - 72 \sec^2 j} e^{(a+j-e) \tan j},$$

$$N_c = \frac{\cos j \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{j}{2} \right) e^{\left(-2a + \frac{\pi}{2} - j \right) \tan j} + 1}{8 \tan j},$$

$$N_p = \frac{1}{8} \cos j \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{j}{2} \right) e^{\left(-2a + \frac{\pi}{2} - j \right) \tan j}.$$

式(26)即土体在被动切削下滑动面 BDC 上的正应力解,该解为3项之和,即滑动面上的应力状态是土体面重力 $gh \cos l$ 、土体黏聚力 c 与开挖面支护荷载 p 三者共同作用的结果。

再根据隔离区域 CDF 在 x 方向上的受力平衡关系 $\sum x=0$, 可得滑土体在 DF 上内力 I 的表达式为

$$I = \bar{s} L_1 \cos a_2 + \bar{t} L_1 + \frac{1}{2} g_1 L_1^2 \tan a_2, \quad (27)$$

式中, \bar{s} 为 $a=a_2$ 时 s 的取值, \bar{t} 为 $a=a_2$ 时 t 的取值即

$$\bar{t} = \bar{s} \tan j + c, \quad (28)$$

$$\bar{s} = s \Big|_{a=\frac{\pi}{4}-\frac{j}{2}} = N_{g1} \cdot gh \cos l + N_{c1} \cdot c + N_{p1} \cdot p, \quad (29)$$

式中, N_{g1} , N_{c1} , N_{p1} 分别为 $a=a_2$ 时 N_g , N_c , N_p 的值。

为了求解被切削土体达到破坏所需作用力 P 和 Q , 隔离图6中区域 $ABDF$ 进行受力分析, 分别建立两坐标轴方向上的受力平衡关系 $\sum x=0$ 与 $\sum z=0$, 建立方程组如下:

$$\left[-\int_0^L s \cos a dl + \int_0^L t \sin a dl - \frac{P}{W} \sin e + \frac{Q}{W} \cos e + p L_1 \right] = 0, \quad (30)$$

$$\left[\int_0^L s \sin a dl - \int_0^L t \cos a dl + \frac{P}{W} \cos e + \frac{Q}{W} \sin e - g_1 S_1 - I \right] = 0, \quad (31)$$

式中, 积分上限 L 为对数螺旋线弧长, 即弧线 BD 的长度, L_1 为直线 CF 的长度, 根据几何关系, 满足

$$L_1 = h \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{j}{2} \right) e^{\left(\frac{\pi}{4} + \frac{j}{2} - e \right) \tan j}, \quad S_1 \text{ 为 } ABDF \text{ 的面积。}$$

分别将式(30) $\times \cos a$ + 式(31) $\times \sin a$ 、式(30) $\times \sin a$ - 式(31) $\times \cos a$, 并最终化简解得

$$P = W \left[\int_0^L s \sin(a-e) dl + \int_0^L t \cos(a-e) dl + g_1 S_1 \cos e + p L_1 \sin e + I \cos e \right], \quad (32)$$

$$Q = W \left[\int_0^L s \cos(a-e) dl - \int_0^L t \sin(a-e) dl + g_1 S_1 \sin e - p L_1 \cos e + I \sin e \right]. \quad (33)$$

根据对数螺旋线方程(17)、(18), 有

$$S_1 = \frac{1}{2} \left[h \int_0^L e^{(a-e+j) \tan j} dl + \frac{1}{2} h^2 e^{2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{j}{2} - e \right) \tan j} \cos j \right], \quad (34)$$

$$dl = r \sec j dq = h e^{(a-e+j) \tan j} \sec j da. \quad (35)$$

将式(34)、(35)同时代入式(32)、(33), 最终求解被切削土体达到破坏所需作用力 P 和 Q :

$$P = \frac{hW}{\cos j} \left\{ \int_{e-j}^{\frac{\pi}{4}-\frac{j}{2}} s [\sin(a-e) + \tan j \cos(a-e)] e^{(a-e+j) \tan j} da + c \int_{e-j}^{\frac{\pi}{4}-\frac{j}{2}} \cos(a-e) e^{(a-e+j) \tan j} da + \frac{1}{2} h g_1 \cos e \int_{e-j}^{\frac{\pi}{4}-\frac{j}{2}} e^{2(a-e+j) \tan j} da \right\} + W \left[ph \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{j}{2} \right) e^{\left(\frac{\pi}{4} + \frac{j}{2} - e \right) \tan j} \sin e + I \cos e + \frac{1}{4} h^2 g_1 e^{2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{j}{2} - e \right) \tan j} \cos e \cos j \right], \quad (36)$$

$$Q = \frac{hW}{\cos j} \left\{ \int_{e-j}^{\frac{\pi}{4}-\frac{j}{2}} s [\cos(a-e) - \tan j \sin(a-e)] e^{(a-e+j) \tan j} da - c \int_{e-j}^{\frac{\pi}{4}-\frac{j}{2}} \sin(a-e) e^{(a-e+j) \tan j} da + \frac{1}{2} h g_1 \sin e \int_{e-j}^{\frac{\pi}{4}-\frac{j}{2}} e^{2(a-e+j) \tan j} da \right\} - W \left[ph \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{j}{2} \right) e^{\left(\frac{\pi}{4} + \frac{j}{2} - e \right) \tan j} \cos e - I \sin e - \frac{1}{4} h^2 g_1 e^{2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{j}{2} - e \right) \tan j} \sin e \cos j \right]. \quad (37)$$

2.3 被切削土体侧面抗剪阻力

盾构刮刀切削土体过程中, 被切削土体在受刮刀刃面作用力和滑动面上土体之间相互作用力外, 还受到滑动区域两侧土体的抗剪阻力, 其表达式为

$$U = 2t_2 S, \quad (38)$$

式中, 土体的受剪面积 S 为图5中区域 $ABDC$ 的面积, t_2 为剪切面上土体的抗剪强度, 计算表达式分别为

$$S = \frac{1}{2} \left[h \int_0^L e^{q \tan j} dl + h^2 e^{2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{j}{2} - e \right) \tan j} \cos j \right], \quad (39)$$

$$t_2 = s_H \tan j + c = g_2 H \tan j + c. \quad (40)$$

式中 s_H 为被切削土体侧面所受正压力; H 为剪切面处土体埋深; g_2 为土体重度中沿刀盘旋转方向的径向分量, 其大小为 $g \sin l$, 方向如图3所示。

3 计算案例

某工程中隧道埋深 $H=10$ m, 采用的 $\Phi 6.17$ m 软土盾构机刀盘(图7)为例, 计算不同位置刮刀受力情况, 并据此计算盾构机克服刮刀切削阻力所需的扭矩, 即切削扭矩 T 。

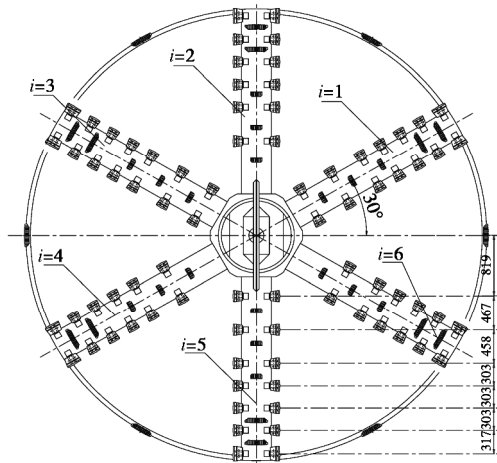


图7 盾构刀盘刀具布置

Fig. 7 Arrangement of cutting tools of cutterhead

如图7, 该刀盘为辐条式刀盘, 刀盘辐条编号为 i ($i=1\sim6$); 刀盘上刮刀采用同心圆形式布置, 刮刀宽为 100 mm, 刀刃前角为 15° , 每根辐条上刀具从刀盘中心向外依次编号为 j ($j=1\sim7$), 各位置刀具安装半径 R_j 如图7所示。

盾构刀盘每旋转一周, 刀具随刀盘前进的切入深度为 v/w , 故根据几何关系, 刮刀斜向切入土体的长度 h 表达式为

$$h = \frac{v}{w \cos e} \quad (41)$$

式中, v 为盾构机掘进速度 (m/min), w 为盾构机刀盘转速 (r/min), e 为刮刀前角。

当图7所示盾构刀盘旋转至任意位置时, 即编号为 i 的辐条旋转至与水平面夹角为 I_i 时, 切削扭矩 T 的计算表达式为

$$T = \sum_{i=1}^6 \sum_{j=1}^7 [(P_{ij} + U_{ij}) R_j \cos e + Q_{ij} R_j \sin e] \quad (42)$$

式中, P_{ij} , Q_{ij} , U_{ij} 分别为编号为 i 的辐条上安装半径为 R_j 的刮刀所切削土体的各受力分量; 切削扭矩 T 为盾构机总扭矩的一部分, 目前工程中一般采用以下经验公式进行计算^[2]:

$$T' = k \frac{D^2 v}{8w} q_u \quad (43)$$

式中 D 为盾构机刀盘直径; k 为刀盘辐条数量, 对于图7所示刀盘 $k=6$; q_u 为土体无侧限抗压强度, 显然该经验公式并未考虑盾构机对开挖面的支护压力对切削扭矩的影响, 在使用时具有一定的局限性。

在盾构施工中, 一方面, 刀具切削土体时所受的力及由此带来的刀盘扭矩会随开挖面土体性质的不同而改变, 另一方面, 施工中往往通过调整盾构掘进参数改善刀具受力, 控制刀盘扭矩^[12]。现针对以上两个方面进行分析。

3.1 土体参数的影响

当被切削土体内摩擦角 j 分别取 25° , 30° , 支护荷载 $p=100$ kPa, 计算盾构刀盘旋转至图7所示位置时被切削土体达到破坏时 P , Q , U 值随土体黏聚力 c 的变化情况, 计算结果如图8所示。

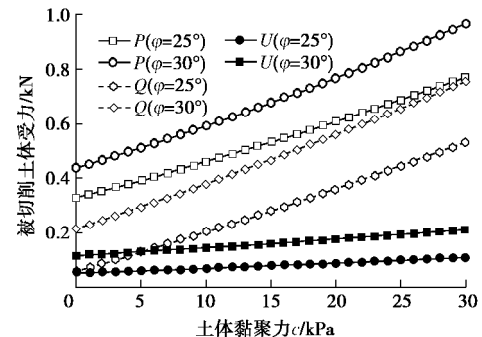


图8 被切削土体受力随黏聚力变化

Fig. 8 Change of force with cohesive force in soils

根据图8, P , Q , U 值随土体黏聚力 c 增大均线性增大, 但增加速率不同: 被切削土体受刮刀正面摩擦力增加速率最大, 刮刀正压力的变化速率次之, 而侧面抗剪阻力增加不明显; P , Q , U 在 $j=30^\circ$ 时的值均大于 $j=25^\circ$ 时的值, 再次分别计算当 c 为 10, 20 kPa 时 P , Q , U 值随土体内摩擦角 j 的变化情况, 如图9所示。

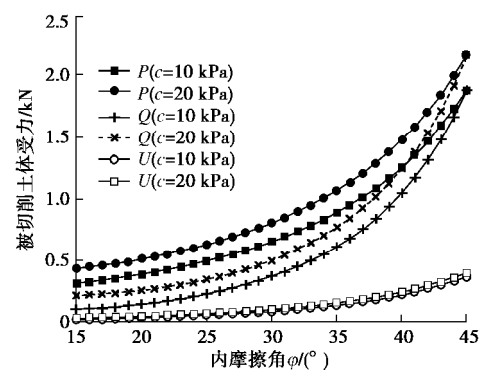


图9 被切削土体受力随内摩擦角变化

Fig. 9 Change of force with internal friction angle in soils

根据图9, P , Q , U 值均随土体内摩擦角 j 增大而非线性增大, 同样 Q 值受 j 的影响程度最大, P 值受影响程度次之, U 值受影响程度最小。

据上述分析, 被切削土体达到破坏状态时, 无论是所需的刮刀正压力、摩擦力, 还是土体侧面抗剪阻力都随土体 c 值、 j 值增大而增大。其中, 土体达到破坏所需刮刀提供的摩擦力受 c 值、 j 值影响较大, 因此, 当盾构掘进至 c 值或 j 值较大的土层中时, 可通过适当提高刮刀刃面粗糙度等措施相应增大对土体的摩擦力而使土体更易被切至破坏。

3.2 盾构掘进参数的影响

当盾构掘进速度分别取 v 为 30, 40 mm/min, 支

护荷载 $p=100\text{ kPa}$ 时, 计算被切削土体达到破坏时 P , Q , U 值随盾构机刀盘转速 w 的变化情况, 计算结果如图 10 所示。

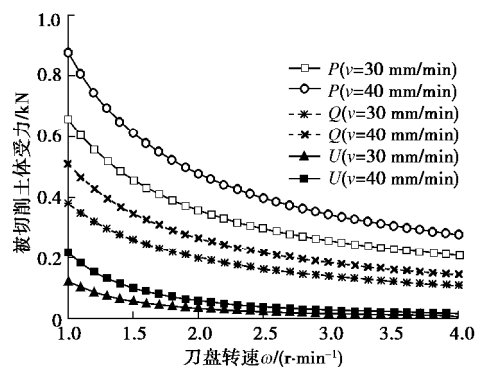


图 10 被切削土体受力随刀盘转速变化

Fig. 10 Change of force with rotation rate of cutterhead in soils

根据图 10, 当盾构机掘进速度一定时, P , Q , U 值均随刀盘转速 w 增大而非线性减小。因此, 当盾构隧道施工中因切削扭矩过大而掘进困难时, 可以通过适当提高刀盘转速来减小刮刀切削土体所需的力, 从而减小刀盘切削扭矩。

再按照不同掘进速度 v 与不同刀盘转速 w 取 4 种工况 (表 1), 计算 P , Q 值随开挖面支护荷载 p 的变化情况, 计算结果如图 11 所示。

表 1 计算工况

Table 1 Working conditions for calculation				
工况	工况参数			
	c/kPa	$j/(\text{^\circ})$	$v/(\text{mm}\cdot\text{min}^{-1})$	$w/(\text{r}\cdot\text{min}^{-1})$
1	20	25	40	1.5
2	20	25	30	1.5
3	10	40	40	3.0
4	10	40	30	3.0

根据图 11, P , Q 均随支护荷载 p 线性增大, 并且当土体 c 值较大而 j 值较小时 (黏性土), P , Q 随 p 增加缓慢; 而当 c 值较小而 j 值较大时 (砂性土), P , Q 随 p 增加较为迅速, 说明支护荷载 p 对于被切削土体受力的影响在砂性土中较大。最终根据式 (42)

计算图 7 所示盾构机刀盘掘进至不同类型的土体中采用不同参数掘进时所对应的部分刀盘切削扭矩 T 的计算值, 对于无侧限抗压强度可测的黏性土体, 则根据式 (43) 计算切削扭矩值作为对比, 计算结果见表 2。

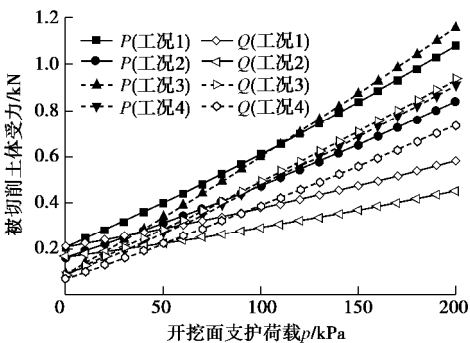


图 11 被切削土体受力随支护荷载变化

Fig. 11 Change of force with support load in soils

根据表 2, 由式 (42), (43) 计算得到的切削扭矩值相差 $0.9\sim 10.7\text{ kN}$, 且式 (43) 的计算结果随土体类型变化范围较大, 显然采用图 5 所示模型计算时, 盾构机克服刮刀切削阻力所需的扭矩受土体性质影响较小。

4 结 论

(1) 在盾构切削土体条件下对 Ktter 方程进行修正, 并据此求解出开挖面各位置土体在被动切削下发生破坏时滑动面上的应力分布。

(2) 建立了被切削土体受力模型, 根据破坏区域土体受力平衡求解出刮刀刃面与土体之间的正压力 P 、摩擦力 Q 与侧向抗剪阻力 U , 进而推导出刀盘的切削扭矩的计算公式。

(3) 针对特定盾构刀盘, 分析得到 P , Q , U 值随土体 c , j 增大而增大, 且摩擦力 Q 受影响程度较大, 通过适当提高刮刀刃面粗糙度来增大摩擦可使土体更易被切至破坏。

(4) 分析了盾构掘进参数对土体及刮刀受力的影响, 发现 P , Q , U 值随刀盘转速 w 增大而减小, P ,

表 2 不同类型土体中盾构切削扭矩

Table 2 Cutting torques of shield in different types of soils								
土体类型	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $j/(\text{^\circ})$	重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	无侧限抗压 强度 q_u/kPa	切削扭矩 $T/(\text{kN}\cdot\text{m})$			
					$v=40\text{ mm/min}$ $v=30\text{ mm/min}$ $v=40\text{ mm/min}$ $v=30\text{ mm/min}$			
					$w=1.5\text{ r/min}$	$w=1.5\text{ r/min}$	$w=3.0\text{ r/min}$	$w=3.0\text{ r/min}$
粗砂	0	42	20.5	—	175.9	128.9	79.8	60.7
中砂	0	40	20.7	—	142.4	104.2	64.5	48.9
细砂	2	34	21.4	—	116.6	85.9	52.8	39.4
粉土	16	26	21.0	65.3	94.1 (97.2)	69.8 (72.9)	45.3 (48.6)	33.7 (36.5)
粉质黏土	22	21	19.6	120.3	68.0 (84.0)	50.1 (63.0)	31.2 (42.0)	23.2 (31.5)
黏土	36	13	18.6	147.7	49.0 (40.7)	41.3 (30.6)	22.3 (20.4)	14.4 (15.3)

注: 表中括号内数值为据式 (43) 计算得到的在无侧限抗压强度可测的黏性土体中掘进时盾构刀盘的切削扭矩值。

Q 随支护荷载 p 线性增大, 且 p 对于被切削土体受力的影响较大, 最终给出刀盘掘进至不同类型土体中的部分切削扭矩值作为工程参考, 与既有公式计算结果对比分析发现, 采用本文模型计算时, 盾构机克服刮刀切削阻力所需的扭矩受土体性质影响较小。

参考文献:

- [1] 夏毅敏, 卞章括, 胡承欢, 等. 复合式土压平衡盾构机刀盘性能综合评价方法[J]. 机械工程学报, 2014, **50**(21): 1 - 9. (XIA Yi-min, BIAN Zhang-kuo, HU Cheng-huan, et al. Performance comprehensive evaluation of composite earth pressure balanced shield machine cutter head[J]. Chinese Journal of Mechanical Engineering, 2014, **50**(21): 1 - 9. (in Chinese))
- [2] 徐前卫, 朱合华, 丁文其, 等. 均质地层中土压平衡盾构施工刀盘切削扭矩分析[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(1): 47 - 54. (XU Qian-wei, ZHU He-hua, DING Wen-qi, et al. Cutting torque during tunnelling process of earth pressure balance shield machine in homogeneous ground[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(1): 47 - 54. (in Chinese))
- [3] HE Chuan, WANG Bo. Research progress and development trends of highway tunnels in China[J]. Journal of Modern Transportation, 2013, **21**(4): 209 - 223.
- [4] 徐小荷, 余 静. 岩石破碎学[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1984. (XU Xiao-he, YU Jing. Rock fragmentation[M]. Beijing: China Coal Industry Publishing House, 1984. (in Chinese))
- [5] EVANS I. The force required to cut coal with blunt wedges[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1965, **2**(1): 1 - 12.
- [6] NISHIMATSU Y. The mechanics of rock cutting[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1972, **9**(2): 261 - 270.
- [7] 暨智勇. 盾构掘进机切刀切削软岩和土壤受力模型研究及实验验证[D]. 长沙: 中南大学, 2009. (JI Zhi-yong. Research and experimental verification of stress model of cutting machine cutting soft rock and soil by shield tunnelling machine[D]. Changsha: Central South University, 2009. (in Chinese))
- [8] 崔国华, 王国强, 王继新, 等. 全断面盾构掘进机切削刀具的计算力学模型求解[J]. 吉林大学学报(工学版), 2008, **38**(增刊 2): 144 - 148. (CUI Guo-hua, WANG Guo-qiang, WANG Ji-xin, et al. Cutting dynamic model for cutters of shield machine under soft soil[J]. Journal of Jilin University Engineering and Technology Edition, 2008, **38**(S2): 144 - 148. (in Chinese))
- [9] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: John Wiley and Sons, Inc, 1943.
- [10] K TTER F. Die bestimmung des drucks an gekrümmten gleitflächen, eine aufgabe aus der lehre vom erddruck[J]. Sitzung Der Physikalisch-Mathematischen Classe Vom, 1903: 229 - 233.
- [11] 孔德顺. K 方程在挡土墙被动土压力求解中的应用[D]. 南京: 河海大学, 2008. (KONG De-shun. Application of K tter equation to solving passive earth pressure of retaining wall[D]. Nanjing: Hohai University, 2008. (in Chinese))
- [12] 余志刚. 泥质粉砂岩地层泥水盾构掘进参数变化规律及关联性分析[J]. 施工技术, 2018, **47**(1): 116 - 121. (YU Zhi-gang. Change rule and correlation analysis of slurry shield tunneling parameters under argillaceous siltstone formation[J]. Construction Technology, 2018, **47**(1): 116 - 121. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201906010

场地放大系数的理论解答

李瑞山, 袁晓铭*

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

摘要: 场地系数是各个国家和地区规范中考虑地震动场地效应的关键指标, 决定着各类工程结构设防水准, 但国内外规范就此存在显著差别。采用土层-基岩理想场地模型, 导出了土层场地与参考基岩场地地震动响应定量关系解析表达式。提出了场地放大系数一般规律, 并通过数值模拟验证了其可靠性, 在此基础上对国内外规范场地系数的合理性进行检验。结果表明: 土层场地地震动响应与参考基岩场地相比, 在全频域空间恒定表现为放大, 场地放大系数随场地变软整体表现出增大趋势, 这与中国新规范场地系数取值和规律一致; 中国规范中软场地系数取值严重偏于保守, 强烈地震作用下软场地系数小于1的现象不合理, 中国规范IV类场地系数普遍小于III类的取值方案有待商榷。

关键词: 场地放大系数; 理论解答; 地震动参数区划图; NEHRP; 土层地震反应分析

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-1066-08

作者简介: 李瑞山(1987—), 男, 助理研究员, 博士, 主要从事岩土地震工程研究。E-mail: lrshan22@hotmail.com。

Theoretical solution of site amplification coefficient

LI Rui-shan, YUAN Xiao-ming

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

Abstract: The site coefficient is a key index for considering the seismic site effects in various national and regional standards, which determines the criterion of earthquake-resistant design, but there exist significant differences between domestic and foreign standards. Based on the ideal soil-bedrock site model, an analytical expression for the quantitative relationship between soil site and reference bedrock is derived and examined through numerical simulation. The general rules of site amplification coefficient are put forward, and the reliability of different recommended values are verified. The results indicate that the soil ground motion is always amplified in the whole frequency domain compared to the reference bedrock. The site amplification coefficients show the overall increasing trend with the softening of the site, and are consistent with the suggested values in the new NEHRP provisions of the United States of America. The coefficient of soft site in China is seriously conservative and the value is less than 1.0 under strong vibration, which is clearly unreasonable. It is debatable whether the site coefficient of class site IV should be generally less than that of class site III in China's code.

Key words: site amplification coefficient; theoretical solution; seismic ground motion parameters zonation map; NEHRP; ground seismic response analysis

0 引言

历次大地震经验表明震害严重程度与局部场地条件密切相关, 大量强震观测资料显示浅表覆盖土层对地震动幅值、频谱特性和强烈震动持续时间都有重要影响^[1-6]。对各类工程结构进行抗震设计是防震减灾的最主要途径, 其首要任务是合理地确定设计地震动参数, 其中地震动场地效应要给予充分考虑。

强震观测记录对比分析^[7-11]和土层地震响应数值模拟^[12-16]是目前探讨场地条件对地震动影响的两种最主要的手段。基岩和土层场地强震记录对比分析是获取覆盖土层对地震动特征影响的最直接方法, 但由

于实际强震记录标准基岩面埋深和剪切波速各异, 再加上地震作用的随机性和介质中波动传播的复杂性, 这种基于统计意义的平均结果往往表现出很大的离散性^[17], 还没有达到具有普适性和广泛性的程度。另一方面, 对现有的土层地震反应数值分析方法, 强地震动和软土地场等强非线性情况下的地震响应计算仍是一个尚未攻克的难题^[18], 导致仅依据数值模拟得到的

基金项目: 中国地震局工程力学研究所基本科研业务费专项(2018B01, 2018A01); 黑龙江省自然科学基金联合引导项目(LH2019E093)

收稿日期: 2018-05-04

*通讯作者(E-mail: yxmim@163.com)

土层地震动特征和规律的把握不足, 有些认识模糊甚至错误^[15, 19-20]。采用简单模型的理论分析工作, 能够深化该问题的认识, 弥补以上两方面的不足和缺欠, 指导工程实践, 但该方面目前的成果尚少。

在抗震设计实践中, 包括中国大陆地区在内的各个国家和地区规范普遍都采用划分场地类别的方式来考虑地震动的场地效应。场地系数 F_{PGA} , 则是以硬场地 (基岩或二类场地) 作为参考场地, 其他类别场地峰值加速度与参考场地峰值加速度之间的一般性定量比例关系。场地系数反映了土层和基岩对地震动放大效应的相对强弱, 代表了各类场地放大作用的一般性认识。同时, 通过场地系数, 结合区划图便可得到任意类别目标场地震动作用大小。场地系数代表着场地放大作用认识水平, 同时对工程设计有普遍性的指导作用, 其研究工作十分重要。

美国国家减轻地震灾害计划 (National Earthquake Hazards Reduction Program, NEHRP) 通过不断吸收抗震领域最新研究成果而对 NEHRP Provision 持续修订。ASCE/SEI 7 (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) 和 IBC (International Building Code) 在抗震方面主要引用 NEHRP 规定。最新版 NEHRP 2015^[21] (简称 NEHRP, 下同) 相比 2009 版本的一个显著的变化是大幅提高了场地系数 F_{PGA} , 其中一个重要原因是所选择的标准基岩场地剪切波速由 1050 m/s 减小为 760 m/s^[22], ASCE/SEI 7-16^[23]在修订时也进行了相应的调整。中国第五代地震动参数区划图 GB 18306—2015^[24] (简称中国规范, 下同) 第一次明确指出需要依据场地类别对地震动峰值加速度进行调整, 并给出了相应的场地系数 (表 1), 其中一个明显特征是软场地系数随震动强度增大而逐渐减小, 当峰值加速度大到一定程度时 (比如 0.4g) 软场地系数小于 1。NEHRP 场地系数 F_{PGA} (表 2) 显著高于中国现行标准, 如果将中国 I_0 类场地 ($v_s > 800$ m/s) 与美国 B 类场地 ($v_{s30} > 760$ m/s) 等同, 中国规范 $PGA \geq 0.4g$ 时, IV 类软场地系数取 0.9, 而 NEHRP 中当 PGA 分区为 0.4g、0.5g 和 $\geq 0.6g$ 时, F_{PGA} 分别取 1.4、1.2 和 1.1。虽然不同地区场地类别划分方法和区划图编制基本准则不尽相同, 但中国规范和 NEHRP 规范在场地系数取值方面显然是存在本质的差别。NEHRP 的规定意味着土层场地地震动响应必然大于周围基岩场地, 而按中国规范取值来看则很有可能不放大甚至缩小。中国规范这一认识主要来源是中国现行地震安全性评价程序计算所得软场地震动响应普遍小于基岩, 但事实上这一结论与强震观测结果严重不符^[15, 17, 19-20]。此外, 中国规范和 NEHRP 规范中场地系数取值的另

外一个重要区别是 NEHRP 场地系数随场地变软整体表现为增大, 在小震或中等强度地震作用下 ($PGA \leq 0.4g$) 这一特征十分明显, 而在强地震作用下 C、D、E 类场地系数非常接近。中国规范中则是 III 类场地系数最大, 任何强度地震作用下 IV 类放大均小于 III 类。显然, NEHRP 规范和中国规范的显著差别, 需要认真甄别。

场地系数是地震动参数区划图编制和修订工作的一项重要内容, 其实质是各类场地放大作用之间的一般定量关系, 通过理论分析对其进行解答有助于人们对这一问题有更加深刻的认识。本文采用土层-基岩理想场地模型, 从弹性半空间中波动传播基本原理出发, 建立土层场地与参考基岩场地震动响应特征关联函数, 给出二者定量关系解析表达, 通过理论分析揭示场地放大作用的一般规律, 为场地系数的深入认识和区划图修订提供指导。

表 1 中国地震动参数区划图 GB 18306—2015 峰值加速度调整系数

Table 1 Site coefficients of PGA in China's code GB 18306—2015						
场 地 类别	II 类场地峰值加速度					
	$\leq 0.05g$	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	$\geq 0.40g$
I_0	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
I_1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
II	1.25	1.22	1.20	1.18	1.05	1.00
III	1.63	1.53	1.38	1.18	1.05	1.00
IV	1.56	1.46	1.33	1.18	1.00	0.90

表 2 美国 NEHRP 2015 峰值加速度调整系数

Table 2 Site coefficients of PGA in NEHRP provision 2015						
场地	Mapped MCE Geometric Mean Peak Ground					
	Acceleration, PGA					
	$\leq 0.1g$	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	$\geq 0.6g$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.3	1.2	1.1	1.1
E	2.4	1.9	1.6	1.4	1.2	1.1
F	F 类场地需专门开展场地地震反应分析					

1 分析模型

实际土层场地和参考基岩场地在 SH 波垂直入射下的力学模型如图 1 所示, 在距离界面一定范围外的场地可以简化为一维土层模型, 为了便于分析, 假定土层和基岩都是单一均匀介质, 土层和基岩场地分别由其密度 ρ 和剪切波速 v_s 等参数来表征, 下标 s 代表土层场地, r 代表露头基岩场地。图中 h 为覆盖土

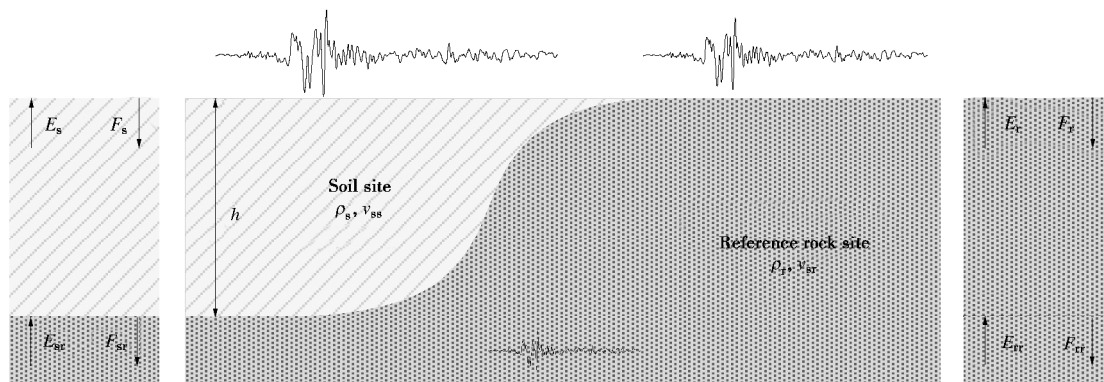


图1 场地模型示意图

Fig. 1 Illustration of simplified site model

层厚度, E_s 和 F_s 分别为剪切波从基岩垂直入射往地表传播过程中引起的土层中稳态上行波和下行波波幅系数, E_{sr} 和 F_{sr} 分别为土层场地下卧基岩层中上、下行波波幅系数, E_r 和 F_r 分别为参考基岩场地近地表波幅系数, E_{rr} 和 F_{rr} 分别为参考基岩场地 h 深度处的波幅系数。

2 基本解答

假设土体为 Kelvin-Voigt 黏弹性体, 代表图 1 所示简化一维场地模型中剪切波传播的波动方程表达如下, 其中剪切模量 $G = rv_s^2$, h 为黏性系数, 与阻尼比 x 的关系为 $h = 2Gx/w$ 。

$$r \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + h \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (1)$$

在圆频率为 ω 的谐波输入下, 其位移 u 一般表达式为

$$u(z, t) = [E \exp(ikz) + F \exp(-ikz)] e^{i\omega t} \quad (2)$$

式中 z 为空间坐标, 原点位于自由地表面, 方向垂直向下为正; E 和 F 分别为上行波和下行波波幅系数; k 为复波数,

$$k = \frac{w}{v_s} (1 - ix) \quad (3)$$

自由地表 ($z=0$) 力的边界条件表达为

$$t(z, t)|_{z=0} = G \frac{\partial u(z, t)}{\partial z} \bigg|_{z=0} = 0 \quad (4)$$

式中, G 为土体剪切模量。

将式 (2) 代入式 (4) 可以得到上下行波波幅系数关系:

$$E = F \quad (5)$$

需要说明的是, 这一关系是根据自由地表边界条件给出, 只对地表层成立, 对下覆土层和下卧基岩不适用。

2.1 露头基岩场地

根据式 (5) 参考基岩场地自由地表边界条件可以

具体化为

$$E_r = F_r \quad (6)$$

根据介质中力和位移的连续条件, 深度 $z=h$ 处参考场地中上行波波幅为

$$E_{rr} = E_r \exp(ik_r h) \quad (7)$$

式中, k_r 为与基岩场地对应的波数, 将式 (3) 中 v_s 用 v_{sr} 代入来计算。利用欧拉公式, 式 (7) 可以进一步写为

$$E_{rr} = [\cos(k_r h) + i \sin(k_r h)] E_r \quad (8)$$

定义露头基岩场地自由地表震动响应与输入波幅之间的放大系数如下:

$$F_{\text{rock}}(w) = \frac{E_r + F_r}{E_{rr}} = \frac{2}{\cos(k_r h) + i \sin(k_r h)} \quad (9)$$

其幅值为

$$|F_{\text{rock}}(w)| = \frac{2}{\sqrt{\cos^2(wh/v_{sr}) + \sin^2(wh/v_{sr})}} = 2 \quad (10)$$

从式 (10) 可以看出, 露头基岩场地地表震动响应幅值恒为输入地震动的 2 倍。

2.2 覆盖土层场地

根据式 (5) 覆盖土层场地自由地表边界条件可以具体化为

$$E_s = F_s \quad (11)$$

根据下卧基岩和覆盖土层界面力和位移连续条件可以得到上下层波幅矢量之间的传递矩阵可以表达为^[25]

$$\begin{bmatrix} E_{sr} \\ F_{sr} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1+a}{2} \exp(ik_s h), & \frac{1-a}{2} \exp(-ik_s h) \\ \frac{1-a}{2} \exp(ik_s h), & \frac{1+a}{2} \exp(-ik_s h) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} E_s \\ F_s \end{bmatrix} \quad (12)$$

式中, k_s 为与土层场地对应的波数, 将式 (3) 中 v_s 用 v_{ss} 代入来计算, a 为土层和基岩之间的波阻抗,

$$a = r_s v_{ss} / r_r v_{sr} \quad (13)$$

在两层土密度相差不大的情况下, 阻抗比 a 可以用两层土之间的剪切波速比来代替。将式 (11) 代入式 (12) 可以得到土层和基岩入射波幅之间的关系为

$$E_{sr} = 1/2[(1+a)\exp(ik_s h) + (1-a)\exp(-ik_s h)] \cdot E_s \quad (14)$$

利用欧拉公式, 式 (14) 可以改写为

$$E_{sr} = [\cos(k_s h) + ia \sin(k_s h)] E_s \quad (15)$$

定义覆盖土层场地自由地表震动响应与基岩输入波幅之间的放大系数如下:

$$F_{soil}(w) = \frac{E_s + F_s}{E_{sr}} = \frac{2}{\cos(k_s h) + ia \sin(k_s h)} \quad (16)$$

其幅值为:

$$|F_{soil}(w)| = \frac{2}{\sqrt{\cos^2(wh/v_{ss}) + a^2 \sin^2(wh/v_{ss})}} \quad (17)$$

定义无量纲频率 (频率比) I 如下, 表征了输入波频率与覆盖土层场地基频之间的相对关系, 当 $I = 0.5$ 时, 输入波频率 f 与场地基频 f_s 相等, 其中场地基频按式 (19) 计算。通过无量纲化处理, 减少了变量个数, 为后续分析带来了极大的方便。

$$I = wh/\pi v_{ss} = f/2f_s \quad (18)$$

$$f_s = v_{ss}/4h \quad (19)$$

土层场地放大系数幅值用频率比 I 重新改写为

$$|F_{soil}(w)| = \frac{2}{\sqrt{\cos^2(\pi I) + a^2 \sin^2(\pi I)}} \quad (20)$$

3 场地放大系数解答及分析

假定同一次地震中在一定距离范围内相同深度基岩面入射震动响应幅度相差不大, 即土层场地基岩入射波幅与参考基岩场地深度 h 处的上行波幅相等:

$$|E_{sr}| = |E_{tr}| \quad (21)$$

定义覆盖土层自由场震动响应与露头基岩面震动响应之间的比值为场地放大系数 (简称放大系数, 下同), 结合式 (10), (20) 可以给出其表达为

$$|F(w)| = \left| \frac{F_{soil}(w)}{F_{rock}(w)} \right| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(\pi I) + a^2 \sin^2(\pi I)}} \quad (22)$$

式 (22) 中有两个变量, 分别是阻抗比 a 和无量纲频率 I , 从中可以得出以下几方面信息: ①该函数是关于频率比 I 的周期函数, 周期为 1; ②当阻抗比 a 不大于 1 时 (土层比参考基岩场地软), 放大系数值恒不小于 1, 当且仅当 $a = 1$ 时放大系数值取 1; ③当频率比 $I = 0.5$ ($f = f_s$) 且阻抗比 $a \rightarrow 0$ 时, 理论上放大系数值可达到无穷 (不考虑阻尼比); ④当 $a \rightarrow 1$ 时, 式 (22), (22) 结果可以退化至单层结果 (式 (10)); ⑤当 $h \rightarrow 0$ 时 $I \rightarrow 0$, 式 (22), (22) 结果也可退化至

单层土结果。

针对本文所研究的问题, 取阻抗比范围为 $0.1 \leq a \leq 1$ 可基本满足所有场地情况, 在一个周期内 ($0 \leq I \leq 1$) 给出 $|F(w)|$ 随阻抗比 a 和无量纲频率 I 变化曲面如图 2 所示。从图中可以看出放大系数都大于 1, 并且在绝大多数情况下该值很接近于 1, 将阻抗比 a 以自然分布或对数分布方式离散, 并取不同的网格密度, 计算所得全频域放大系数均值在 1.40~1.66, 可以认为土层场地地震动响应相比露头基岩场地平均放大 1.5 倍。

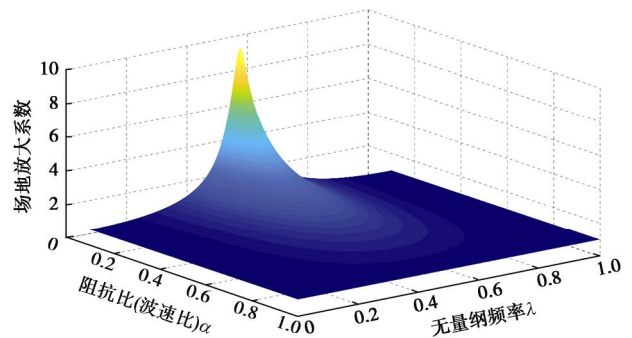


图2 场地放大系数曲面图

Fig. 2 Surface plot on dynamic response amplification of soils to reference rock sites

图 3 所示为取不同阻抗比 a 时放大系数随无量纲频率 I 变化曲线, 从中可以明显看出只有在输入波频率与土层场地基频比较接近 (I 取值接近 0.5) 且覆盖土层与基岩波速差异较大 (阻抗比较小) 时放大系数才有显著增大, 在本文离散点计算结果中, 最大达到 10 倍。

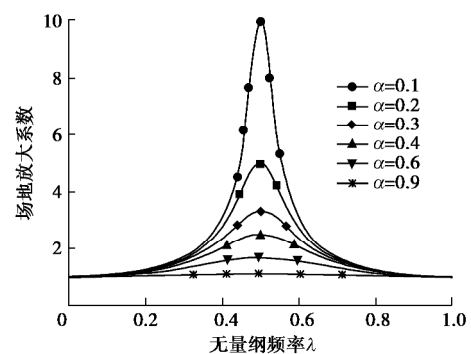


图3 不同阻抗比下场地放大系数随频率比变化曲线

Fig. 3 Amplification curves under different impedance ratios

图 4 所示为取半个周期内不同频率比 I 时放大系数随土层与基岩之间阻抗比 a 变化曲线, 从中可以明显看出放大系数随着阻抗比的减小 (土层变软) 而增大, 但要达到较高的放大水平需要土层等效剪切波速小于基岩的 1/3 甚至 1/5。另外需要说明的是, 在不同的阻抗比下要满足相同频率比的条件, 实际上输入波的频率是不完全一样的。

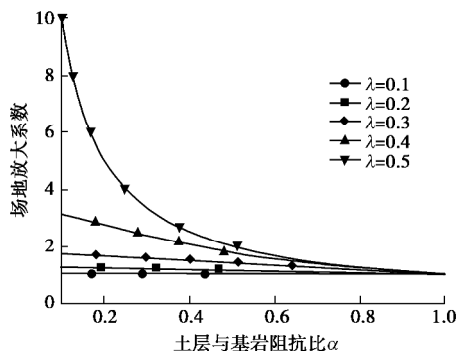


图 4 不同频率比下场地放大系数随阻抗比变化曲线

Fig. 4 Amplification curves under different non-dimensional frequencies

图 5 所示为放大系数曲面在 $a - I$ 面上的等值线图，需要说明的是这里所给变量范围只是图 2 中的一部分，以便更好地显示结果。从图 5 中可以看出以下信息：①只有阻抗比为 $a \leq 0.5$ 时，放大系数才有可能大于 2；②只有当无量纲频率满足 $0.4 \leq I \leq 0.6$ 时 ($0.8f_s \leq f \leq 1.2f_s$)，放大系数才有可能大于 3；③整体上阻抗比越小（土层相比基岩越软），放大系数越大。表 3 中给出了当放大系数取整倍数时满足条件的最大阻抗比 α 取值，即图 5 中每条等值线的顶点。

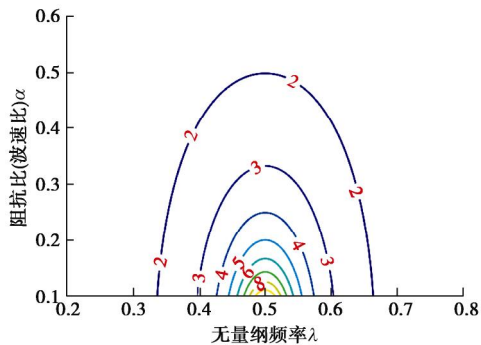


图 5 场地放大系数等值线图

Fig. 5 Contour map of site amplification coefficients

表 3 整倍数场地放大系数满足条件的最大阻抗比 α 取值

Table 3 Maximum values of α satisfying conditions of integral multiple amplification ratios

放大倍数	α_{\max}	放大倍数	α_{\max}
2	0.500	6	0.177
3	0.333	7	0.143
4	0.250	8	0.125
5	0.200	9	0.111

令式 (22) 放大系数等于 2，得到用无量纲频率 I 表达的临界阻抗比 a_{cr2} 形式如式 (23)，也就是说当 $a < a_{cr2}$ 时放大系数方可取得 2 倍以上的值。表 4 中给出了半个周期内不同无量纲频率 I 所对应的 2 倍放大临界阻抗比 a_{cr2} 的取值，其它范围的取值可以通过周期性和对称性相应得到。

$$a_{cr2} = \sqrt{1 - \frac{3}{4 \sin^2(\pi I)}} \quad (23)$$

表 4 不同无量纲频率 I 所对应的 2 倍放大临界阻抗比 a_{cr2}

Table 4 Double amplification critical values of a_{cr2} under different normalized frequencies λ

无量纲频率 I	0.335	0.35	0.40	0.45	0.50
临界阻抗比 a_{cr2}	0.0774	0.2351	0.4133	0.4808	0.5000

引言当中提到 NEHRP 建议值明显高于中国规范，在强地震作用下软场地系数存在定性差别。除此之外，NEHRP 场地系数整体随场地变软而变大，但中国规范 IV 类场地系数却普遍小于 III 类场地。根据前面理论解答及分析可以看出，土层场地地震动响应与参考基岩场地相比恒定表现为放大，且随场地变软放大系数有增大的趋势。在强地震动作用下，土体会产生明显的非线性效应，主要体现为土体等价动剪切模量减小和阻尼比的增大，会使土体和基岩之间阻抗比发生变化，进而导致场地放大系数增大或减小，但不会使本文模型和恒定放大的基本结论产生定性改变。中国第五代地震动参数区划图中软场地系数在强烈非线性阶段取小于 1，明显不合理。NEHRP 2015 软场地调整系数 F_{PGA} 在 $PGA \geq 0.6g$ 时仍大于 1，充分体现了其认识的先进性。另一方面，NEHRP 场地系数随场地类别整体变化规律与理论分析结果定性一致，但中国区划图 IV 类场地系数却显著偏于保守，与理论分析结果定性不符，有待于进一步研究和完善。

4 可靠性验证

鉴于本文理论推导是在频域空间展开，拟采用数值分析方法对导出的解析表达式进行进一步检验，以验证结论的可靠性。从理论上讲，利用土层场地和邻近参考基岩场地强震动记录对比的标准谱比法 (Standard Spectral Ratio, SSR) 是研究场地放大效应的最理想手段，但实际当中由于基岩表面的风化等原因很难找到真正的基岩场地，资料收集的代表性和广泛性受到一定程度的限制。随着竖向钻孔台站数量的不断增加，越来越多的学者开始利用井上-井下强震动记录对比来研究浅表覆盖土层对地震响应的影响。最新研究成果表明^[26]，相对于井下记录，地表记录 PGA、PGV 和短周期反应谱均有较明显的放大效应，且表现出随浅层场地剪切波速 v_{s30} 减小而增大的趋势，而长周期的放大效应相对较弱，比值接近于 1，与 NEHRP 场地系数取值规律基本一致。

土层地震反应分析数值模拟作为对强震动观测的有效补充，是研究地震动场地效应的重要手段。采用覆盖土层厚度 h 分别为 10, 25, 40 m，剪切波速 v_s 分别为 150, 280, 400 m/s 构造了共 9 个理想场地模型，参考基岩场地剪切波速取 800 m/s。按简化公式 T

$=4h/v_s$ 计算得到的场地基本周期分布范围为 $0.10 \sim 1.07$ s, 能够代表相当范围的一般工程场地情形。另一方面, 由于输入地震动的频谱特性差异对数值模拟结果影响显著, 为了使分析结果尽可能全面地反映不同类别地震动作用下的一般规律, 从 KiK-net 台网 ABSH12、AKTH03、AKTH09 和 AOMH01 等 4 个场地实际井下基岩记录中选择输入地震动。4 个场地剪切波速剖面如图 6, 具有以下共同特征: ①地表至基岩剪切波速依此增大, 不存在软硬夹层; ②具有一定深度的覆盖土层厚度; ③基岩剪切波速在 $500 \sim 800$ m/s 范围内。截止 2018 年 8 月 31 日, 4 个台站已记录到 1686 组三分量基岩地震动, 最终挑选了其中 33 次地震共 59 条加速度记录 (单向) 组成本文基岩输入地震动数据库。这 33 次地震震级变化范围为 3.2 级~7 级, 震源深度范围为 $5 \sim 40$ m, 震级-震源深度分布详情如图 7, 不同的震级-震源深度组合在某种意义上代表了不同的地震类型和不同的地震动频谱特性。地震动挑选具体原则: ①震中距不大于 300 km; ②震源深度不大于 40 km; ③单方向峰值加速度在 $2 \sim 20$ gal 范围内; ④加速度反应谱满足 $SA_{3.0}/SA_{0.01} < 0.2$ 。筛选后的 59 条地震动卓越周期 (加速度反应谱峰值对应周期) 分布范围为 $0.06 \sim 0.3$ s (图 8), 频谱成分相当丰富。所有地震动经带宽为 $0.01 \sim 40$ Hz 的 4 阶巴特沃斯带通滤波后作为输入, 采用基于经典波动理论^[25]的频率线性计算方法给出了不同土层场地与参考基岩场地加速度反应谱谱比。图 9 所示为厚度 $h = 25$ m, 剪切波速 $v_s = 280$ m/s 场地的结果, 图中同时给出了平均 (50% 分位) 谱比曲线, 9 个构造场地平均谱比结果汇总如图 10。从图 9, 10 中可以清楚地看到土层场地与参考基岩场地加速度反应谱谱比在图示周期范围内均大于 1, 不同的输入地震动会影响谱比结果但不影响恒定放大的基本规律, 这与前面通过理论解析所给出的结论完全一致。需要说明的是, 本文数值模拟采用了和理论解析相同的边界条件, 即假定土层场地入射波和参考基岩场地入射波相同 (式 (21))。此外, 本文模拟并未考虑土体非线性效应, 在筛选输入地震动时采用 20gal 的峰值加速度上限也是基于这一考虑。其原因一是为了和理论解析保持一致, 二是因为强非线性状态下土体地震动响应模拟影响因素过多, 结果可靠性相对较差^[18]。事实上, 理论解析采用无量纲频率比给出了全频域空间的解答, 实际上已经包括了土体在强震动作用下等价剪切模量降低的情形。

综上所述, 基于强震观测记录的最新认识和数值模拟结果均很好地验证了本文理论解析方法的合理性和结论的可靠性。

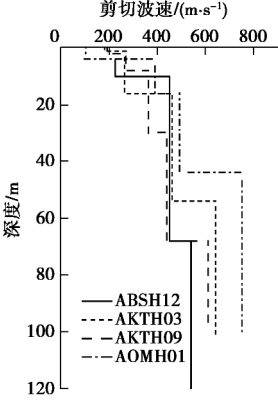


图 6 ABSH12、AKTH03、AKTH09 和 AOMH01 场地剪切波速剖面

Fig. 6 Shear wave velocity profiles of sites ABSH12, AKTH03, AKTH09 and AOMH01

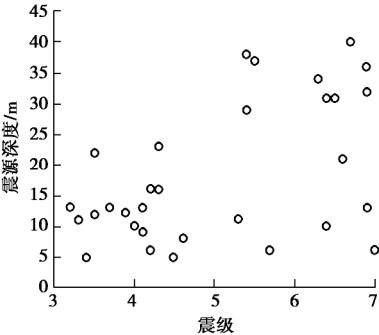


图 7 输入地震动震级-震源深度分布
Fig. 7 Magnitude and distribution of hypocenter depth of selected input bedrock motions

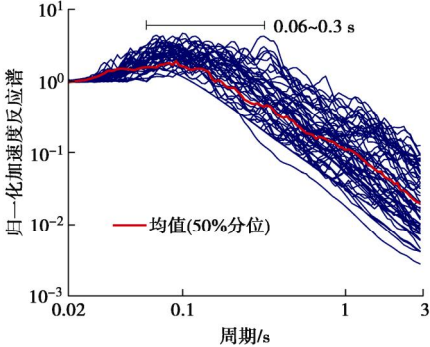


图 8 输入地震动归一化加速度反应谱
Fig. 8 Normalized spectral accelerations of input motions

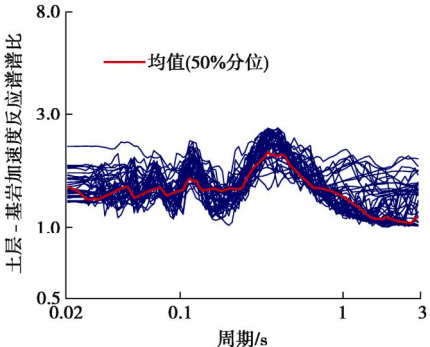


图 9 土层场地与基岩参考场地加速度反应谱谱比
Fig. 9 Acceleration response spectral ratios between soils and reference rock sites (case $h = 25$ m, $v_s = 280$ m/s)

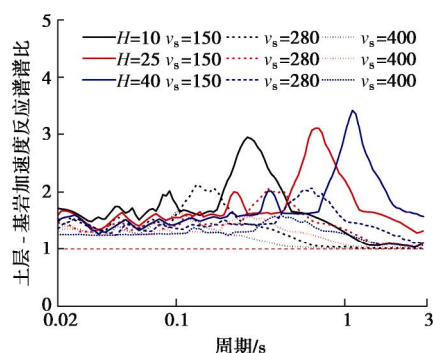


图10 不同场地平均谱比曲线

Fig. 10 Medium spectral ratio curves in different sites

5 结 论

本文采用土层-基岩理想场地模型,从弹性半空间工程波动理论出发,导出了土层场地与参考基岩场地地震响应定量关系解析表达,并通过数值模拟进行了验证,在此基础上对覆盖土层自由场与露头基岩面震动响应比值的场地放大系数规律进行了研究,得出了以下主要结论:

(1) 土层场地自由地表震动响应与参考基岩场地相比理论上恒定表现为放大,绝大多数情况下放大倍数介于1和2之间,在全频域空间平均放大1.5倍,即便考虑土体非线性效应,恒定放大的基本结论不会改变。

(2) 当土层与基岩阻抗比大于0.5(土层波速大于基岩波速一半)时,场地放大系数小于2;当输入波频率与土层场地基频比较接近且覆盖土层与基岩波速差异较大时场地放大系数显著增大。

(3) NEHRP 2015 场地系数与本文理论解答规律一致,特别是软场地系数取值及场地系数随场地类别变化规律都与本文分析结果吻合。

(4) 中国地震动参数区划图 GB 18306—2015 中软场地系数显著偏小,强烈地震动作用下软场地系数小于1的现象不合理,取值严重偏于保守。

(5) 场地放大系数随场地变软整体表现出增大的趋势,中国规范IV类场地系数普遍小于III类的取值方案有待商榷。

参考文献:

[1] SEED H B, ROMO M P, SUN J I, et al. The Mexico earthquake of September 19, 1985: relationships between soil conditions and earthquake ground motions[J]. *Earthquake Spectra*, 1988, **4**(4): 687 - 729.

[2] HANKS T C, BRADY A G. The loma prieta earthquake, ground motion, and damage in Oakland, Treasure Island, and San Francisco[J]. *Bulletin of the Seismological Society of*

America, 1991, **81**(5): 2019 - 2047.

[3] GAO S, LIU H, DAVIS P M, et al. Localized amplification of seismic waves and correlation with damage due to the Northridge earthquake: evidence for focusing in Santa Monica[J]. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1996, **86**(1B): S209 - S230.

[4] KIM B, HASHASH Y M A. Site response analysis using downhole array recordings during the March 2011 Tohoku-Oki earthquake and the effect of long-duration ground motions[J]. *Earthquake Spectra*, 2013, **29**(S1): S37 - S54.

[5] 薄景山, 李秀领, 刘德东, 等. 土层结构对反应谱平台值的影响[J]. *地震工程与工程振动*, 2003, **23**(4): 29 - 33. (BO Jing-shan, LI Xiu-ling, LIU De-dong, et al. Effects of soil layer construction on platform value of response spectra[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2003, **23**(4): 29 - 33. (in Chinese))

[6] 薄景山, 李秀领, 刘红帅. 土层结构对地表加速度峰值的影响[J]. *地震工程与工程振动*, 2003, **23**(3): 35 - 40. (BO Jing-shan, LI Xiu-ling, LIU Hong-shuai. Effects of soil layer construction on peak accelerations of ground motions[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2003, **23**(3): 35 - 40. (in Chinese))

[7] DARRAGH R B, SHAKAL A F. The site response of two rock and soil station pairs to strong and weak ground motion[J]. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1991, **81**(5): 1885 - 1899.

[8] AKI K. Local site effects on weak and strong ground motion[J]. *Tectonophysics*, 1993, **218**(1): 93 - 111.

[9] KOKUSHO T, SATO K. Surface-to-base amplification evaluated from KiK-net vertical array strong motion records[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2008, **28**(9): 707 - 716.

[10] 郭晓云, 薄景山, 巴文辉. 汶川地震不同场地反应谱平台值统计分析[J]. *地震工程与工程振动*, 2012, **32**(4): 54 - 62. (GUO Xiao-yun, BO Jin-shan, BA Wen-hui. Statistical analysis of peak flat values of response spectra in different site condition based on Wenchuan strong ground motions[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2012, **32**(4): 54 - 62. (in Chinese))

[11] 崔昊, 丁海平. 基于 KiK-net 强震记录的场地调整系数估计[J]. *地震工程与工程振动*, 2016, **36**(4): 147 - 152. (CUI Hao, DING Hai-ping. Estimation of site coefficient based on KiK-net strong-motion seismograph network[J].

- Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2016, **36**(4): 147 - 152. (in Chinese))
- [12] HWANG H H M, LIN H, HUO J R. Site coefficients for design of buildings in eastern United States[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1997, **16**(1): 29 - 40.
- [13] 李小军, 彭青. 不同类别场地地震动参数的计算分析. 地震工程与工程振动, 2001, **21**(1): 29 - 36. (LI Xiao-jun, PENG Qing. Calculation and analysis of earthquake ground motion parameters for different site categories[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2001, **21**(1): 29 - 36. (in Chinese))
- [14] 吕悦军, 彭艳菊, 兰景岩, 等. 场地条件对地震动参数影响的关键问题[J]. 震灾防御技术, 2008, **3**(2): 126 - 135. (LU Yue-jun, PENG Yan-ju, LAN Jing-yan, et al. Some key problems about site effects on seismic ground motion parameters[J]. Technology for Earthquake Disaster Prevention, 2008, **3**(2): 126 - 135. (in Chinese))
- [15] 李瑞山. 新一代土层地震反应分析方法研究[D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 2016. (LI Rui-shan. Research on a new generation technique for ground seismic response analysis[D]. Harbin: Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, 2016. (in Chinese))
- [16] KAKLAMANOS J, BAISE L G, THOMPSON E M, et al. Comparison of 1D linear, equivalent-linear, and nonlinear site response models at six KiK-net validation sites[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, **69**: 207 - 219.
- [17] 王亮. 基于 KiK-net 强震台网的土层地震动特性研究[D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 2014. (WANG Liang. The research of soil layer seismic characteristic based on KiK-net strong-motion network[D]. Harbin: Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, 2014. (in Chinese))
- [18] GRIFFITHS S C, COX B R, RATHJE E M. Challenges associated with site response analyses for soft soils subjected to high-intensity input ground motions[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016, **85**: 1 - 10.
- [19] 袁晓铭, 李瑞山, 孙锐. 新一代土层地震反应分析方法[J]. 土木工程学报, 2016, **49**(10): 95 - 102, 122. (YUAN Xiao-ming, LI Rui-shan, SUN Rui. A new generation method for earthquake response analysis of soil layers[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, **49**(10): 95 - 102, 122. (in Chinese))
- [20] 李兆焱, 袁晓铭, 王鸾, 等. 巨厚场地三种土层地震反应分析程序对比检验[J]. 地震工程与工程振动, 2017, **37**(4): 42 - 50. (LI Zhao-yan, YUAN Xiao-ming, WANG Luan, et al. Verification of three methods for calculating earthquake response of soil layers in deep sites[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2017, **37**(4): 42 - 50. (in Chinese))
- [21] Building Seismic Safety Council of the National Institute of Building Sciences. NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures[S]. 2015.
- [22] SEYHAN E, STEWART J P. Semi-empirical nonlinear site amplification from NGA-West2 data and simulations[J]. Earthquake Spectra, 2014, **30**(3): 1241 - 1256.
- [23] ASCE/SEI 7-16 American Society of Civil Engineers. Minimum design loads for buildings and other structures[S]. 2016.
- [24] GB 18306—2015 中国地震动参数区划图[S]. 2015. (GB 18306—2015 Seismic ground motion parameters zonation map of China[S]. 2015. (in Chinese))
- [25] 廖振鹏. 工程波动理论导论[M]. 2 版. 北京: 科学出版社, 2002. (LIAO Zhen-peng. Introduction to wave motion theories for engineering[M]. 2nd ed. Beijing: Science Press, 2002. (in Chinese))
- [26] 罗诚, 谢俊举, 温增平. 熊本 $M_w7.0$ 地震近场地表与井下地震动对比研究[J]. 地震学报, 2018, **40**(1): 108 - 120. (LUO Cheng, XIE Jun-ju, WEN Zeng-ping. Comparison of near-field surface and borehole ground motion observed during the Kumamoto $M_w7.0$ earthquake[J]. Acta Seismologica Sinica, 2018, **40**(1): 108 - 120. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201906011

岩石单轴压缩下损伤表征及演化规律对比研究

张国凯^{1,2}, 李海波², 王明洋^{1,3}, 李杰³, 邓树新¹

(1. 南京理工大学机械工程学院, 江苏 南京 210094; 2. 中国科学院武汉岩土力学研究所岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071;
3. 陆军工程大学爆炸冲击防灾减灾国家重点实验室, 江苏 南京 210007)

摘要: 采用声波、声发射一体化装置同步测试单轴压缩下花岗岩应力应变、超声波及声发射(AE)特征演化规律, 分析岩石特征应力对应的宏-细观表征, 通过裂纹体积应变、声发射及声波特征等共同量化岩石损伤演化过程。结果表明: 裂纹体积应变和波速对应的损伤起始应力吻合较好, AE事件、幅值分布、 b 值对应的应力特征值基本一致, 但AE事件表征的损伤累积开始早于宏观变形和声波; 初始加载阶段波速及各项异性系数 K 均逐渐增加, 之后变化趋缓, 起裂应力后侧向波速开始减小, 而 K 逐渐增大; 峰值应力前裂纹的快速聚结引起AE信号幅值大幅增加, 伴随的是 b 值的快速下降和AE累积能量的陡增; 基于起裂应力后损伤才开始累积的假定, 量化并对比了裂纹体应变、AE事件等多参量表征的损伤演化规律, 发现花岗岩损伤累积绝大部分发生在损伤应力之后。裂纹体应变表征的损伤具有明确物理意义, 但裂纹体应变计算中泊松比选取存在一定主观性, 裂纹体应变、AE能量、模量等参数表征的损伤在接近峰值应力前均出现大幅增加, 与 b 值的快速下降对应。综合对比分析, AE能量表征的损伤具有更好的可靠性, 反映了岩石损伤破裂的本质特征。

关键词: 应力特征值; 声波测试; 声发射; 声发射能量; 损伤表征

中图分类号: TU45

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-1074-09

作者简介: 张国凯(1988—), 男, 讲师, 博士, 主要从事岩体破裂特征及损伤演化方面的研究工作。E-mail: gkzhang@njjust.edu.cn。

Comparative study on damage characterization and damage evolution of rock under uniaxial compression

ZHANG Guo-kai^{1,2}, LI Hai-bo², WANG Ming-yang^{1,3}, LI Jie³, DENG Shu-xin¹

(1. School of Mechanical Engineering, Nanjing University of Science and Technology, Nanjing 210094, China; 2. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China;

3. State Key Laboratory of Disaster Prevention and Mitigation of Explosion and Impact, Army Engineering University of PLA, Nanjing 210007, China)

Abstract: The evolution of stress-strain data, acoustic emission (AE) and ultrasonic characteristics of granite under uniaxial compression are synchronously tested by using the ultrasonic wave and AE synchronous monitoring devices. The macro- and meso-characteristics of the stress thresholds are analyzed. Also, the quantitative damage evolution of granite is inferred by the crack volumetric strain, AE parameters and ultrasonic characteristics. The results show that the crack initiation stress inferred by the crack volumetric strain and ultrasonic velocity coincides well, and the stress thresholds inferred by the AE events, AE amplitude distribution and b -value are basically identical, but the damage accumulation inferred by the AE events initially begins earlier than that by the macroscopic deformation and ultrasonic testing. At the initial loading stage, the ultrasonic velocity and velocity anisotropy coefficient K increase, and the increase rate slows down gradually. After the crack initiation stress, the lateral velocity begins to decrease, while K gradually increases. With the rapid coalescence of cracks, the amplitudes of AE signals increase significantly prior to the rock failure, accompanied by the rapid decline of b -value and dramatic increase of AE energy. Assuming that the damage accumulation begins only after the crack initiation stress, the damage evolution of granite is characterized by various parameters, such as the crack volumetric strain and AE event. It's revealed that the majority of damage occurs after the damage stress. The damage characterized by the crack volumetric strain has a clear physical meaning, but the selection of Poisson's ratio

基金项目: 国家自然科学基金项目(51809137); 江苏省自然科学基金项目(BK20180480); 岩土力学与工程国家重点实验室资助项目(Z017015)

收稿日期: 2018-05-14

*通讯作者(E-mail: gkzhang@njjust.edu.cn)

for calculating the crack volumetric strain is somewhat subjective. The damages characterized by the crack volumetric strain, AE energy and modulus all increase significantly prior to the peak stress, which coincides with the rapid decline of b -value. It's suggested that the damage estimation using the AE energy method should be preferred from the perspective of the reliability of the obtained damage values.

Key words: stress threshold; ultrasonic testing; acoustic emission; AE energy; damage characterization

0 引言

作为一种天然的地质材料,岩石含有不同程度的初始缺陷,如不同尺度的裂纹、孔隙等,在外部压力及环境影响下,微缺陷逐渐扩展、聚合,导致其力学特性的劣化。微裂纹的扩展过程常被视为损伤的累积过程,决定了材料的失稳破坏进程和可持续利用能力。因此,合理地表征岩石损伤演化过程对工程稳定性控制和安全性预测具有重要意义。

岩石破裂过程中宏观力学及变形特征是其内部微裂纹演化的宏观表现,Brace等^[1]通过花岗岩的宏观应变测试发现,初始扩容应力具有加载应变率依赖性。Martin等^[2-3]基于应力应变特征系统地研究了花岗岩裂纹演化过程,通过控制损伤的循环加卸载试验,发现损伤起始应力与循环损伤增加无关,但损伤应力逐渐下降并最终趋近起裂应力。一般来说,岩石中裂纹扩展引起的材料性能的退化可作为岩石损伤的一种评价指标,Diederichs^[4]认为岩石刚度的急剧下降对应损伤应力。同样地,岩石内部的不可逆体积应变也被认为与岩石内部的损伤发展密切相关^[5],且对应的岩石损伤只有在裂纹开始萌生后才开始发展积累^[6]。

声发射测试技术是研究岩石等脆性材料缺陷扩展的有效手段,被广泛应用于研究岩石材料内部的损伤和断裂行为^[7-8],研究人员通过AE特征参数来研究岩石断裂特征和过程,如AE事件数^[9]、AE幅值与频率分布^[10]、AE能量等^[7],Eberhardt等^[11]通过AE测试研究了Lac du Bonnet花岗岩的破坏过程,发现显著AE活动的开始对应新生裂纹的起裂。Lokajicek等^[12]通过AE测试发现粒径较大的花岗岩和粒径较小的麻粒岩分别在45%和85%峰值强度处裂纹开始扩展。Lockner^[13]发现脆性岩石破坏前AE事件率与非弹性应变密切相关,AE震源定位表明岩石损伤至宏观破坏是由弥散型微破裂逐渐汇聚、局部化的发展过程。Ganne等^[14]通过AE测试技术提出岩石破裂过程中声发射能量累积的4个阶段分别对应微裂纹的产生、扩展累积、聚合及最终破坏的发生,材料破坏之前会表现出明显的能量加速释放特征。Zhang等^[15]研究了花岗岩、大理岩、盐岩损伤破裂过程中的AE特征,并对三者的损伤演化趋势进行了对比分析。由于AE特征参数能够反映岩石破裂活动性,因此可通过AE特

征来表征岩石损伤演化过程,Tang等^[16]、Eberhardt等^[17]、刘保县等^[18]分别采用AE事件及振铃来表征损伤,研究了岩石的损伤演化规律。Kim等^[6]同时对花岗岩进行宏观变形和AE测试,发现AE能量比宏观变形对裂纹起裂及扩展更加敏感。

超声测试是另一种无损检测手段,相比声发射测试,声波测试受环境影响较小,在工程岩体损伤测试中便捷可行。King等^[19-20]通过试验研究发现真三轴加载下板岩波速与裂纹密度呈线性发展,砂岩呈非线性,主要是由于波速同时受裂纹密度及导向的共同影响。通过相互垂直或更多方向的波速测试可表征岩石的各向异性^[21],Chow等^[22]发现在岩石循环加卸载中,循环加载次数增加,波速逐渐减小,且波速各向异性的导向也发生变化。波速变化规律也受原始裂纹的影响,Audrey等^[23]通过试验发现,随着应力增加,完整岩样轴向波速基本保持稳定,而含裂隙岩样波速先小幅增加,之后持续减小,且减小幅度远小于侧向波速,同时含裂隙试样各向异性大于完整试样,随着偏应力增大,波速各向异性逐渐增大,尤其是含初始微裂纹试样。张国凯等^[24]基于细观尺度颗粒研究了超声特征与裂纹扩展及损伤演化特征的相关性,并通过试验^[25]测试了花岗岩破裂过程中超声波及声发射的相互变化关系,获得了声波及声发射特征随加载的变化规律,但并未对岩石损伤进行量化对比研究。

为了探索岩石在外荷载作用下的损伤演化特征,本文采用两种测试技术,即超声波和声发射测试来研究声发射和声波特征变化规律。首先,分别基于岩石宏观应力应变数据、超声波特征及声发射特征变化来判别裂纹演化对应的各应力特征值,综合对比岩石的各损伤表征,利用超声波和声发射特征参数准确评价岩石的损伤渐进演化特征。其次,尝试综合利用裂纹体应变、宏观模量、AE特征参数及声波特征参数对岩石的损伤程度及演化过程进行定量评估,对比各参数表征的损伤演化的差异,同时采用频率-幅度分析获得 b 值变化规律,并作为岩石损伤的一个参考依据,从3种测试手段来综合对比岩石损伤演化表征,最终提出优化的岩石损伤表征方法。

1 试验技术

1.1 岩样制备

本次试验选取了较小孔隙率的花岗岩进行研究,

岩样为取自福建某采石场的新鲜花岗岩, 首先肉眼观察岩样表面是否有微裂纹, 然后采用声波设备测试花岗岩三个方向波速, 选取波速各项异性较小的花岗岩, 进而降低数据离散性, 通过室内钻芯取样加工成 $\Phi 50 \times 100$ 标准圆柱型试样, 试样两端平行度及垂直度均满足规范要求, 试验岩样属于中粒花岗岩, 平均粒径大约为 1.4 mm, 以 5 个岩样为一组进行试验, 岩样的平均密度为 2650 kg/m^3 , 弹性模量范围为 $50.4 \sim 52.1 \text{ GPa}$, 泊松比范围为 $0.24 \sim 0.29$, 岩样的单轴抗压强度范围为 $171 \sim 178 \text{ MPa}$ 。

1.2 试验系统及设置

试验加载系统采用美国 MTS815.04 电液伺服加载试验机, 该系统可同时记录荷载、应力和应变值等, 其中轴向应变和环向应变分别采用轴向引伸计和环向应变规进行测试。试验加载方式采用单轴加载, 并采用轴向位移控制, 加载速率为 0.001 mm/s 。

超声波和声发射监测系统采用中科院武汉岩土力学研究所研发的声波、声发射一体化装置, 该系统可实现在连续记录波形信号的同时采集 20 个声发射特征参数, 最大采样速率可达 40 MHz 。传感器网络布置如图 1 所示, 声波、声发射传感器均采用 Nano30 探头, 该传感器对应的频带响应宽度为 $125 \sim 750 \text{ kHz}$ 。传感器布置数量尽量多, 同时分散开对岩样进行包裹, 距端部要留有一定距离, 岩样侧面共布置 12 个传感器, 其中绿色传感器 10, 11, 12 作为超声激发探头测试不同方向波传播特征, 红色探头同时作为声波、声发射信号接收通道。

试验过程中设置超声激发通道的激发间隔时间, 通过仪器内置电压信号发射卡以设定周期向激发通道施加电压脉冲, 可实现超声信号的自动激发和接收。本次试验对声波和声发射信号采用全波形记录, 采集阈值设为 40 dB , 前置放大器为 40 dB , 通道采样速率为 10 MHz 。试验开始之前, 检查传感器与岩样的耦合情况, 一切正常后才可进行试验。

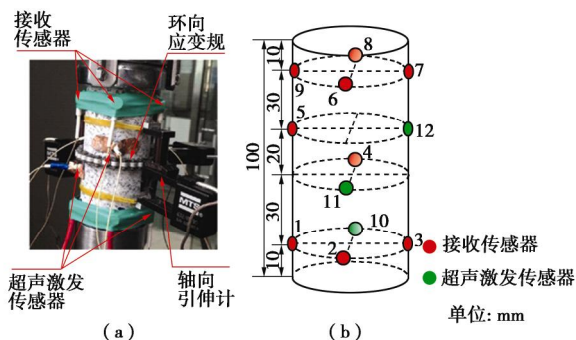


图 1 测试传感器布置图

Fig. 1 Arrangement of testing sensors

2 试验结果与分析

2.1 应力应变数据表征的损伤演化

加载过程中花岗岩典型的应力 - 应变曲线如图 2 所示, 花岗岩所经历的几个典型阶段^[2-3]由与微裂纹演化相关的特征应力所分开, 即闭合应力 s_{cc} 、裂纹起裂应力 s_{ci} 、与永久轴向变形或失稳扩展相关^[26]的损伤应力 s_{cd} 及峰值强度 s_c 。通过轴向引伸计和环向应变规测试出轴向应变 ϵ_1 和侧向应变 ϵ_3 , 计算出岩石体应变 $e_v = e_1 + 2e_3$, 进而, 裂纹体应变可以表示为^[2]

$$e_v^{tra} = e_v - (1 - 2n)s/E, \quad (1)$$

式中, E , n 分别代表弹性模量和泊松比。

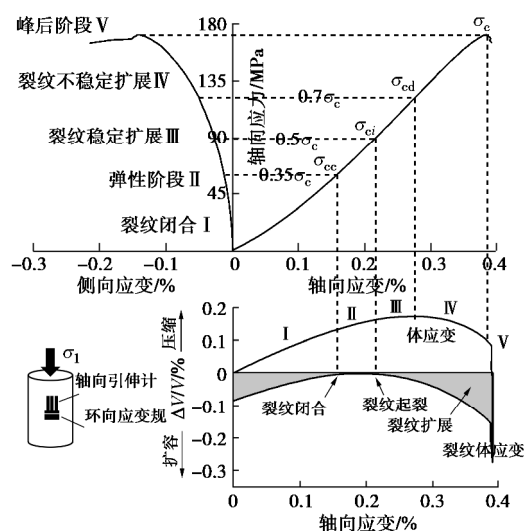


图 2 花岗岩典型的应力 - 应变曲线

Fig. 2 Typical stress-strain curve of granite

岩石作为一种天然缺陷介质, 其内部的微损伤主要有两种形式: 裂纹 (狭长形, 纵横比远小于 1) 和孔隙 (等维球形, 纵横比较大), 试验证明裂纹对岩石的孔隙度贡献不大, 几乎可以忽略 (不到 0.1%), 但却是影响岩石有效弹性性质的主要因素, 而非孔隙, 但裂纹却比孔隙更易屈服^[27-28], 在外荷载作用下两种微损伤均会逐渐发生闭合, 导致岩石应力应变曲线在加载初期表现出非线性, 即宏观刚度的逐渐增大, 由于纵横比较小的微裂纹壁面与轴向夹角越大, 微裂隙越容易闭合, 该阶段变形以最大主应力方向为主导, 侧向变形速率较小, 随着加载进行岩石内原始裂隙逐渐闭合, 闭合应力 s_{cc} 对应大多数初始微裂隙的闭合, 即裂纹体积应变压缩减小到零^[2-3]点, 对应于 60 MPa , 这也可以由轴向应力 - 应变曲线增长率的转变推断出来 (图 3)。之后闭合的裂隙面产生的摩擦力限制了裂隙面的滑动, 导致新生裂纹未能萌生扩展, 该阶段宏观应力 - 应变曲线表现为线弹性变化。岩石的初始扩容即对应裂纹起裂应力, 宏观表现为裂纹体应变从零

开始增大的起始点^[2-3], 对应于 87.5 MPa。起裂应力后进入裂纹稳定扩展阶段, 该阶段裂纹呈随机分布, 基本不发生相互作用, 随着裂纹密度的增加, 岩石体应变由增加转化为减小, 体应变曲线的反转点对应损伤应力, 在该应力水平以上的外部载荷, 即使在恒定载荷下也会导致材料发生不可耐受的损伤^[2-3, 11]。随着应力继续增大, 裂纹扩展向不稳定开裂(滑动)过程转变, 裂纹扩展速度加快, 当轴向应力达到峰值强度时, 裂纹迅速扩展并形成宏观断裂面, 并迅速导致岩石的最终破坏。

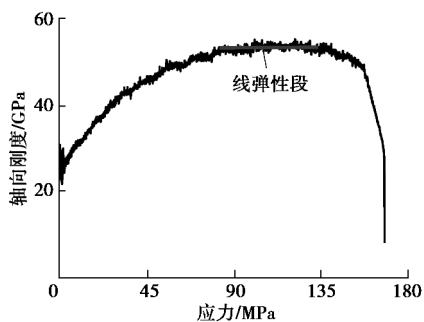


图3 轴向刚度变化规律

Fig. 3 Variation of axial stiffness

对比裂纹体应变和轴向刚度变化规律, 可以发现轴向刚度加速下降点应力要明显大于裂纹体应变的反转增大应力, 这是由于单轴加载下裂纹沿轴向的导向性扩展引起的^[25], 导致轴向刚度对沿最大主应力方向扩展的张拉裂纹的萌生扩展敏感性较低。

岩石的不可逆体积应变被认为与岩石内部的损伤有关^[5], 一般认为, 岩石的损伤只有在裂纹开始萌生后才开始积累, 因此只有在裂纹起始应力后的裂纹体应变被用来预测岩石损伤^[6]。这里依据计算得到任一应力状态下的裂纹体积应变, 采用岩样最终破坏时的累积裂纹体应变进行归一化处理。而裂纹扩展同样会引起岩样刚度的劣化, 这里定义轴向刚度损失率为岩石切线刚度相比无损状态(这里采用线弹性阶段的刚度代替)的减小比例, 对应的变化如图4所示。可以

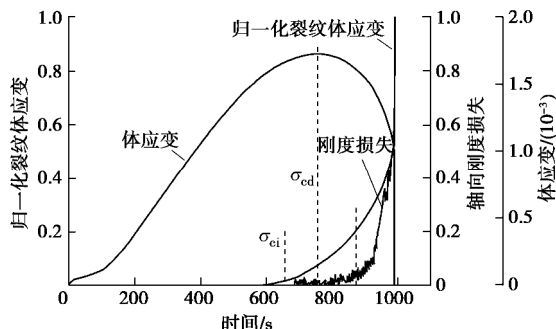


图4 归一化裂纹体应变和刚度损失的变化规律

Fig. 4 Axial stiffness losses and normalized cumulative crack volumetric strains versus loading time

看出, 归一化裂纹体应变开始增大对应的应力比轴向刚度损失增加应力明显较小, 裂纹扩展初期, 采用裂纹体应变量化的损伤明显较大。Diederichs^[4]认为岩石刚度的急剧下降(刚度损失的急剧增加)对应损伤应力, 显然该点比体应变的反弯点出现的要晚。轴向刚度损失率和归一化裂纹体应变在损伤应力后开始急剧增大。

2.2 声发射数据表征的损伤演化

通过对 AE 信号处理, 获得 AE 波形的幅值分布及事件率的变化规律如图5所示, 观察发现 AE 事件率的峰值与 AE 信号幅值的凸起相互对应。然而由于不同阶段岩石破裂尺度及裂纹扩展释放能量的差异, 导致 AE 事件所对应的信号幅值相差较大, AE 信号幅值范围从初始阶段的 10 mV 左右到破坏前最大值接近 10000 mV, 信号幅值相差高达数百倍。在初始加载阶段, 出现了一系列 AE 事件, 但 AE 信号幅值均小于 100 mV, 此阶段 AE 信号主要是初始微裂纹壁面的相互运动和滑移引起的^[4, 11]。随着应力的增大, AE 事件率逐渐增大, 对应的信号幅值也呈增大趋势, 当应力达到 77.5 MPa, 由于裂纹的萌生扩展, 导致 AE 事件率显著增加, 同时对应的 AE 信号幅值呈现较大幅度的凸起(最大值接近 2000 mV), 该应力对应微裂纹的初始起裂应力, 可看出, 加载初期裂纹闭合引起的 AE 幅值明显小于岩石破裂引起的 AE 幅值。

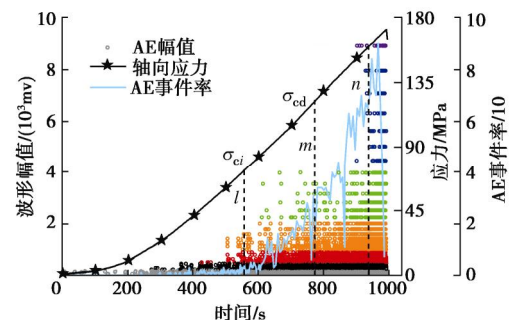


图5 声发射事件率及对应 AE 信号幅值特征分布

Fig. 5 AE event rates and characteristics of amplitude of AE signal waveforms versus loading time

起裂应力后, AE 事件率逐渐增大, 伴随的是 AE 信号幅值的增加, 逐渐出现了少量幅值大于 2000 mV 的 AE 信号。当应力达到 121 MPa 时(标记 m), AE 事件率快速增大, 同时幅值大于 2000 mV 的 AE 信号迅速增多, 部分 AE 信号幅值高达 4000 mV, 对应损伤应力。之后由于 AE 信号幅值与岩石断裂尺度密切相关, 较大裂纹的张开产生较大幅值的 AE 事件^[10], 结合此时图4中刚度损失率的急剧增加, 可以推断出此时裂纹发生相互作用并聚合导致裂纹扩展尺度的增大, 进而产生大幅值的 AE 事件。此后, 声发射活动

迅速增强,当应力达到标记 n 处($95\%\sigma_c$)时,AE 事件率再次陡增,且大幅度 AE 信号迅速增多,部分 AE 幅值接近 10 V,远大于破裂初始信号幅值,AE 事件率和对应的幅值在峰值强度附近达到最大值。

声发射反映了岩石内部破裂的活动性,AE 特征参数与岩石损伤演化密切相关,Tang 等^[16]指出声发射事件与损伤成线性发展,由于声发射事件是空间分布的多个传感器对破裂的反演定位,刘保县等^[18]采用更简单的振铃计数来表征损伤演化过程,而 Kim 等^[6]采用 AE 能量来量化岩石的损伤,可见 AE 特征参数与损伤密切相关。为对比 AE 特征参数的变化关系,对 AE 全波形信号后处理获得事件、撞击、振铃、能量等特征参数变化规律,这里采用岩石破坏时的 AE 累计数量 N_a 对 AE 数 N 进行归一化处理,即归一化比率:

$$n = N / N_a \quad (2)$$

AE 特征参数的归一化比率变化如图 6 所示,在初始加载阶段虽然产生少量 AE 信号,但相比后期岩石破裂的信号数量和对应的幅值及能量极少,在起裂应力(对应标记 l)前,各特征参数的归一化比率均较小,事件率先增大。起裂应力后,事件和撞击数的归一化比率逐渐增大,增加速率明显大于振铃和能量,损伤应力(对应标记 m)附近,振铃和能量增加速率逐渐呈非线性增大,但依然小于事件和撞击增长速率,但当应力达到 $95\%\sigma_c$ (对应标记 n)时,振铃和能量的归一化比率出现剧增,增加速率远大于事件,这是由于此时岩石裂纹发生快速聚结,导致 AE 信号幅度和携带的能量均出现陡增(图 5),此时单个 AE 事件所释放的能量要远大于破裂初始时刻。之后 AE 能量和振铃比率持续陡增直到岩石发生宏观破坏。

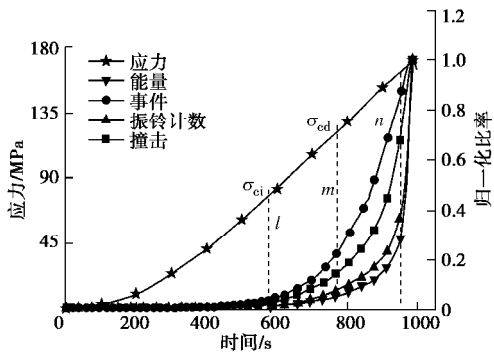


图 6 轴向应力及 AE 参数归一化比率变化

Fig. 6 Variation of axial stress and normalized ratios of AE parameters

AE 特征参数归一化比率在不同应力特征值处如表 1 所示,在裂纹起裂应力处(图 6),AE 特征参数的归一化比率范围从 0.012 到 0.037,且事件、撞击、振铃、能量对应的数值依次减小,尽管各个特征参数

均能识别裂纹的活动性,但对裂纹扩展的敏感度和代表断裂的特征存在差异。损伤应力前,AE 特征参数归一化比率最大达到 0.277,而能量最小仅为 0.065,假定 AE 特征参数与岩石损伤演化直接相关^[17],因此可推断岩石的损伤绝大部分发生在损伤应力之后,即由于裂纹的不稳定扩展引起的,同时各特征参数对岩石破裂造成的损伤特征表征存在较大差异。

表 1 在特征应力处 AE 特征参数归一化比率

Table 1 Nominalized ratios of AE parameters at stress thresholds

归一化比率	AE 事件	撞击计数	振铃计数	能量计数
$N(\sigma_{ci})/N_a$	0.037	0.029	0.014	0.012
$N(\sigma_{cd})/N_a$	0.277	0.169	0.088	0.065
$N(\sigma_{ci})/N(\sigma_{cd})$	0.135	0.171	0.154	0.180

在地震学中,震级较大的事件比震级较小的事件发生的频率要小,最初由 Gutenberg 等在研究世界地震活动性时提出了地震震级与频度分布之间的统计关系式^[29]:

$$\lg N = a - bM \quad (3)$$

式中, a , b 为与地震活动特征有关的常数,其中 b 与裂纹扩展尺度相关, M 表示记录到的地震震级, N 为地震震级大于 M 的地震数目。

采用最小二乘法来计算表征裂纹扩展尺度的 b 值,为了避免计算出过大误差,这里取 1000 个声发射信号作为一组数据进行计算, b 值变化如图 7 所示。加载初始阶段,花岗岩声发射 b 值在 1.35 左右,随着应力增加, b 值出现小幅增加,在标记 l 点附近(对应起裂应力), b 值基本达到峰值,之后开始呈小幅波动下降。试验证明较大的 b 值对应着大量的小型 AE 事件的产生,而较小的 b 值则代表大型裂纹或裂纹扩展速率的增大,伴随着大幅度 AE 信号的释放^[30],这可以通过图 5 中 AE 信号幅值的增大来验证,因此 b 值的减小也代表着岩石损伤累积的加剧^[6]。

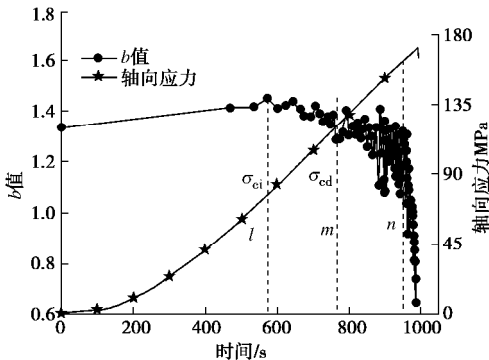


图 7 b 值随加载的变化规律

Fig. 7 Variation of b -value and axial stress for granite against loading time

值得注意的是, b 值在损伤应力后 (标记 m) 虽然逐渐下降, 但出现了较大幅度的波动, 而在标记 n 处 ($95\sigma_c$), b 值则出现了剧烈下降, 通过对比发现该点对应 AE 信号幅值的大幅增加, 同时也对应 AE 能量的陡增, 而 Lei 等^[31]指出岩石破坏前 b 值下降的物理机制有两个, 即微裂纹从张拉破坏向剪切破裂为主转变和裂纹发生相互作用聚结, 而本次试验也证明了 b 值的下降对应着 AE 信号幅度的陡增, 这些现象均是裂纹的相互聚合作用引起的。在标记 n 之后, b 值持续下降, 并在破坏前达到 0.65。

2.3 声波数据表征的损伤演化

通过图 1 中传感器网络的布置, 可测试与径向成不同角度方向的波传播规律, 基于波速测试的最大值 V_{\max} 和最小值 V_{\min} 建立改进的反映岩样各项异性的波速表征方法^[21]:

$$K = (V_{\max} - V_{\min}) / V_{\max} \quad (4)$$

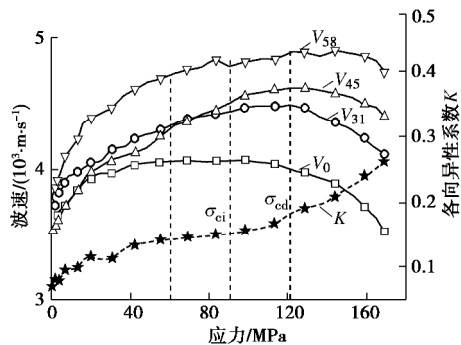


图 8 不同方向波速及波速各向异性系数随应力变化

Fig. 8 Variation of velocities in different orientations and velocity anisotropy coefficient versus loading stress

与径向呈不同角度方向波速变化及对应的波速各项异性系数如图 8 所示, V_0 , V_{31} , V_{45} , V_{58} 分别表示侧向波速及与侧向呈 31° , 45° , 58° 方向波速, 初始加载时刻, 由于岩石内部微裂纹和孔隙的不均匀分布导致波速各项异性系数达到 0.07, 随着应力的增大, 纵横比较小的微裂纹逐渐发生闭合, 进而引起波速的逐渐增大, 而在偏应力加载下, 原始微裂纹的闭合也具有导向性^[25], 这就导致不同方向波速增量差异的逐渐增大, 即波速各项异性系数 K 的逐渐增大, 但波速和 K 随应力增加的速率却呈逐渐减小的趋势, 这是由于具有较小纵横比的微裂纹对应的闭合应力较小, 初始阶段, 在较小应力增量下同样会发生较多的裂纹闭合, 而随着应力增大, 较小纵横比微裂纹基本闭合, 而较大纵横比的微裂纹则需要更大的应力增量才能闭合, 进而导致波速随应力的增速逐渐下降。当应力达到标记 A (对应图 2 中 σ_{cc}), V_0 基本达到峰值, 同时 K 在虚线 A 与 B 之间基本保持稳定, 标记 B 对应起裂

应力, 该应力之后, 裂纹逐渐开始沿最大主应力方向扩展, 导致不同方向波速差异逐渐增加, 而 K 则逐渐呈小速率增大。当应力超过损伤应力后 (标记 C), V_0 下降速率逐渐增大, V_{58} 则基本不变, 伴随着的是 K 的加速增大, 在峰值应力前, K 达到 0.27。

3 关于损伤演化的量化讨论

上述讨论了岩石破裂过程对应的宏观变形、声发射和声波特征变化, 研究了与岩石损伤有关的特征, 这里试图用这些特征参量来定量研究脆性断裂引起的损伤。岩石材料中裂纹扩展引起的材料性能的退化可作为岩石损伤的一种指标, Kachanov^[32]提出了基于连续介质损伤力学的材料损伤与有效模量之间的关系:

$$D = 1 - E/E_0 \quad (5)$$

式中, E , E_0 表示材料受损和未受损时的弹性模量。然而, 由于天然岩石含有不同尺度的微裂纹和孔隙, 而微裂纹, 尤其是孔隙的完全闭合需要极高的压力, 很难获得完整无损岩石的弹性模量, 因此这里采用裂纹闭合后的模量 (线弹性段) 来代替。

Kawamoto 等^[33]基于岩石各向同性假设, 建立了波速与岩石损伤之间的量化关系:

$$D = 1 - (V/V_0)^2 \quad (6)$$

式中, V , V_0 代表损伤岩样及完整无损岩样的波速。

由于完全无损的岩石波速难以获得, 这里采用侧向波速加载过程中的最大值来代替。这里假定岩石损伤只有在裂纹开始萌生后 (宏观波速的开始下降点) 才开始积累, 即只考虑裂纹起始应力后的声波特征变化。另一方面, 由于接近岩石宏观破裂时, 短时间内释放大振幅 AE 信号, 导致主动激发的声波透射信号难以分辨, 进而临近岩石破坏的波速测试存在困难, 因此, 这里只测试到峰值应力前的波速变化, 此时对应的损伤变量为 0.259。此外, 上述损伤是基于损伤材料密度和泊松比的恒定假设, 然而侧向应变的非线性增加和泊松比的变化^[25]证明会随载荷而变化, 尤其是在损伤应力后。

Tang 等^[16]假定声发射事件与损伤成线性发展, 也有学者基于更简单的振铃计数^[18]和能表征岩石破裂物理含义的能量来研究损伤演化过程^[6]。假定岩石最终破坏时刻完全损伤 ($D=1$), 因此这里可以建立岩石损伤与归一化 AE 特征参数的等效关系:

$$D = N/N_a \quad (7)$$

Kim 等^[6]和 Eberhardt 等^[17]均采用宏观变形来量化岩石的损伤状态, 而岩石的不可逆变形与其内部的损伤直接相关^[5], 因此这里采用反映裂纹扩展演化的裂纹体应变来定义损伤变量:

$$D = e_v^{cra} / e_{va}^{cra}, \quad (8)$$

式中, e_v^{cra} , e_{va}^{cra} 分别表示在某一应力状态下的裂纹体应变和岩石完全损伤破坏时的累积裂纹体应变, 理论上讲, 在弹性阶段损伤并不发生累积, 因此这里只考虑起裂应力后的裂纹体应变。

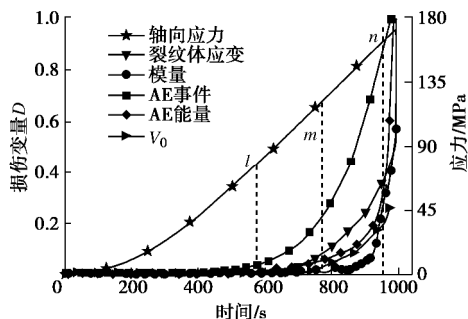


图9 基于应力应变、声发射和超声方法定量损伤的比较

Fig. 9 Comparison of quantitative damages represented by stress-strain, acoustic emission and ultrasonic methods

不同参数表征的岩石损伤演化如图9所示, 图中标记 l , m 对应 AE 事件的起裂应力和损伤应力。结果表明, 在裂纹起裂应力前, 损伤基本为零, 起裂应力之后损伤才开始累积, 然而, 不同特征参数表征的损伤起始应力存在显著差异。表2统计了以宏观计算应变法识别的起裂应力及损伤应力处的各损伤变量值。花岗岩在宏观起裂应力处的损伤表征范围为 $0 \sim 0.063$, 其中 AE 事件表征的损伤最大, 但模量和波速尚未表现出劣化。在损伤应力 121 MPa 处, 不同参量表征的损伤差异更大, 范围为 $0.004 \sim 0.230$, 同样是 AE 事件表征的损伤值最大, 模量表征的损伤值最小, 可得出岩石的损伤累积绝大部分发生在损伤应力后。当应力达到标记 $n(95\% \sigma_c)$ 时, 裂纹体应变、AE 能量、模量等参数表征的岩石损伤发生快速陡增, 对应裂纹的快速扩展贯通。

表2 在特征应力处不同参量表征的损伤

Table 2 Comparison of damage levels quantified by different methods

表征方法	AE 事件	AE 能量	裂纹体应变	模量	波速 V_0
$D(\sigma_{ci})$	0.063	0.017	0.003	0	0
$D(\sigma_{cd})$	0.230	0.057	0.077	0.004	0.036
$D(\sigma_{ci}) / D(\sigma_{cd})$	0.274	0.298	0.039	—	—

宏观裂纹体应变表征的岩石损伤演化过程具有明确的物理意义, 然而裂纹体应变的计算高度依赖于弹性模量和泊松比的选取, 尽管弹模的选取可通过应力应变线弹性段来获得, 但由于试验岩样侧向的非线性变形, 导致泊松比的选取具有较大的主观性^[6,11]。此外 AE 事件表征的损伤起始点出现的相对较早, 且在

整个破坏过程中损伤量值一直保持最大, 但其表征的损伤渐进性演化特征较突出。另一方面, 超声测试是一种方便快捷且在工程岩体损伤状态和区域测试可行的方法, 然而脆性岩石破坏前的声波测试存在较大困难, 进而很难用声波特征来评估岩石临近破坏阶段的损伤演化, 但值得说明的是波速与 AE 能量量化的损伤差异较小。岩石切线模量表征的损伤直接反映了岩石力学特征的弱化过程, 但该方法明显高估了损伤起始应力, 同时评估的损伤程度远低于其它特征方法, 且在接近峰值强度附近, 其变化波动较大, 并且对数据选取间隔存在一定依赖性^[11]。

不同 AE 特征参数表征的损伤演化规律同样存在较大差异, 这主要是由于不同阶段岩石破裂对应的 AE 波形特征的差异所致。图5中岩石破裂不同阶段, 单个 AE 震源事件对应的信号幅值可以相差巨大, 而对应的能量差异会更大。另一方面, AE 事件是空间内多个传感器依据岩石破裂释放弹性波达到时间的差异反演出破裂位置, 而并不是所有岩石破裂释放的声发射信号都能精确定位获得事件数, 这里为了增加定位事件的准确性, 只考虑 AE 震源事件被至少五个传感器拾取并定位的 AE 信号, 同时试验证明, 用于震源定位的速度模型和定位算法也能影响破裂的 AE 定位事件^[21,23]。对于脆性岩石, 在最终宏观破裂前, 短时间内有上千个声发射信号释放, 此时会出现较多突发声发射信号交叠在一起形成连续信号, 以至于单个声发射事件可能包含多个微破裂, 但现有的采集设备及处理方法不能将所有的 AE 信号全部准确定位, 造成部分声发射事件的遗漏, Lockner^[13]认为能准确探测到的 AE 事件比花岗岩实际发生的微裂纹损伤小得多。因此岩石破裂所能准确定位的 AE 事件, 尤其是接近脆性岩石破坏时, 要明显小于实际数量, 同时破裂初期产生的单个 AE 事件对应的岩石损伤累积明显要小于邻近破坏时的 AE 事件, 而采用 AE 能量来表征损伤演化能够一定程度消减前期微破裂释放的小幅值 AE 信号, 及邻近破坏前信号叠加的影响。同时能量转化是材料物理变化的本质特征, 能量驱动也是岩石破坏的诱因^[34], 因此岩石破裂释放的 AE 能量表明了岩石破坏的本质特征, 同时, 作为反映岩石破裂尺度的 b 值, 其快速下降对应着裂纹的快速聚结及损伤的快速发展, b 值的快速下降与 AE 能量表征的损伤的快速增加吻合 (对应标记 n), 因此采用 AE 能量来表征岩石损伤演化更加合适。

4 结 论

(1) 花岗岩裂纹体应变与侧向波速变化趋势及对

应的应力门槛值吻合较好, 特征参量表征的损伤起始应力大小顺序为: AE 事件 < 波速 V_0 = 裂纹体应变 < 轴向刚度, AE 事件率、幅值分布、 b 值分析所对应的起裂应力和损伤应力较一致, 岩石峰值强度前, b 值的快速下降对应 AE 幅值及能量的陡增, 对应裂纹快速聚结并发展成为宏观主裂纹。

(2) 花岗岩初始压密段波速逐渐增加, 由于裂纹的导向性闭合, 波速各项异性系数也逐渐增加, 但增加速率逐渐减小, 并在闭合应力处趋于稳定, 起裂应力后, 裂纹主要沿轴向扩展, 波速各项异性系数逐渐增大, 峰值强度前达到 0.27。

(3) 花岗岩的损伤累积绝大部分发生在损伤应力后, 裂纹体应变表征的损伤物理意义明确, 但计算参数选取存在一定主观性, AE 事件表征的损伤率先开始累积, 且损伤量值保持最大, 但损伤渐进性演化特征突出, 不能很好表征临近破坏前的加速累积过程。

(4) 裂纹体应变、AE 能量、模量等参数表征的损伤在峰值应力前出现大幅增加, 与 b 值的快速下降对应, 综合分析, AE 能量表征的损伤受主观因素影响较小, 反映了岩石损伤破裂的本质特征。

参考文献:

- [1] BRACE W F, PAULDING B W, SCHOLZ C. Dilatancy in the fracture of crystalline rocks[J]. *Journal of Geophysical Research*, 2012, **71**(16): 3939 - 3953.
- [2] MARTIN C D, CHANDLER N A. The progressive fracture of Lac du Bonnet granite[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts*, 1994, **31**(6): 643 - 659.
- [3] MARTIN C D. Seventeenth canadian geotechnical colloquium: the effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1997, **34**(5): 698 - 725.
- [4] DIEDERICHS M S. Manuel rocha medal recipient rock fracture and collapse under low confinement conditions[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2003, **36**(5): 339 - 381.
- [5] SU K, GHOREYCHI M, CHANCHOLE S. Experimental study of damage in granite[J]. *Géotechnique*, 2000, **50**(3): 235 - 241.
- [6] KIM J, LEE K, CHO W, et al. A comparative evaluation of stress-strain and acoustic emission methods for quantitative damage assessments of brittle rock[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2015, **48**(2): 495 - 508.
- [7] GANNE P, VERVOORT A. Effect of stress path on pre-peak damage in rock induced by macro-compressive and -tensile stress fields[J]. *International Journal of Fracture*, 2007, **144**(2): 77 - 89.
- [8] YANG S Q, JING H W. Strength failure and crack coalescence behavior of brittle sandstone samples containing a single fissure under uniaxial compression[J]. *International Journal of Fracture*, 2011, **168**(2): 227 - 250.
- [9] DIEDERICHS M S, KAISER P K, EBERHARDT E. Damage initiation and propagation in hard rock during tunnelling and the influence of near-face stress rotation[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2004, **41**(5): 785 - 812.
- [10] 曾 鹏, 刘阳军, 纪洪广, 等. 单轴压缩下粗砂岩临界破坏的多频段声发射耦合判据和前兆识别特征[J]. *岩土工程学报*, 2017, **39**(3): 509 - 517. (ZENG Peng, LIU Yang-jun, JI Hong-guang, et al. Coupling criteria and precursor identification characteristics of multi-band acoustic emission of gritstone fracture under uniaxial compression[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, **39**(3): 509 - 517. (in Chinese))
- [11] EBERHARDT E, STEAD D, STIMPSON B, et al. Identifying crack initiation and propagation thresholds in brittle rock[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1998, **35**(2): 222 - 233.
- [12] LOKAJÍČEK T, GOEL R K, RUDAJEV V, et al. Assessment of velocity anisotropy in rocks[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2013, **57**: 142 - 152.
- [13] LOCKNER D. The role of acoustic emission in the study of rock fracture[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1993, **30**(7): 883 - 899.
- [14] GANNE P, VERVOORT A, WEVERS M. Quantification of pre-peak brittle damage: correlation between acoustic emission and observed micro-fracturing[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2007, **44**(5): 720 - 729.
- [15] ZHANG Z, ZHANG R, XIE H, et al. Differences in the acoustic emission characteristics of rock salt compared with granite and marble during the damage evolution process[J]. *Environmental Earth Sciences*, 2015, **73**(11): 6987 - 6999.
- [16] TANG C A, XU X H. Evolution and propagation of material defects and kaiser effect function[J]. *Journal of Seismological Research*, 1990, **13**(2): 203 - 213.
- [17] EBERHARDT E, STEAD D, STIMPSON B. Quantifying

- progressive pre-peak brittle fracture damage in rock during uniaxial compression[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1999, **36**(3): 361 – 380.
- [18] 刘保县, 黄敬林, 王泽云, 等. 单轴压缩煤岩损伤演化及声发射特性研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2009(增刊 1): 3234 – 3238. (LIU Bao-xian, HUANG Jing-lin, WANG Ze-yun, et al. Study on damage evolution and acoustic emission character of coal-rock under uniaxial compression[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2009(S1): 3234 – 3238. (in Chinese))
- [19] KING M S. Elastic wave propagation in and permeability for rocks with multiple parallel fractures[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2002, **39**(8): 1033 – 1043.
- [20] KING M S, CHAUDHRY N A, SHAKEEL A. Experimental ultrasonic velocities and permeability for sandstones with aligned cracks[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1995, **32**(2): 155 – 163.
- [21] PETRUŽÁLEK M, VILHELM J, RUDAJEV V, et al. Determination of the anisotropy of elastic waves monitored by a sparse sensor network[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2013, **60**: 208 – 216.
- [22] CHOW T M, MEGLIS I L, YOUNG R P. Progressive microcrack development in tests on Lac du Bonnet granite: II Ultrasonic tomographic imaging[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1995, **32**(8): 751 – 761.
- [23] OUGIER-SIMONIN A, FORTIN J, GUÉGUEN Y, et al. Cracks in glass under triaxial conditions[J]. *International Journal of Engineering Science*, 2011, **49**(1): 105 – 121.
- [24] 张国凯, 李海波, 夏 祥, 等. 岩石波速与损伤演化规律研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2015, **34**(11): 2270 – 2277. (ZHANG Guo-kai, LI Hai-bo, XIA Xiang, et al. Wave velocity and damage development of rock[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2015, **34**(11): 2270 – 2277. (in Chinese))
- [25] 张国凯, 李海波, 夏 祥, 等. 单轴加载条件下花岗岩声发射及波传播特性研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2017, **36**(5): 1133 – 1144. (ZHANG Guo-kai, LI Hai-bo, XIA Xiang, et al. Experiment study on acoustic emission and wave propagation in granite under uniaxial compression[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2017, **36**(5): 1133 – 1144. (in Chinese))
- [26] BIENIAWSKI Z T. Mechanism of brittle fracture of rock, Parts II and III[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1985, **22**(6): 395 – 430.
- [27] BRACE W F, WALSH J B, FRANGOS W T. Permeability of granite under high pressure[J]. *Journal of Geophysical Research*, 2012, **73**(6): 2225 – 2236.
- [28] FORTIN JÉRÔME, GUÉGUEN YVES, SCHUBNEL ALEXANDRE. Effects of pore collapse and grain crushing on ultrasonic velocities and V_p/V_s [J]. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 2007, **112**(B8): 582 – 596.
- [29] GUTENBERG G, RICHTER C F. Seismicity of the earth and associated phenomena, Howard Tatel[J]. *Journal of Geophysical Research*, 1950, 55: 97.
- [30] RAO M V M S, LAKSHMI K J P. Analysis of b-value and improved b-value of acoustic emissions accompanying rock fracture[J]. *Current Science*, 2005, **89**(9): 1577 – 1582.
- [31] LEI X L, KUSUNOSE K, RAO M V M S, et al. Quasi - static fault growth and cracking in homogeneous brittle rock under triaxial compression using acoustic emission monitoring[J]. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 2000, **105**(B3): 6127 – 6139.
- [32] KACHANOV L M. Time of the rupture process under creep conditions[J]. *Izv Akad Nauk SSR Otd Tech Nauk*, 1958, **8**: 26 – 31.
- [33] KAWAMOTO T, ICHIKAWA Y, KYOYA T. Deformation and fracturing behaviour of discontinuous rock mass and damage mechanics theory[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1988, **12**(1): 1 – 30.
- [34] 谢和平, 鞠 杨, 黎立云, 等. 岩体变形破坏过程的能量机制[J]. *岩石力学与工程学报*, 2008, **27**(9): 1729 – 1740. (XIE He-ping, JU Yang, LI Li-yun, et al. Energy mechanism of deformation and failure of rock masses[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2008, **27**(9): 1729 – 1740. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201906012

考虑地层变异性和土体参数空间变异性的边坡可靠度全概率设计方法

邓志平^{1,2}, 牛景太^{1,2}, 潘敏^{1,2}, 彭友文^{1,2}, 崔猛³

(1. 南昌工程学院水利与生态工程学院, 江西 南昌 330099; 2. 南昌工程学院鄱阳湖流域水工程安全与资源高效利用国家地方联合工程实验室, 江西 南昌 330099; 3. 南昌工程学院土木与建筑工程学院, 江西 南昌 330099)

摘要: 目前边坡稳定设计研究中大多数考虑了土体参数的空间变异性, 但忽略了地层变异性的影响。为此, 提出了一种同时考虑这两类变异性的边坡可靠度全概率设计方法。在全概率设计框架内, 将广义耦合马尔可夫链模型与随机场模型相耦合用于同时表征地层变异性和土体参数空间变异性, 给出了所提方法的计算流程。利用澳大利亚珀斯市钻孔资料, 以某边坡为例进行可靠度设计, 为说明在边坡可靠度设计中同时考虑地层变异性和土体参数空间变异性的重要性, 分析了仅考虑土体参数空间变异的情况, 进一步分析了同时考虑两类变异性的情况, 并对二者进行了比较。结果表明: 所提出的边坡可靠度设计方法能够有效地考虑边坡中存在的地质变异性和土体参数空间变异性。当仅考虑土体参数空间变异性时, 边坡可靠度设计结果很大程度上取决于所采用地层的分布情况, 特别是地层分布中抗剪强度较强土体类型占比高于真实情况时, 将导致得到的最优设计方案偏于危险。反之, 若地层分布中抗剪强度较弱的土体类型占比高于真实情况, 得到的最优设计方案偏于保守。因此, 为准确地得到最优设计方案, 在边坡可靠度设计中应同时考虑地质变异性和土体参数空间变异性的影响。

关键词: 边坡; 可靠度设计; 地质变异性; 参数空间变异性

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)06-1083-08

作者简介: 邓志平(1990—), 男, 江西南昌人, 博士, 讲师, 主要从事岩土工程可靠度分析与风险控制方面的研究。

E-mail: zhipingdeng10@126.com。

Full probabilistic design method for slopes considering geological uncertainty and spatial variability of soil parameters

DENG Zhi-ping^{1,2}, NIU Jing-tai^{1,2}, PAN Min^{1,2}, PENG You-wen^{1,2}, CUI Meng³

(1. School of Water Resources and Ecological Engineering, Nanchang Institute of Technology, Nanchang 330099, China; 2 National Provincial Joint Engineering Laboratory for the Hydraulic Engineering Safety and Efficient Utilization of Water Resources of Poyang Lake Basin, Nanchang 330099, China; 3. College of Civil and Structure Engineering, Nanchang Institute of Technology, Nanchang 330099, China)

Abstract: The geological uncertainty is often ignored in slope reliability-based design, even though the spatial variability of soil parameters is considered. A full probabilistic design method is proposed for the slopes considering the geological uncertainty and spatial variability of soil parameters. In the full probabilistic design framework, a generalized coupled Markov chain model is combined with a random field model to simultaneously characterize the geological uncertainty and spatial variability of soil parameters. The procedure for this method is presented. A slope is taken as an example for the reliability-based design using the borehole data in Perth, Australia. In order to illustrate the importance of considering the geological uncertainty and spatial variability of soil parameters in the slope reliability-based design, the reliability design results associated with two cases, i. e. only considering the spatial variability of soil parameters and considering both types of uncertainties, are compared. The results indicate that the proposed method can effectively conduct the slope reliability-based design considering these two types of uncertainties. If only the spatial variability of soil parameters is considered, the reliability design results mainly depend on the used geological profiles. If the geotechnical practitioners infer a geological profile with a higher proportion of strong soil materials than the reality, the resulting optimal design scheme will lead to dangerous slope. In the opposite case, the resulting

基金项目: 江西省教育厅科技项目 (GJJ180958, GJJ161096); 国家自然科学基金项目 (51769017, 51609114)

收稿日期: 2018-05-28

*通讯作者 (E-mail: niujingtai@163.com)

optimal design scheme will be conservative. To obtain the optimal design scheme accurately, the influences of these two types of uncertainties should be taken into account in the slope reliability-based design.

Key words: slope; reliability-based design; geological uncertainty; spatial variability of soil parameter

0 引言

边坡工程中的不确定性来源主要有物理不确定性和认识不确定性^[1]。其中物理不确定性是物理量本身所固有的,土体不均匀性是该不确定性的重要组成部分,其大致可分为土体参数空间变异性和地层变异性两类^[2]。这两类变异性表征的精确程度对边坡稳定设计均有重要影响^[3-8]。安全系数法是边坡稳定设计中经常采用的方法,其利用边坡安全系数来衡量边坡是否稳定,通过试算的方式确定满足安全系数要求的设计方案,该方法概念简单,易被工程师理解,从而得到广泛应用,但该方法不能有效地考虑边坡工程中各种不确定性^[9-10]。目前,荷载抗力系数设计方法(也称为分项系数法)在岩土工程界逐渐受到关注,这是由于该方法从概率的角度出发,对荷载与抗力的不确定性分别用分项系数进行考虑,为岩土结构物的设计提供了一种更为合理且经济的设计方法^[11-14],因而得到广泛应用。加拿大国家建筑规范^[15]、欧洲规范^[16]、日本的《岩土工程规范 21》^[17]均采用这种设计方法。然而,在边坡可靠度设计中,荷载抗力系数设计方法存在 3 个挑战性的问题:①在荷载抗力分项系数校核过程中所采用的假设条件及简化过程工程师是“不可知的”,工程师无法根据现场的实际情况对这些假设和简化进行调整,从而导致工程师选择不合适的荷载抗力分项系数;②对于边坡,其荷载和抗力来源相同,两者相关度较高,很难直接区分,如土体有效应力,在进行边坡稳定分析时,将其当做荷载还是抗力很难确定;③该方法很难同时考虑地层变异和土体参数空间变异性对边坡稳定设计的影响。如何解决上述问题是荷载抗力分项系数设计方法目前的研究热点。目前,全概率设计方法受到国内外学者的青睐,在该设计过程中,通过可靠度分析方法计算出各种可能的设计方案可靠度指标,从中选择最优的设计方案。该设计过程(包括不确定性表征和确定性模型)对工程师来说都是“可视的”,且目前先进的可靠度分析方法能够应用于该设计过程^[18]。近年来,全概率设计方法已在一些复杂的岩土结构问题中得到较好的应用,如 Wu 等^[19]采用全概率设计方法对基坑工程进行可靠度设计,考虑了土体不排水抗剪强度的空间变异性;Wang 等^[20]采用扩展式全概率方法进行了方形基础的可靠度设计,并探讨了各种因素对可靠度设计结果的影响;彭兴等^[21]同样采用扩展式全概率设计方法对岩质边坡

进行了分析设计;辛立光等^[22]在全概率设计框架内,提出了基于概率充分因子的设计方法,并将该方法应用于边坡可靠度设计中。然而,在边坡可靠度设计问题中,鲜见有同时考虑地层变异性和土体参数空间变异性两类土体不确定性的报道,其主要困难在于如何同时表征以上两类变异性。

为此,本文提出同时考虑地层变异性和土体参数空间变异性的边坡可靠度全概率设计方法。在全概率设计框架内,将广义耦合马尔可夫链模型与随机场模型相耦合用于同时表征地层变异性和土体参数空间变异性,并给出设计流程。利用澳大利亚珀斯市钻孔资料,以某边坡为例进行可靠度设计,分析仅考虑土体参数空间变异的情况,进一步分析同时考虑两类变异性的情况,并对二者进行比较,证明本文提出的边坡可靠度设计方法的优越性。

1 地层变异性表征

目前有多种方法能够对地层变异性进行表征,而广义耦合马尔可夫链模型这种离散的随机过程在地层变异性表征方面具有独特的优势^[23],为将该模型引入岩土工程中,邓志平等^[24]提出了基于广义耦合马尔可夫链的地层变异表征方法,解决了广义耦合马尔可夫链水平两方向转移概率矩阵难以求解的问题。考虑到该方法的有效性,采用其进行地层变异性模拟,以下对该方法进行简要的介绍:

在一维空间中,假定待评估单元 Z_1 状态为 S_i ,其转移至已知状态为 S_j 单元 Z_2 处的概率称为转移似然函数 $\pi_i(S_j)$ 。由贝叶斯定理,转移似然函数 $\pi_i(S_j)$ 可改写为如下形式^[23]:

$$p_i(S_j) = P(Z_2 = S_j / Z_1 = S_i) = \frac{P(Z_1 = S_i, Z_2 = S_j)}{P(Z_1 = S_i)} \quad (i=1, L, n) \quad (1)$$

式(1) n 为总的状态数目;标准化常数 $P(Z_1=S_i)$ 为单元 Z_1 出现状态 S_i 的先验概率。考虑到转移方向的非平稳性,似然函数表示为两个子方向转移概率的形式,对式(1)的分子部分进行几何平均可得

$$p_i(S_j) = \frac{\sqrt{P(Z_2 = S_j / Z_1 = S_i)P(Z_1 = S_i)}}{P(Z_1 = S_i)} \cdot \sqrt{P(Z_1 = S_i / Z_2 = S_j)P(Z_2 = S_j)} \quad (i=1, L, n) \quad (2)$$

广义马尔可夫链中假定各链均服从一阶马尔可夫链性,沿方向 1 和反方向 2 的 r 步转移概率可分别表

示为

$$\left. \begin{aligned} {}^1\mathbf{P}^{(r)} &= \begin{bmatrix} {}^1p_{11}^{(r)} & {}^1p_{12}^{(r)} & \mathbf{L} & {}^1p_{1n}^{(r)} \\ {}^1p_{21}^{(r)} & \mathbf{L} & \mathbf{L} & \mathbf{L} \\ \mathbf{L} & \mathbf{L} & \mathbf{L} & \mathbf{L} \\ {}^1p_{n1}^{(r)} & \mathbf{L} & \mathbf{L} & {}^1p_{nn}^{(r)} \end{bmatrix} \\ {}^2\mathbf{P}^{(r)} &= \begin{bmatrix} {}^2p_{11}^{(r)} & {}^2p_{12}^{(r)} & \mathbf{L} & {}^2p_{1n}^{(r)} \\ {}^2p_{21}^{(r)} & \mathbf{L} & \mathbf{L} & \mathbf{L} \\ \mathbf{L} & \mathbf{L} & \mathbf{L} & \mathbf{L} \\ {}^2p_{n1}^{(r)} & \mathbf{L} & \mathbf{L} & {}^2p_{nn}^{(r)} \end{bmatrix} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中 左上标表示向前(子方向 1)和向后(子方向 2); 右上标表示转移步数, 其中 ${}^1\mathbf{P}^{(r)} = \prod_{n=1}^r {}^1\mathbf{P}$, ${}^2\mathbf{P}^{(r)} = \prod_{n=1}^r {}^2\mathbf{P}$ 。由一阶马尔可夫链性式(3)可简化为

$$p_i(S_j) = \frac{\sqrt{{}^1p_{ji}^{(d1)} \cdot {}^2p_{ij}^{(d1)} \cdot m_i \cdot m_j}}{m_i'} \quad (i=1, \mathbf{L}, n) \quad (4)$$

式中 ${}^1p_{ji}^{(d1)}$ 和 ${}^2p_{ij}^{(d1)}$ 分别为 $d1$ 步转移概率矩阵中 (j, i) 和 (i, j) 处的单元; m_i 和 m_j 分别为状态 S_i 和 S_j 的边缘分布; m_i' 为计算过程中间阶段状态 S_i 所占的比例。

对于二维情况, 存在 4 个子方向, 其中假定各子方向的马尔可夫链相互独立, 待求单元的转移似然函数可表示为^[17]

$$p_i(S_j) = \frac{\prod_{k=1}^4 \sqrt{{}^k p_{ki}^{(dk)} \cdot {}^{k*} p_{ik}^{(dk)} \cdot m_i \cdot m_{S(k)}}}{\sum_{l=1}^n \prod_{k=1}^4 \sqrt{{}^k p_{kl}^{(dk)} \cdot {}^{k*} p_{lk}^{(dk)} \cdot m_l \cdot m_{S(k)}}} \quad (i=1, \mathbf{L}, n), \quad (5)$$

式中, k^* 为 k 的互补指标 (即 $k \rightarrow k^*: 1 \rightarrow 2, 2 \rightarrow 1, 3 \rightarrow 4, 4 \rightarrow 3$)。同样, $m_{S(k)}$ 表示在 k 子方向对应状态的边缘分布; 分母为校正系数, 确保 π_i 的和为 1。基于广义耦合马尔可夫链的地层变异性模拟具体步骤详见文献[24]。

2 土体参数空间变异性表征

土体参数空间变异性的表征目前常采用随机场方法。根据上一节的方法得到地层分布的情况后, 将其映射至边坡中, 边坡剖面常呈现多种土体类型的不规则分布, 因而其对应的随机场属于非平稳随机场。在此采用文献[25]中所提方法对其土体参数空间变异性进行模拟。对于给定的土层剖面, 根据土体类型划分为多个不重合的子区域, 每个子区域内的土性参数随机场遵循平稳假定, 不同区域任意两点处的土体参数间的相关系数为 0。对于同一子区域内, 如果采用指数自相关函数, 两点之间的相关系数可表示为如下形式:

$$r(t_x, t_y) = \exp \left[-2 \left(\frac{t_x}{d_h} + \frac{t_y}{d_v} \right) \right] \quad (6)$$

式中, t_x 为两点间水平方向距离, t_y 为两点竖直方向距离, d_h 为水平方向波动范围, d_v 为竖直方向波动范围。

土体抗剪强度参数间一般呈现负相关, 且参数的值均为正, 为此利用相关对数随机场对同一土体类型区域内的抗剪强度参数空间变异性进行表征。在此采用基于乔列斯基分解的中点法对上述随机场进行离散, 相关对数正态随机场可表示如下^[25]:

$$\mathbf{H}_i(x, y) = \exp(\mathbf{m}_{li} + \mathbf{S}_{li} \cdot \mathbf{H}_i^D(x, y)) \quad (x, y \in W(i=c, j)) \quad (7)$$

式中 右边等式中 $\mathbf{S}_{li} = \sqrt{\ln(1 + (\mathbf{S}_i / \mathbf{m}_i)^2)}$ 和 $\mathbf{m}_{li} = \ln \mathbf{m}_i - 0.5 \mathbf{S}_{li}^2$; μ_i 和 σ_i 分别为对数正态变量 i 的均值和标准差; μ_{li} 和 σ_{li} 为对应的正态变量 $\ln i$ 的均值和标准差; \mathbf{H}_i^D 为相关标准高斯随机场,

$$\mathbf{H}_i^D(x, y) = \mathbf{L}_2 \cdot \mathbf{c}^D = \mathbf{L}_2 \cdot \mathbf{x} \cdot \mathbf{L}_1^T \quad (x, y \in W(i=c, j)) \quad (8)$$

式中 \mathbf{x} 为大小为 $N_e \times 2$ 的独立标准正态随机样本矩阵, 其中 N_e 为随机场单元个数; 互相关系数矩阵 \mathbf{R}_0 经过乔列斯基分解, $\mathbf{L}_1 \mathbf{L}_1^T = \mathbf{R}_0$, 得到大小为 2×2 的下三角矩阵 \mathbf{L}_1 , 由 $\mathbf{x} \cdot \mathbf{L}_1^T$ 可得相关标准正态随机样本矩阵 \mathbf{c}^D ; \mathbf{L}_2 为由对自相关系数矩阵进行乔列斯基分解得到的另一下三角矩阵, 大小为 $N_e \times N_e$ 。

对研究区域不同子区域进行平稳随机场模拟, 得到对应的随机场实现后, 便可得到整个区域对应的土体抗剪强度参数分布实现。

3 考虑地层变异性和土体参数空间变异性的边坡可靠度全概率设计方法

为实现同时考虑地层变异性和土体参数空间变异性进行边坡可靠度设计, 提出将广义耦合马尔可夫链模型与随机场模型相耦合用于表征以上两类变异性, 再通过全概率设计方法进行边坡可靠度设计。图 1 给出了考虑地层变异性和土体参数空间变异性的边坡可靠度全概率设计方法的计算流程图。其主要步骤如下:

(1) 确定设计参数 (如: 坡角或坡高) 的合理取值范围, 将该取值范围进行离散, 得到 n 组设计参数值, 每组设计参数值对应一种设计方案。

(2) 确定土体参数的概率分布及其统计特征 (如均值、标准差、互相关系数和波动范围等), 并确定所研究边坡尺寸的大小。

(3) 选择合适的单元尺寸, 对研究区域所在范围进行网格划分, 得到广义耦合马尔可夫链网格。

(4) 利用所收集的钻孔数据, 采用文献[24]所提方法分别计算出各方向上的转移概率矩阵, 并将已知钻孔数据作为地层变异性模拟的输入信息映射至对应单元中。

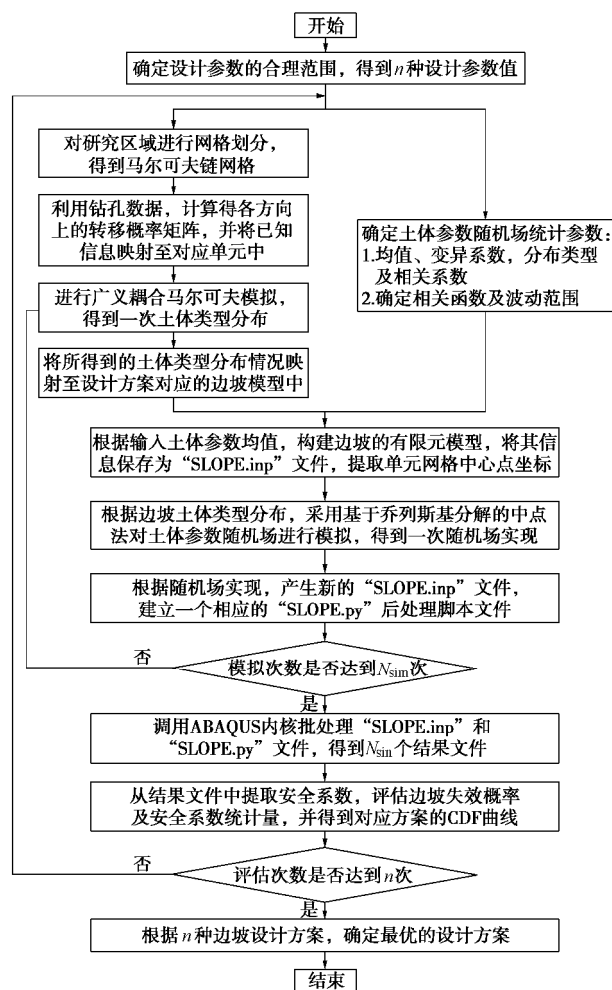


图1 考虑两类变异性的边坡可靠度全概率设计计算流程

Fig. 1 Flow chart of full probabilistic design method for slopes considering aforementioned two types of uncertainties

(5) 产生一个随机顺序, 遵循该顺序, 逐一模拟出对应单元的土体类型。对于单元 (i, j) , 首先搜索该单元各子方向上已知土体类型的单元, 再根据式(5)得到该单元的转移似然函数 π_f , 由该式 $\sum_{f=1}^k p_f < u < \sum_{f=1}^k p_f$, ($k=2, \dots, n$) 可得到其土体类型 k , 其中, u 为区间 $[0, 1]$ 上产生的均匀分布随机数。所有单元土体类型模拟完成后, 便得到一次广义耦合马尔可夫链的实现。

(6) 将模拟所得的一次广义耦合马尔可夫链实现映射至其中一种边坡设计方案对应的边坡模型中, 得到该边坡土体类型分布情况。

(7) 根据第(6)步所得的边坡土体类型分布情况, 将边坡划分为多个不重叠的区域。然后, 根据输入土体参数随机场的均值通过商业软件 ABAQUS 建立有限元分析模型, 将该确定性模型文件保存为“SLOPE.inp”, 该文件可通过文本编辑器查看或修改。

(8) 采用基于乔列斯基的中点法在每个区域进行随机场模拟。从而可得到整个研究区域的一次随机场实现。

(9) 将“SLOPE.inp”中的各有限单元中的参数值 (即黏聚力 c 和内摩擦角 j 的均值) 替换为第(8)步所得的随机场对应单元的值。从而可得到一个新的“SLOPE.inp”文件, 同时建立一个相应的“slope.py”后处理脚本文件。

(10) 进行蒙特卡罗模拟, 重复步骤(6)~(10), 得到 N_{sim} 个“SLOPE.inp”文件和“slope.py”后处理脚本文件, 然后通过调用 ABAQUS 内核进行批处理计算, 得到 N_{sim} 个结果文件, 其中包含了安全系数, 应力应变信息。

(11) 从结果文件中提取边坡安全系数, 从而可评估该方案对应的边坡失效概率及安全系数的统计量, 并获得该方案的安全系数累计分布函数曲线。

(12) 重复步骤(2)~(11)完成 n 种设计方案的评估, 由各方案的安全系数累计分布函数曲线, 根据目标失效概率找出满足目标可靠度的设计方案。并从中确定最优的设计方案, 该设计方案的经济成本最小 (一般选取开挖量最小对应的设计方案)。

4 算例分析

4.1 钻孔数据

本文搜集了澳大利亚地区珀斯市一处的钻孔资料, 该研究区域主要有 5 个钻孔。图 2 (a) 给出了钻孔的相对位置, 由该图可知该研究区域各钻孔几乎在一条直线上。图 2 (b) 给出了各钻孔所揭示的地层信息, 图中 x 轴为钻孔的相对位置, z 轴为钻孔深度, 由图可知该研究区域的地层包含了 3 种土体类型 (即砂土、黏土和粉土), 各种土体类型交错出现, 呈现出一定的不确定性, 由钻孔反应的地层信息可知粉土所占比例相对较少, 其中最小地质单元厚度为 0.4 m。为进行边坡可靠度设计, 在该研究区域假设了一个边坡, 其倾向方向与图 2 (a) 红实线方向一致。研究区域中 3 种土体类型参数统计特征见表 1, 在此仅将抗剪强度参数视为随机场变量, 其它参数假定为常数, 抗剪强度参数水平方向和垂直方向的波动范围分别假定为 40 m 和 4.0 m, 自相关函数采用指数型相关函数, 抗剪强度参数间的互相关系数假定为 -0.5, 不同土体类型的抗剪强度参数间相关系数假定为 0。

4.2 边坡计算模型

为进行边坡可靠度设计, 首先设定好边坡计算模型中所需要的各种参数。并将边坡计算模型的目标失效概率设定为 10^{-3} 。为简便起见, 仅将边坡的坡角 θ 作为设计变量, 坡高 17.2 m 为固定值, 边坡开挖量用

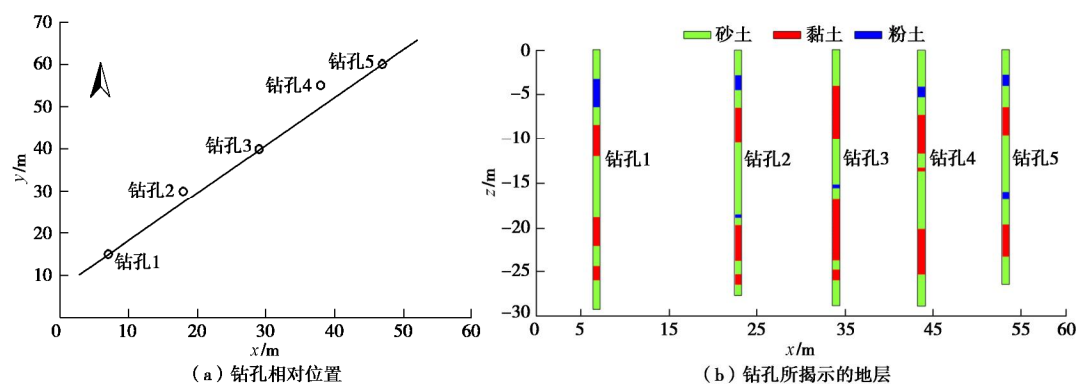


图 2 澳大利亚钻孔相对位置及其揭示的地层

Fig. 2 Relative location and soil strata of boreholes in Australia

表 1 不同类型土体参数的统计特征

Table 1 Statistics of different types of soil parameters

土体类型	黏聚力 c		内摩擦角 j		重度 γ /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	弹性模量 E /MPa	泊松比 n
	均值/kPa	变异系数	均值/($^{\circ}$)	变异系数			
砂土	4	0.3	36	0.2	20	50	0.3
黏土	32	0.3	25	0.2	20	30	0.3
粉土	6	0.3	28	0.2	20	30	0.3

于衡量边坡的设计成本 C 的大小, 边坡开挖量为单位长度的开挖体积。将坡角 θ 的设计空间离散为 12 个值, 每个值对应一种设计方案, 坡角在 $26^{\circ} \sim 37^{\circ}$ 之间选取, 每种设计方案对应的坡角间隔为 1° , 将该 12 种设计方案命名为 D26, D27, L , D37, 其中 D26 表示坡角为 26° 对应的设计方案。为说明在边坡可靠度设计中同时考虑地层变异性和土体参数空间变异性的的重要性, 对仅考虑土体参数空间变异性和同时考虑两类变异性的边坡可靠度设计结果进行比较。其中仅考虑土体参数空间变异性的设计方案, 包含两种情况, 即情况 a (分析中所采用的地层分布中抗剪强度较弱的土体类型占比较高) 和情况 b (分析中所采用地层分布中抗剪强度较强的土体类型占比较高)。

首先对该研究区域所在地层进行网格划分, 单元大小为 $0.4\text{ m}\times0.8\text{ m}$, 单元总数为 5625 个。根据搜集的 5 个钻孔数据, 通过统计方法可得到竖直两方向的转移概率矩阵, 见表 2, 由表中数值可知此处向下和向上转移概率矩阵保持一致, 表明该研究区域竖直向下和竖直向上转移保持平稳。利用文献[24]所提的方法评估水平两方向转移概率矩阵, 其结果见表 3。得到竖直方向和水平方向转移概率矩阵后, 需检验钻孔内部土体状态转移是否具有一阶马尔可夫性。经检验发现该区域土体状态转移具有马尔可夫性, 且最优阶数为一阶, 说明广义耦合马尔夫链可用于模拟该区域的地层变异性。通过地层变异模拟, 将模拟所得的土体类型分布情况作为已知信息映射至各设计方案对应的边坡模型中, 得到对应的边坡土体类型分布情况。

图 3 给出了设计方案 D33 对应的边坡土体类型分布的两次实现, 由图 3 可知, 两次实现有所差别, 这是由于模拟的不确定性所致。

表 2 竖直方向转移概率矩阵

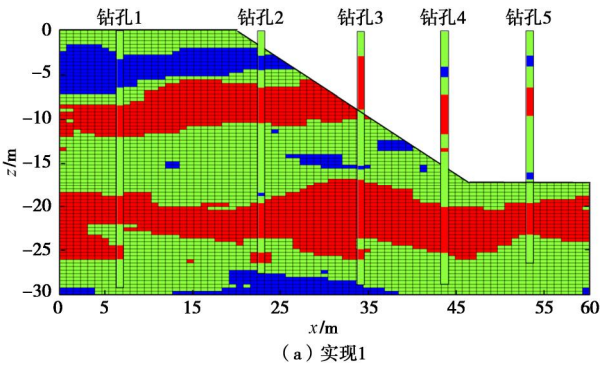
Table 2 Vertical transition probability matrices

类型	土体状态	1 砂土	2 黏土	3 粉土
竖直向下 转移概率 矩阵	1 砂土	0.897	0.069	0.034
	2 黏土	0.116	0.884	0.000
	3 粉土	0.318	0.000	0.682
竖直向上 转移概率 矩阵	1 砂土	0.897	0.069	0.034
	2 黏土	0.116	0.884	0.000
	3 粉土	0.318	0.000	0.682

表 3 水平方向转移概率矩阵

Table 3 Horizontal transition probability matrices

类型	土体状态	1 砂土	2 黏土	3 粉土
水平向右 转移概率 矩阵	1 砂土	0.969	0.021	0.010
	2 黏土	0.036	0.964	0.000
	3 粉土	0.117	0.000	0.883
水平向左 转移概率 矩阵	1 砂土	0.967	0.022	0.011
	2 黏土	0.037	0.963	0.000
	3 粉土	0.120	0.000	0.880



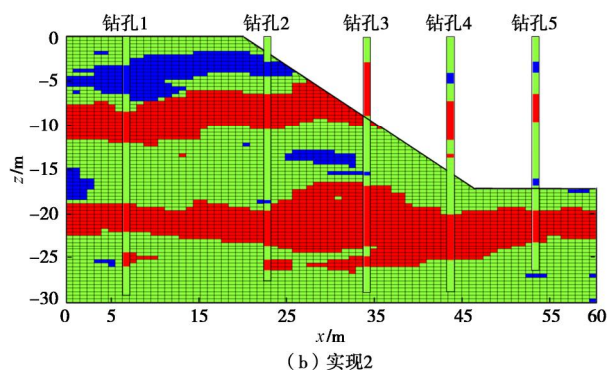


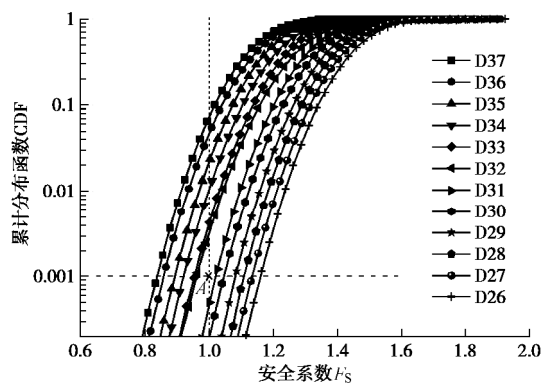
图3 设计方案 D33 的边坡模型中土体类型分布的两次实现

Fig. 3 Two realizations of soil stratification of slopes for design scheme D33

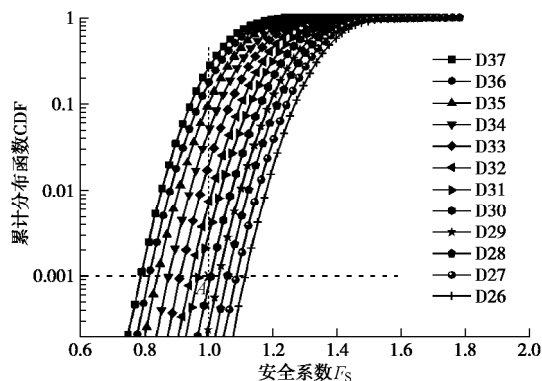
4.3 边坡可靠度设计结果分析

根据本文所提出的边坡可靠度全概率设计方法进行分析,图4(a)、(b)、(c)分别给出了同时考虑地层变异性及土体参数空间变异性时以及仅考虑土体参数空间变异性两种情况对应的12种方案对应的安全系数累计概率函数CDF曲线,其中每种方案中蒙特卡罗模拟次数为 1×10^4 次。需指出的是,各设计方案的失效概率变化范围大致在 $10^{-1} \sim 10^{-6}$ 这个量级之间,如果采用边坡失效概率判断设计方案是否达到目标可靠度,每种设计方案的蒙特卡罗模拟次数将至少为 1×10^7 ,总的模拟次数至少 12×10^7 ,该计算量十分巨大。为降低计算成本,本文根据安全系数累计分布函数CDF曲线与目标失效概率之间的关系判断设计方案是否达到目标可靠度,根据目标失效概率与安全系数为1的交线进行判断。如果某设计方案安全系数CDF曲线与目标失效概率的交点对应的安全系数值大于1则表示该方案满足目标可靠度要求,否则不满足。根据该方法判断设计方案是否到达目标可靠度,其模拟所需次数仅与目标失效概率的大小有关,无需计算各设计方案的失效概率,由于此处目标失效概率设定为 10^{-3} ,因此每种设计方案的蒙特卡罗模拟次数设定 1×10^4 次足以满足收敛要求,此处总的模拟次数为 12×10^4 ,与前者方法相比极大地降低了计算量。

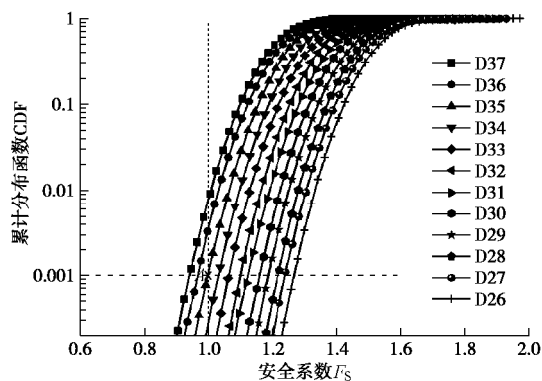
由各设计方案对应的CDF曲线,根据目标失效概率 $P_{f,T}=10^{-3}$,找出与安全系数为1的交点A,见图4(a)。设计方案的CDF曲线与 $P_{f,T}=10^{-3}$ 的直线的交点在交点A的右侧表明该设计方案达到目标可靠度要求,反之,表明该设计方案未达到目标可靠度要求。由图4(a)可知,设计方案D26、D27、D28、D29、D30、D31、D32达到目标可靠度要求。根据各方案的设计成本大小,可确定最优设计方案,其中D32在满足目标可靠度要求的设计方案中对应的坡角最大,即开挖量最小,对应的设计成本也就最小,因此D32为最优设计方案。



(a) 考虑地层变异及土体参数空间变异的情况



(b) 仅考虑土体参数空间变异(情况a)



(c) 仅考虑土体参数空间变异(情况b)

图4 不同情况下各方案对应的安全系数CDF曲线

Fig. 4 Corresponding FS CDF curves of various schemes for different cases

由图4(b)各设计方案对应的安全系数CDF曲线,同样可以找出相应的交点A,从而可确定仅考虑土体参数空间变异时情况a满足目标可靠度的设计方案为D26、D27、D28、D29、D30、D31,其中D31对应的设计成本最小,因而情况a对应的最优设计方案为D31。而方案D31在同时考虑地层变异性及土体参数空间变异性的情况中虽然满足目标可靠度要求但并不是最优的设计方案。由此表明在仅考虑土体参数空间变异时情况a所得到的设计方案将偏于保守,将会增加成本。而由图4(c)各设计方案对应的安全系数CDF曲线,同样可以找出相应的交点A,由图可确定仅考虑土体参数空间变异时(情况b)满足目标可

靠度的设计方案为 D26、D27、D28、D29、D30、D31、D32、D33、D34、D35, 其中 D35 的设计成本最小, 因而情况 b 对应的最优设计方案为 D35。而方案 D35 在同时考虑两类变异性的情况中并未达到边坡目标可靠度要求, 这表明在仅考虑土体参数空间变异时情况 b 所得到的最优设计方案将导致设计的边坡偏危险。因此, 为准确地得到最优的设计方案, 在边坡可靠度设计过程中应该同时考虑地层变异性和土体参数空间变异性的影响。

5 结 论

本文提出了同时考虑土体不均匀两类变异性的边坡可靠度全概率设计方法, 在全概率设计框架内, 将广义耦合马尔可夫链模型与随机场模型相耦合用于同时表征地层变异性和土体参数空间变异性, 给出了计算流程。利用澳大利亚珀斯市钻孔资料, 以某边坡为例进行可靠度设计分析, 为说明在边坡可靠度设计中同时考虑地层变异性和土体参数空间变异性的重要性, 分析了仅考虑土体参数空间变异的情况, 进一步分析了同时考虑两类变异性的情况, 并对二者进行了比较。主要结论如下:

(1) 在全概率设计框架内, 提出了一种同时考虑土体不均匀两类变异性的边坡可靠度设计方法, 为边坡可靠度设计提供了一种更为合理的途径。

(2) 如果仅考虑土体参数空间变异性, 边坡可靠度设计结果很大程度上取决于工程师所采用的地层分布情况。特别是工程师所采用的地层分布中抗剪强度较强土体类型占比高于真实情况时, 将导致得到的最优设计方案偏于危险。反之, 若地层分布中抗剪强度较弱的土体类型占比高于真实情况, 得到的最优设计方案偏于保守, 增加成本。

(3) 为准确地得到最优的设计方案, 在边坡可靠度设计中应该同时考虑地层变异性和土体参数空间变异性的影响。

参考文献:

- [1] PHOON K K. Reliability-based design in geotechnical engineering: computations and applications[M]. UK: Taylor and Francis, 2008.
- [2] ELKATEB T, CHALATURNYK R, ROBERTSON P K. An overview of soil heterogeneity quantification and implications on geotechnical field problems[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2003, **40**(1): 1 - 15.
- [3] GRIFFITHS D V, FENTON G A. Probabilistic slope stability analysis by finite elements[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, **130**(5): 507 - 518.
- [4] 苏永华, 赵明华, 邹志鹏, 等. 边坡稳定性分析的Sarma模式及其可靠度计算方法[J]. 水利学报, 2006, **37**(4): 457 - 463. (SU Yong-hua, ZHAO Ming-hua, ZOU Zhi-peng, et al. Sarma model for slope stability analysis and its reliability degree calculation method[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2006, **37**(4): 457 - 463. (in Chinese))
- [5] 胡群芳. 基于地层变异的盾构隧道工程风险分析及其应用研究[D]. 上海: 同济大学, 2006. (HU Qun-fang. Risk analysis and its application for tunnel works based on research of stratum and soil spatial variability[D]. Shanghai: Tongji University, 2006. (in Chinese))
- [6] 谭晓慧, 王建国, 刘新荣, 等. 边坡稳定的有限元可靠度计算及敏感性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(1): 115 - 122. (TAN Xiao-hui, WANG Jian-guo, LIU Xin-rong, et al. Finite element reliability computation and sensitivity analysis of slope stability[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(1): 115 - 122. (in Chinese))
- [7] 祁小辉, 李典庆, 曹子君, 等. 考虑地层变异的边坡稳定不确定性分析[J]. 岩土力学, 2017, **38**(5): 1385 - 1396. (QI Xiao-hui, LI Dian-qing, CAO Zi-jun, et al. Uncertainty analysis of slope stability considering geologic uncertainty[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(5): 1385 - 1396. (in Chinese))
- [8] 邓志平, 李典庆, 曹子君, 等. 考虑地层变异性和土体参数变异性的边坡可靠度分析[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(6): 986 - 995. (DENG Zhi-ping, LI Dian-qing, CAO Zi-jun, et al. Slope reliability analysis considering geological uncertainty and spatial variability of soil parameters[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(6): 986 - 995. (in Chinese))
- [9] LOEHR J E, FINLEY C A, HUACO D. Procedures for design of earth slopes using LRFD[R]. Columbia: University of Missouri, 2005.
- [10] 张璐璐, 张 洁, 徐 耀, 等. 岩土工程可靠度理论[M]. 上海: 同济大学出版社, 2011. (ZHANG Lu-lu, ZHANG Jie, XU Yao, et al. Reliability theory of geotechnical engineering[M]. Shanghai: Tongji University Press, 2011. (in Chinese))
- [11] PAIKOWSKY S G, BIRGISSON B, NGUYEN T, et al. Load and resistance factor design (LRFD) for deep foundations (National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) Report 507)[R]. Washington D C: National Research Council,

- 2004.
- [12] KIM D, SALGADO R. Limit states and load and resistance design of slopes and retaining structures (Publication No. FHWA/IN/JTRP-2008/5, SPR-2634)[R]. West Lafayette: Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, 2008.
- [13] SALGADO R, KIM D. Reliability analysis of load and resistance factor design of slopes[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2013, **140**(1): 57 - 73.
- [14] PANTELIDIS L, GRIFFITHS D V. Integrating Eurocode 7 (load and resistance factor design) using nonconventional factoring strategies in slope stability analysis[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2014, **51**(2): 208 - 216.
- [15] BECKER D E. Eighteenth Canadian geotechnical colloquium: Limit states design for foundations, Part II: Development for the national building code of Canada[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1997, **33**(6): 984 - 1007.
- [16] ORR T L L, FARRELL E R. Geotechnical design to Eurocode 7[M]. New York: Springer Science and Business Media, 2012.
- [17] HONJO Y, KUSAKABE O. Proposal of a comprehensive foundation design code: Geo-code 21 ver. 2[C]// *Proceedings of the International Workshop on Foundation Design Codes and Soil Investigation in View of International Harmonization and Performance Based Design*. Tokyo, 2002: 95 - 101.
- [18] LOW B K, PHOON K K. Reliability-based design and its complementary role to Eurocode 7 design approach[J]. *Computers and Geotechnics*, 2015, **65**: 30 - 44.
- [19] WU S H, OU C Y Y, CHING J, et al. Reliability-based design for basal heave stability of deep excavations in spatially varying soils[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2012, **138**(5): 594 - 603.
- [20] WANG Y, CAO Z. Expanded reliability-based design of piles in spatially variable soil using efficient Monte Carlo simulations[J]. *Soils and Foundations*, 2013, **53**(6): 820 - 834.
- [21] 彭兴, 李典庆, 曹子君, 等. 基于蒙特卡洛模拟的岩质边坡可靠度设计方法[J]. *岩石力学与工程学报*, 2016(增刊2): 3794 - 3804. (PENG Xing, LI Dian-qing, CAO Zi-jun, et al. Reliability-based design approach of rock slopes using Monte Carlo simulation[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2016(S2): 3794 - 3804. (in Chinese))
- [22] 辛立光, 李典庆, 曹子君. 基于概率充分因子的高效土质边坡可靠度优化设计[J]. *武汉大学学报(工学版)*, 2016(5): 696 - 700. (XIN Li-guang, LI Dian-qing, CAO Zi-jun. Efficient reliability-based design optimization in soil slope using probability sufficiency factor[J]. *Engineering Journal of Wuhan University*, 2016(5): 696 - 700. (in Chinese))
- [23] PARK E. A multidimensional, generalized coupled Markov chain model for surface and subsurface characterization[J]. *Water Resources Research*, 2010, **46**(11): 6291 - 6297.
- [24] 邓志平, 李典庆, 祁小辉, 等. 基于广义耦合马尔可夫链的地层变异性模拟方法[J]. *岩土工程学报*, 2018, **40**(11): 2041 - 2050. (DENG Zhi-ping, LI Dian-qing, QI Xiao-hui, et al. Simulation of geological uncertainty using modified generalized coupled Markov chain[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, **40**(11): 2041 - 2050. (in Chinese))
- [25] LU Z, ZHANG D. Stochastic simulations for flow in nonstationary randomly heterogeneous porous media using a kl-based moment-equation approach[J]. *Siam Journal on Multiscale Modeling & Simulation*, 2007, **6**(1): 228 - 245.

DOI: 10.11779/CJGE201906013

深部直墙拱形隧洞围岩板裂破坏的模拟试验研究

官凤强^{1,2}, 罗 勇¹, 刘冬桥²

(1. 中南大学资源与安全工程学院, 湖南 长沙 410083; 2. 中国矿业大学(北京)深部岩土力学与地下工程国家重点实验室, 北京 100083)

摘 要: 为了解深部直墙拱形隧洞板裂破坏的发生过程和机制, 采用 TRW-3000 真三轴试验系统对含直墙拱形孔洞的红砂岩立方体试样(100 mm×100 mm×100 mm)进行了真三轴试验, 模拟了深度 500 m 初始地应力环境下直墙拱形隧洞板裂破坏过程, 并利用岩样内部破坏视频监控系统对试验过程进行实时记录和监测。试验完成后, 对试验过程中孔洞侧壁破坏过程、破坏特征进行了分析, 并与同等深度的圆形孔洞洞壁破坏进行了对比。结果表明: 在竖直应力为最大主应力和水平径向应力为最小主应力的条件下, 直墙拱形孔洞破坏主要发生在两侧拱脚和拱腰之间, 靠近自由面的围岩破裂为近似平行于最大主应力的板状薄岩片, 呈典型的张拉板裂破裂特征; 随最大主应力的增加, 板裂破坏逐渐向孔洞水平径向发展, 板裂岩片呈现中间厚、两翼薄的弧形特征, 最终形成对称的 V 型槽破坏区, 并具有明显的时间效应。与圆形孔洞的动力破坏特征相比, 直墙拱形孔洞主要偏于静力破坏, 且初始破坏所需应力水平高, 孔洞侧壁在高应力环境中破坏更严重。

关键词: 深部硬岩; 直墙拱形隧洞; 板裂; 岩爆; 真三轴试验; 张拉破坏

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-1091-10

作者简介: 官凤强(1979—), 男, 副教授, 博士, 主要从事深部岩石力学与工程可靠度方面的教学与研究工作。E-mail: fengqiangg@126.com。

Simulation tests on spalling failure in deep straight-wall-top-arch tunnels

GONG Feng-qiang^{1,2}, LUO Yong¹, LIU Dong-qiao²

(1. School of Resources and Safety Engineering, Central South University, Changsha 410083, China; 2. State Key Laboratory for Geomechanics and Deep Underground Engineering, China University of Mining and Technology, Beijing 100083, China)

Abstract: To deeply understand the failure process and mechanism of spalling in deep straight-wall-top-arch tunnels, a true triaxial test is performed on the red sandstone cube sample (100 mm×100 mm×100 mm) with a straight-wall-top-arch hole using the TRW-3000 true triaxial test system to simulate the spalling process of the straight-wall-top-arch tunnel under the initial in-situ stress environment at depth of 500 m. The test process is monitored and recorded by using a video surveillance system. The failure process and failure characteristics of the sidewalls during the tests are analyzed, and compared with the failure of the circular hole sidewall at the same depth. The results show that under the condition that the vertical stress is the maximum principal stress and the horizontal radial stress is the minimum principal stress, the failure of straight-wall-top-arch tunnel mainly occurs in the area between the hance and the spandrel. The rock near the free surface is fractured into plate-like thin rock slabs that are approximately parallel to the maximum principal stress, which is characterized by typical tensile spalling fracture. With the increase of the maximum principal stress, spalling gradually develops toward the horizontal radial direction of the hole, and eventually forms a symmetrical V-shaped damage zone. The spalling slabs exhibit the arc-shaped feature with thick middle and thin wings, and spalling has obvious time effect. Compared with those of the circular hole sidewall, the dynamic failure characteristics of the straight-wall-top-arch hole sidewall are more prone to static failure, and the initial failure requires higher stress, but the sidewalls are more severely damaged under a high stress environment.

Key words: deep hard rock; straight-wall-top-arch tunnel; spalling; rockburst; true triaxial test; tensile failure

0 引 言

水电、矿山、铁路等领域很多深部隧洞工程在设计时, 直墙拱形是常用的断面形状之一^[1]。深部直墙拱形隧洞建设过程中, 两侧边墙受高应力作用常常发

基金项目: 国家自然科学基金项目(41472269); 中国矿业大学(北京)深部岩土力学与地下工程国家重点实验室开放基金课题(SKLGDUK1827); 中南大学中央高校基本科研业务费专项资金项目(2017zzts167)

收稿日期: 2018-05-30

生板裂破坏,形成近似平行于自由面的多层板状薄片,发生层层剥落,造成支护结构的破坏和失效,同时给隧洞的施工、支护及长期稳定带来诸多不利影响^[2]。此外,板裂破坏可形成不稳定的屈曲岩板,为应变型岩爆突然释放能量创造条件^[3-6]。因此,板裂成为了深部硬岩隧洞研究的热点问题,引起了广泛的关注^[2-7]。图 1 为锦屏地下实验室和加拿大原子能地下实验室直墙拱形隧洞边墙板裂破坏现象^[8-9]。



图 1 隧洞边墙板裂破坏现象^[8-9]

Fig. 1 Phenomenon of spalling failure in sidewalls of tunnels^[8-9]

为了深入认识隧洞边墙板裂破坏,国内外学者对其开展了大量试验研究。许多学者采用长方体岩石或相似材料试样进行单轴和真三轴加卸载试验,模拟地下隧洞边墙在高应力作用下的板裂破坏。例如,周辉等^[10]采用相似材料柱体板裂破坏模型进行单轴压缩试验,对边墙板裂围岩结构失稳破坏过程及特征进行了分析。He 等^[11]采用对岩石试样进行真三轴单面卸载试验,指出邻近卸载面的破坏与洞室开挖后边墙板裂破坏非常相似。Du 等^[12]通过对花岗岩、红砂岩和水泥砂浆三种立方体试样进行真三轴加卸载试验,研究了卸载路径下不同岩石类型的破坏力学行为,指出花岗岩和红砂岩在卸载后发生明显板裂破坏。Zhao 等^[13]对花岗岩试样进行不同卸载率的真三轴卸载试验,发现低卸载率下试样主要发生板裂破坏。

以上研究主要从材料破坏角度对隧洞边墙板裂破坏进行试验模拟,而没有考虑隧洞结构对板裂破坏的影响。为此,一些学者采用含预制孔洞的试样进行试验模拟。例如,文献[5, 6, 14, 15]对含圆形孔洞的立方体砂岩及花岗岩试样进行不同深度三维应力下的加载试验,观测到了洞壁围岩板裂破坏过程和试验后的对称型 V 型槽现象。周辉等^[16]采用含不同直径的圆形和不同尺寸的直墙拱形孔洞的隧洞物理相似材料模型,研究了隧洞断面曲率半径对板裂破坏的影响。张晓君等^[17]对含直墙拱形孔洞的岩石试样进行单轴压缩试验,模拟了直墙拱形隧洞劈裂破坏过程。然而,相似材料与岩石的力学性质存在一定差异,且地下为三维应力环境。因此,考虑隧洞结构影响的同时,采

用岩石试样开展真三轴隧洞板裂破坏试验模拟研究非常有必要。

为此,本文采用含直墙拱形孔洞的立方体试样(100 mm×100 mm×100 mm),考虑三向不等压地应力环境和隧洞结构的影响,设置孔洞水平径向为最小主应力,通过竖向加载使孔洞两侧洞壁发生破坏,同时利用微型摄像机实时记录和监测洞壁破坏。结合试验中的视频和试验后洞壁破坏情况,对试验结果进行了详细分析,并与文献[5, 6]中圆形孔洞洞壁破坏情况进行了对比。

1 试验设备及方法

1.1 试验试样

试验选用质地均匀、无明显弱面的红砂岩作为试样的岩石材料。借鉴何满潮等的前期研究^[18-19],将红砂岩加工成 100 mm×100 mm×100 mm 的立方体块,再在立方体块中开凿贯穿试样的直墙拱形孔洞,半圆拱半径为 25 mm,直墙高为 25 mm,底板长为 50 mm,如图 2 所示。该红砂岩单轴抗压强度为 97.5 MPa,弹性模量为 18.6 GPa,密度为 2.43 g/cm³,纵波波速为 3180 m/s。

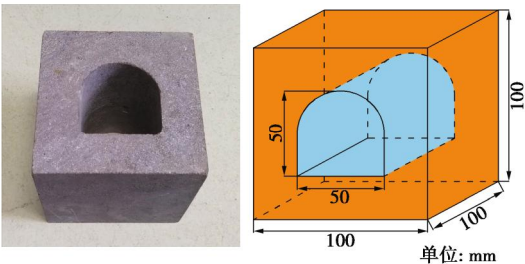


图 2 试验试样

Fig. 2 Test sample

1.2 试验设备

试验采用 TRW-3000 真三轴试验系统(如图 3)^[5-6],对试样进行真三轴加载,模拟深部三维地应力环境。为了观测孔洞破坏,在真三轴加载装置中安装一台微型摄像机,实时传输和记录试验过程中孔洞破坏画面,其工作原理如图 4 (a)。此外,在摄像机前端设置一圈 LED 灯珠,对摄像机进行补光,如图 4 (b)。

1.3 试验方案

本文 500 m 深初始地应力参照文献[5, 6]中地应力计算方法,得竖直主应力 s_v 、最大水平主应力 s_{h1} 及最小水平主应力 s_{h2} ,如表 1 所示。

表 1 500 m 埋深初始地应力大小

水平主应力		竖直主应力
s_{h1} /MPa	s_{h2} /MPa	s_v /MPa
29	17	13.5

通常, 隧洞可沿最大、最小水平主应力及与最大水平主应力斜交布置。范秋雁^[20]认为在地应力环境一定时, 应尽可能使巷道开挖方向沿最大水平主应力方向布置。此外, 水工隧洞设计规范中也明确规定^[21]“宜使洞线与最大水平地应力方向一致, 或尽量减小其夹角”。因此, 本文主要对试样孔洞轴向沿最大水平主应力布置进行试验研究, 如图 5 所示。

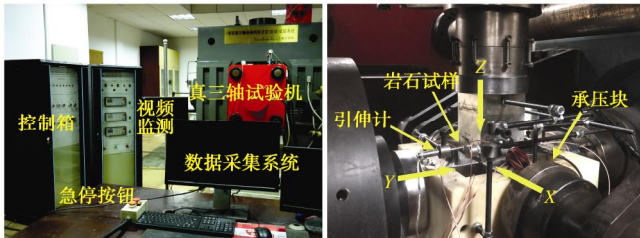
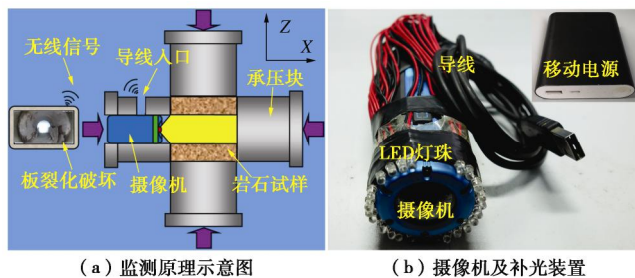


图 3 TRW-3000 真三轴试验系统^[5-6]

Fig. 3 TRW-3000 true triaxial electro hydraulic system^[5-6]



(a) 监测原理示意图

(b) 摄像机及补光装置

图 4 真三轴加载岩样洞壁破坏实时监控系统^[5-6]

Fig. 4 Real-time monitoring system of rock sample caverns under true triaxial loading conditions^[5-6]

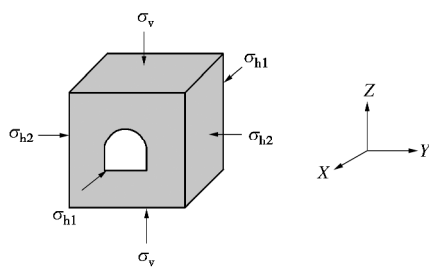


图 5 真三轴加载初始应力状态

Fig. 5 Initial stress state of true triaxial loading

试验时采用文献[5, 6]相同的加载路径, 如图 6 所示。由于板裂是隧洞一种典型的局部脆性破坏现象, 因此为了保证试验模拟的有效性, 在整个试验过程中应保持试样整体完整而只在孔洞侧壁发生破坏。

2 试验过程及结果

图 7 为试验应力路径曲线。首先, X , Y 和 Z 三个方向分别以 1 kN/s 的加载率同时加载, 使 X , Y 和 Z 三个方向分别加载至 29 , 17 , 13.5 MPa , 达到 500 m 深初始地应力。而后 X 方向限定试样孔洞轴向变形恒定, Y 方向维持应力恒定, Z 方向继续以 1 kN/s 加载。

Z 方向应力加载至 60 MPa 时, 洞壁出现了破坏, 因而后续采用分级加载。分级加载时, 当洞壁破坏显著时, 维持应力恒定, 当破坏不明显时则再进行加载。 Z 方向应力增大到 83 MPa 时, 试样右侧洞壁破坏区基本覆盖了整个右侧直墙, 左侧也发生了明显板裂破坏, 且拱脚宏观裂隙贯穿整个孔洞轴向长度, 因此 Z 方向维持应力恒定一定时间后, 在加载至 83.6 MPa 时进行卸载, 完成整个试验。

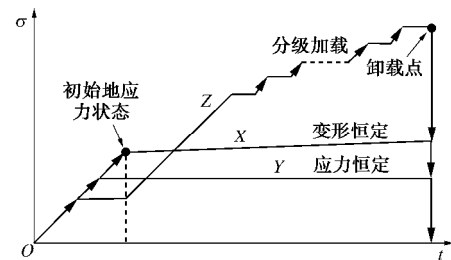


图 6 应力路径示意图^[4-5]

Fig. 6 Schematic diagram of stress paths^[4-5]

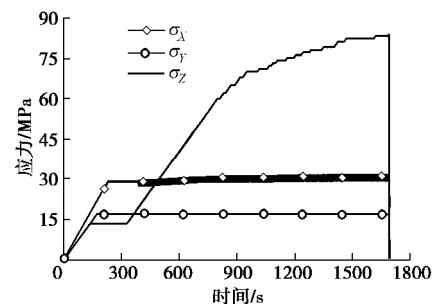


图 7 真三轴试验应力路径

Fig. 7 Stress paths of true triaxial tests

图 8 为试验结束后试样整体和两侧洞壁的破坏图。可以看出试样整体完整, 无贯穿整个试样的宏观裂纹, 仅在两侧洞壁发生了明显破坏, 且破坏主要在两侧直墙区域, 即拱脚和拱腰之间, 而底板和顶部均未破坏。在两侧直墙上均形成了近似平行于边墙的岩片, 并发生了部分岩片剥落, 呈明显的板裂破坏。两侧直墙破坏程度存在一定的差异, 表现出右侧直墙比左侧直墙破坏更严重 (从正面看)。从正面看, 右侧直墙产生了几条大的宏观裂纹, 将洞壁切割成多层板状薄岩片, 且裂纹分布由局部一圈一圈向外扩展至整个右侧直墙, 最外围的裂纹扩展贯通后使整个大块板裂岩片与洞壁发生分离剥落; 左侧直墙破坏相对较轻, 在直墙前端形成了两条明显的宏观张开裂隙, 而且后端 (反面右侧) 由于裂纹的贯通发生了岩片与洞壁的分离剥落。此外, 洞壁表面的裂纹基本为竖向直线型裂隙, 而随破坏向孔洞深部发展, 裂纹演变成弧线型裂隙, 因而在两侧洞壁上形成了“V”型槽破坏区。

图 9 为直墙拱形隧洞现场板裂破坏图。图 9 (a) 为山东玲珑金矿 500 m 深度巷道右侧边墙发生了明显的板裂破坏; 图 9 (b) 为锦屏地下实验室 2400 m 试

验隧洞板裂破坏^[8]。对比发现本文试样边墙破坏与现场板裂破坏基本一致。此外,本文试样洞壁破坏是由局部应力超过围岩强度产生的,而非试样整体破坏导致的,这与现场隧洞整体稳定而只在局部发生板裂破坏刚好一致,这也说明本试验结果比较合理且有效的。

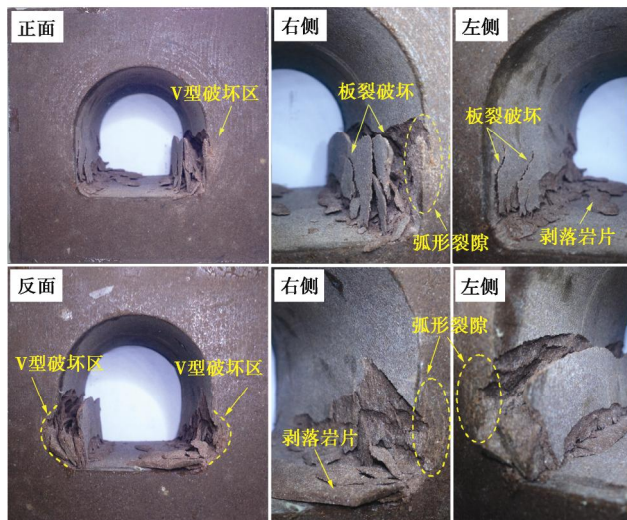
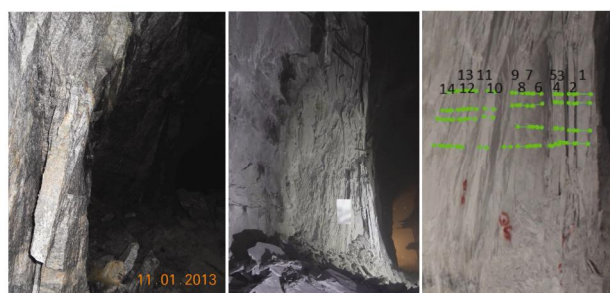


图8 试样洞壁板裂破坏照片

Fig. 8 Pictures of spalling in sample sidewalls



(a) 500 m运输巷道

(b) 2400 m锦屏地下实验室试验隧洞^[8]

图9 现场直墙拱形隧洞板裂破坏照片

Fig. 9 Pictures of on-site spalling in straight-wall-top-arch tunnels

为了解孔洞边墙板裂破坏的演化过程,截取视频中部分较明显破坏的画面(图10),并结合应力路径(图7)对整个破坏过程描述如下:试验进行至3'48.24"时,试样达到了500 m深对应的初始地应力状态,此时洞壁未发生破坏(图10(a))。当 s_z 增大至68.4 MPa时,右侧边墙后端拱脚产生了裂隙(图10(b)),并随 s_z 增大沿右拱脚向前端缓慢扩展(图10(c))。当 s_z 增大至74 MPa时,右拱脚发生了小块岩屑弹射,但速度较小,此时右拱脚裂隙长度约为试样轴向长度的2/3(图10(d))。 s_z 加载至74.9 MPa时,右拱脚后端发生了裂隙快速沿边墙向上再平行拱脚向前端扩展,导致局部突然形成张裂岩片,并伴随少量岩屑快速弹射(图10(e));在 s_z 增大0.1 MPa后,右拱脚裂隙前端发生了少量岩屑弹射(图10(f)),但弹射速度明显较小,并在随后0.16"内张开岩片与右边墙分离剥落(图10(g))。当 $s_z=76.5$ MPa时,靠

近剥落岩片前端拱脚处裂隙沿边墙向上扩展(图10(h)),并在 s_z 增大至77 MPa的过程中,裂隙扩展方向逐渐变为沿右边墙向后端斜上方向扩展(图10(i)),此时左边墙仍未有明显破坏。当加载至 $s_z=78$ MPa时,右边墙前端岩片突然张开而发生了内部岩屑的快速弹射,此时左边墙后端拱脚已发生了裂隙扩展(图10(j));在 $s_z=78$ MPa恒定期间,右边墙裂隙沿边墙向上扩展(图10(k)),在 $s_z=79$ MPa时扩展至拱腰后不再向上扩展(图10(l)),而当 s_z 增大到82 MPa时又开始扩展,但方向变为水平向右边墙后端,此时左边墙拱脚裂隙已扩展至试样轴向中点(图10(m))。在 $s_z=82$ MPa恒定前期,右边墙裂隙扩展非常明显,三条大宏观裂隙不断扩展(图10(n)),且当右拱腰裂隙向后端扩展超过试样轴向中点时,使得岩片向孔洞空间产生屈曲变形,使之前剥落的岩片向底板发生倾倒(图10(o)),并在随后5.32"内发生两次岩片剥落,在此期间左边墙无明显破坏。在 $s_z=82$ MPa恒定后期,试验进行至25'26.96"时,左边墙拱脚裂隙快速扩展,导致岩片突然张开,一些岩屑从张裂岩片内部快速弹射而出(图10(r)),并在26'08.60"左边墙裂隙进一步扩展,而右边墙裂隙再次贯通发生岩片的剥落(图10(s))。47.24"后,由于 s_z 增大,左边墙新产生了三条宏观裂隙,右边墙又发生一次岩片剥落(图10(t)),并在 s_z 增大至83 MPa时左边墙前端发生了一次较弱的岩片弹射(图10(u)),裂隙也发生了明显扩展,且在 $s_z=83$ MPa恒定期间左侧发生了大块岩片剥落(图10(v))。 s_z 达到83.6 MPa时,左边墙裂隙向上扩展,内侧岩片屈曲变形使剥落岩片与左边墙间隙增大(图10(w))。此时两侧边墙裂隙均已贯穿试样轴向长度,为防止试样突然整体破坏进行了卸载,在卸载过程中右边墙发生岩片剥落(图10(x))。

由以上分析可知,两侧裂隙最先产生于拱脚后端,并随应力增大不断向拱脚前端扩展,当裂隙长度超过一定值后就会在边墙局部发生岩片张裂,伴随少量岩屑弹射;随应力继续增大,在局部会发生岩片剥落,裂隙沿边墙向上扩展,扩展范围增大;当应力超过一定值以后,即使在应力不增大,裂隙也会不断发生扩展,裂隙数量增多和出现少量岩屑弹射,两侧边墙被裂隙切割成大小不同、近似平行于边墙的岩片,并发生剥落;而裂隙扩展导致张裂岩片产生屈曲变形,使外层剥落岩片与边墙间隙增大。在整个过程中板裂破坏是由边墙局部逐渐向整个边墙逐渐演化发展。

3 试验结果分析

3.1 板裂破坏特征

正确认识板裂破坏特征对揭示板裂破坏的形成机

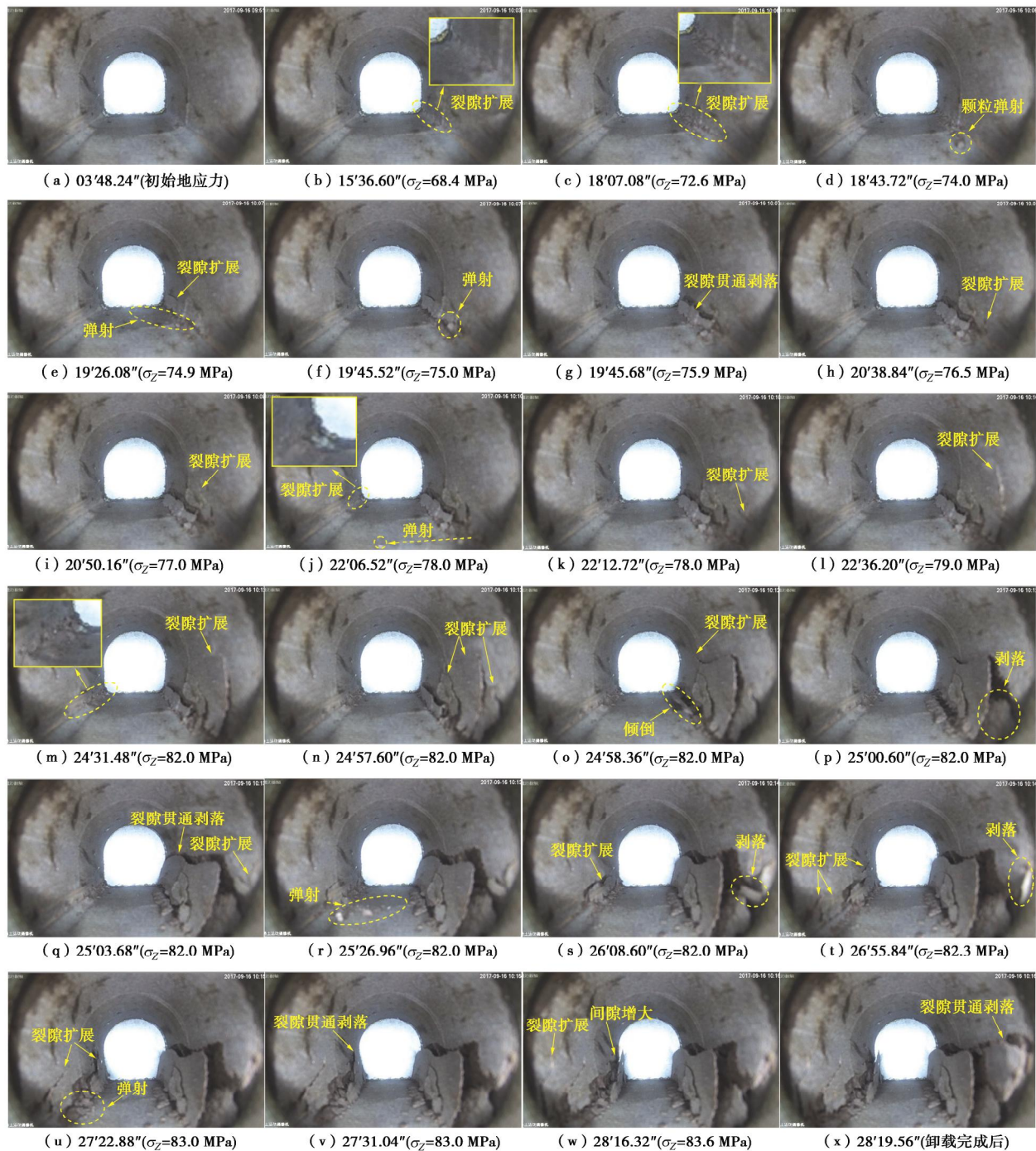


图 10 试样洞壁板裂破坏演化过程 (分' 秒")

Fig. 10 Evolution process of spalling failure in sample sidewalls (min's")

制具有重要意义。为此,对试样边墙板裂破坏形成的岩片、破坏区及裂隙形态特征等进行详细分析和总结。

图 11 为试样边墙板裂破坏图。可以看出两侧边墙形成了多层板状薄岩片,在发生剥落前岩片与岩片、岩片与边墙并未发生分离,而是形成多层板裂岩板组合体(如图 11 正面左侧,边墙被切割成 3 层)。随裂隙不断向边墙深部发展,内部裂隙发育使外层岩片向自由面产生屈曲变形,而屈曲变形的增大又使外层裂隙进一步扩展,最终导致裂隙贯通而使岩片与边墙分离,发生剥落(如图 11 正面右侧、反面左侧及反面右

侧)。从板裂岩片形态上看,靠近边墙表面的岩片多为直板状,近似平行竖直边墙,而随板裂向边墙内部发展,形成的岩片具有一定的弧度($Y-Z$ 平面),呈中间厚、两翼稍薄的弧形(如图 11 反面左侧的剥落岩片)。反面左侧边墙由于板裂破坏一层层向深部发展,由边墙表面向内部依次共有 5 层岩片相继发生了剥落,而在内侧边墙上还产生了两条裂隙,外层裂隙已发生了部分张开,且两条裂隙均呈弧形。由此可得,板裂发育至围岩深部时,裂隙不是沿近直线扩展,而是沿弧线扩展,从而产生弧线型裂隙(如图 11 反面右

侧), 这与内部剥落岩片具有一定弧度刚好一致。

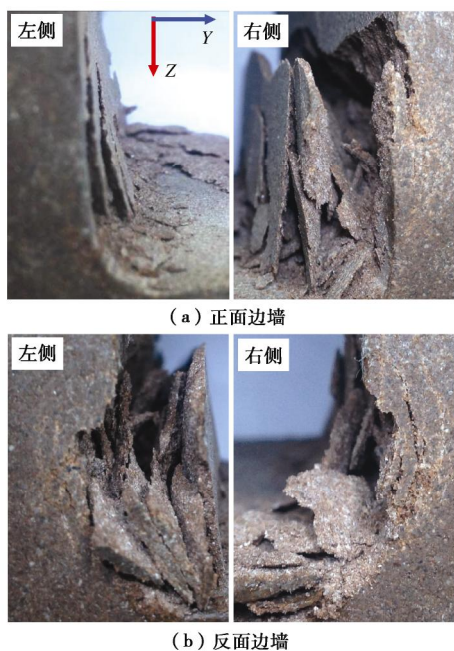


图 11 边墙板裂破坏

Fig. 11 Spalling failure of sidewalls

板裂岩片除了在 $Y-Z$ 平面内表现出中间厚、两翼稍薄的弧形特征外, 在 $X-Z$ 平面内也表现出一定的形态特征。如图 12 (a) 所示, 将大块板裂岩片按一定方向排列, 发现大部分岩片 X 方向的尺寸要明显大于 Z 方向, 呈细长条状, 且从右上方小块岩片也可以看出岩片以长条状为主, 即裂隙易沿孔洞轴向扩展 (如图 10 (g)、(s), 裂隙一般先沿孔洞轴向扩展, 达到一定长度后才沿边墙向上扩展)。这表明隧洞一定范围内板裂岩片具有一定方向性。此外, 板裂岩片在 $X-Y$ 平面上分布一些密集裂隙。如图 12 (b), 在一块大约厚为 4 mm 的岩片上, 经放大后发现 4 条平行 $X-Z$ 平面的裂隙, 岩片在厚度方向被切割成 5 层, 即每一薄片平均厚度约为 0.8 mm。而 Martin 等^[22]在观测加拿大原子能地下实验室试验隧洞板裂破坏时也发现板裂岩片被密集裂隙分割成许多薄片, 且各薄片没有完全分离, 并指出薄片的厚度与岩石晶粒尺寸相当。

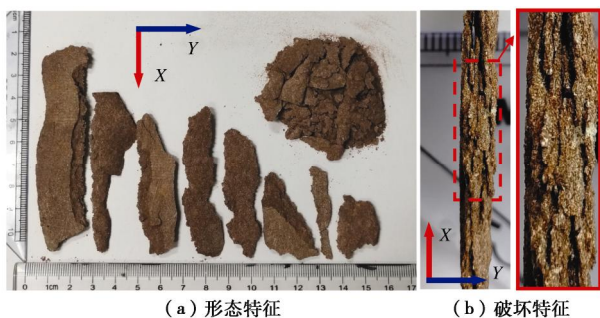


图 12 岩片特征

Fig. 12 Characteristics of slabs

此外, 为了让边墙破坏区完全展现出来, 将两侧边墙上剥落和未剥落的岩片清理, 得到破坏区如图 13 所示。可以看出板裂在两边墙上均形成了一个贯穿孔洞轴向长度的中间深、两侧浅的“V”型槽破坏区, 且位于拱腰和拱脚之间, 两侧破坏区的深度和宽度大致相当, 且关于孔洞竖直中心轴线基本对称。

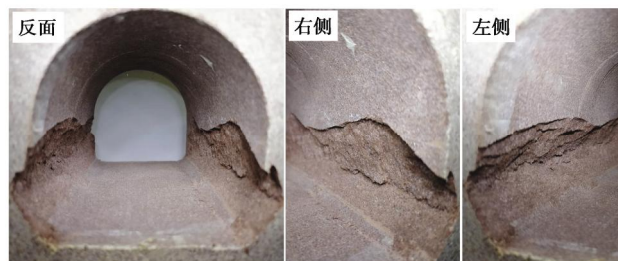


图 13 边墙破坏区形态特征

Fig. 13 Morphological characteristics of failure zone of sidewalls

从以上分析可得, 对于最大主应力在竖直方向的直墙拱形隧洞, 板裂破坏具有以下特征: ①岩片特征: 在垂直隧洞轴线平面内呈中间厚、两翼薄的形态特征; 在水平面内, 岩片断面分布着密集裂隙, 将岩片切割成多层薄片, 且各薄片未发生完全分离; 隧洞一定范围内板裂岩片具有一定方向性。②破坏区特征: 主要位于拱腰与拱脚之间, 呈中间深、两侧浅的“V”字型, 且基本关于隧洞竖直中心线对称。③裂隙特征: 裂隙逐渐向围岩内部发展, 在边墙表面附近为近直线型, 而深部裂隙则演变成弧线型。

3.2 板裂破坏的时间效应

深部硬岩在高应力作用下会表现出与时间有关的力学行为^[23-24]。Malan^[23]对南非深部金矿进行监测时, 发现开挖后的硬岩表现出时间有关的蠕变行为。刘宁等^[24]对滞后掌子面数公里的锦屏Ⅱ级#4 引水隧洞围岩揭露时发现, 经历 1.5 a 后, 围岩肉眼可见的破裂深度达到了 60 cm 甚至更深, 而掌子面推进过程中应力型破坏深度一般为 20 cm 左右。Diederichs^[3]也指出板裂在某些情况下可以是与时间有关的一个缓慢破坏过程。本文在对图 10 进行描述时发现, 当应力超过一定值以后, 在应力恒定期间边墙也会发生裂隙的产生、扩展和贯通, 即外部应力环境不变时, 板裂破坏仍然会继续发生。因此本文从室内试验的角度验证了硬岩隧洞在高应力环境中会表现出时效破坏特征。

由图 7 可知, 当 s_z 加载至 82 MPa 后, 将 $s_z=82$ MPa 恒定了 2'21.12"。在此期间右边墙裂隙不断扩展, 发生板裂破坏, 伴随有岩片的剥落。因此, 为了研究板裂破坏的时效特征, 结合图 10 对该期间右边墙板裂破坏过程进行分析。首先以图 10 (m) 作为起始时刻, 将右边墙上已产生的宏观裂隙用相同颜色线画出, 然

后图 10 每向后递推一张图时,将新扩展或产生的裂隙用另一种颜色线画出,最终得到该期间右边墙裂隙扩展演化图(为了便于分析对裂隙进行了编号),如图 14。可以看出 $s_z=82\text{ MPa}$ 恒定期间,右边墙既发生了已有裂隙扩展(4 号和 6 号),也产生了新裂隙(7 号、8 号和 9 号)。期间先后发生了 3 次岩片剥落和 1 次剥落岩片倾倒。如达到 82 MPa 后,4 号和 6 号裂隙继续扩展,并产生 7 号新裂隙,而当 6 号裂隙向反面扩展超过 4 号裂隙后,4 号裂隙与内部边墙分离,使其周边应力得以解除,自此之后不再发生扩展;后续随 6 号和 7 号裂隙不断扩展,内侧岩片屈曲变形增大而使外侧剥落岩片发生倾倒,且 7 号裂隙率先贯通而发生岩片剥落;随后 6 号裂隙发生贯通使一大块岩片剥落,同时在靠近正面前端边墙上产生了 8 号和 9 号两条新裂隙,并在再次加载前 8 号裂隙贯通发生岩片剥落。

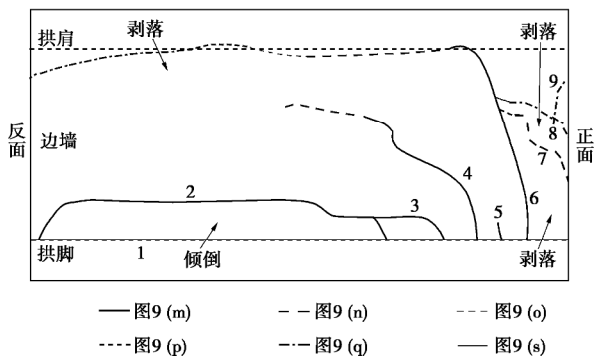


图 14 $s_z=82\text{ MPa}$ 时右边墙裂隙扩展示意图(数字为裂隙编号)

Fig. 14 Schematic diagram of crack propagation of right sidewall at $s_z=82\text{ MPa}$

此外,由图 10 分析可知在 $s_z=83\text{ MPa}$ 期间左边墙也表现出了这种时效破坏特征,而在 82 MPa 以下,板裂破坏的时间效应不明显(在 $s_z=78\text{ MPa}$ 期间裂隙有少量扩展,但在 78 MPa 以下基本无这种时间效应)。这说明在较低应力时,即使洞壁发生轻微板裂破坏,但只要应力不再增大,破坏不会随时间的发展而发展;而应力超过一定值以后,即使不增大应力,板裂破坏也会随时间增长而持续发生,直至形成的新断面对围岩提供足够的约束而达到新的稳定。

以上分析表明,硬岩隧洞在恒定高应力环境中(小于极限强度),围岩会随时间的增加发生裂隙的萌生、扩展和贯通,围岩强度不断劣化,进而不断发生破坏,在工程中表为时滞性破坏行为。

3.3 隧洞断面形态对围岩破坏模式的影响

断面形状是隧洞设计的一个重要因素,选择合理的断面有利于提高隧洞稳定和降低围岩损伤程度^[16]。为研究断面形状对硬岩隧洞破坏模式的影响, Gong 等对相同埋深、相同岩性和相同布置方式的圆形和直墙拱形隧洞开展了真三轴加载试验研究^[5-6],研究发

现,孔洞两侧边墙发生了板裂破坏,板裂岩片与边墙分离时大都具有一定初速度,表现出动力破坏特征(岩爆),岩片均落在孔洞底板中央,且岩片块度相对较小。由图 10 知,直墙拱形孔洞两边墙在也发生了板裂破坏,且相对圆形孔洞破坏更明显,但绝大多数岩片与边墙分离时基本无初速度,表现出静力破坏特征(有少量岩屑弹射现象,如图 10(e)、10(f)和 10(r)),在重力作用下发生剥落,剥落后的大块岩片大都未发生倾倒,而是依靠在边墙上,且产生的岩片块度要大于圆形断面。

图 15(a)为圆形孔洞加载至 $s_z=70\text{ MPa}$ (试验最高应力)时边墙破坏图^[5-6]。可以看出两侧边墙均发生了较严重的破坏,破坏区集中在圆孔两侧中点,呈两翼浅、中间深的“V”型槽,且“V”型槽张开角较小,两侧破坏区范围较窄。图 15(b)为直墙拱形孔洞在 $s_z=70\text{ MPa}$ 时边墙破坏图,除了在右侧拱脚形成一条裂隙外,两侧边墙均未产生其他明显破坏。当直墙拱形孔洞加载至试验最高应力(83.6 MPa,如图 15(c))时,两侧边墙均发生了非常严重的板裂破坏,形成了大块板状薄岩片,破坏区形态与圆形孔洞相同,但“V”型槽张开角比圆形孔洞大,边墙破坏范围较广,破坏区基本覆盖了整个直墙边墙(如图 13)。



(a) 圆形($\sigma_z=70.00\text{ MPa}$)^[5-6]



(b) 直墙拱形($\sigma_z=70.00\text{ MPa}$)



(c) 直墙拱形($\sigma_z=83.6\text{ MPa}$)

图 15 断面形状对边墙破坏的影响

Fig. 15 Influences of cross-section shape on failure of sidewalls

由以上分析可知,在相同应力环境中圆形隧洞易表现出动力破坏特征,岩片与边墙分离时以弹射为主,岩片块度较小,“V”型槽张开角较小、范围较窄;而直墙拱形隧洞则以静力板裂破坏为主,岩片在自重作用下发生剥落,岩片块度较大,“V”型槽张开角大、范围广。此外,圆形隧洞发生初始破坏所需应力要低于直墙拱形隧洞。由两者对比可得,直墙拱形隧洞更有利于降低边墙岩爆等级或使岩爆转变成静力板裂破坏,且发生破坏需更高应力,但一旦应力超过一定值后,直墙拱形隧洞边墙破坏程度和范围都要比圆形隧洞更严重、更广。因此,在相对低的地应力环境中宜采用直墙拱形断面提高隧洞稳定性,但对于高地应力环境采用直墙拱形断面虽可降低岩爆剧烈程度,但围岩破坏要比圆形断面严重。

4 相关问题讨论

4.1 尺度效应

实际工程中,隧洞尺寸一般较大(以米为单位),因此采用含较小孔洞(一般为几十毫米)的岩块试样来模拟实际隧洞时,会存在尺度效应问题。周辉等^[16]研究认为,尺度效应会影响板裂破坏的尺寸。孔洞尺寸较小时,板裂破坏尺寸较小,而孔洞尺寸增大时,板裂破坏尺寸会相应增大,即尺度效应决定着板裂破坏范围。然而,受到试验条件限制,室内开展有关隧洞试验模拟时,很难利用岩石材料构建与实际隧洞尺寸相同的隧洞模型,即使采用相似材料也非常少见。因此,在进行隧洞室内试验模拟时,目前研究者主要采用含小孔洞的岩块^[17-18]或相似材料^[16, 25-26]隧洞模型,本文试验时也借鉴了这种思路。

4.2 “先开孔,后加载”应力路径

模拟深部隧洞破坏时,最理想加载路径是考虑开挖卸荷的“先加载,后开洞”加载方式。但考虑卸荷过程时,也需区分具体开挖方式。对于直墙拱形隧洞,往往采用钻爆法开挖。如要较真实再现“先加载,后开洞”应力路径下的卸荷过程,应以爆破卸荷为主,但这种模拟实施很有难度。目前尚未见到对试样进行三维载后,再在试样内部进行爆破形成孔洞的相关试验技术。另一方面,研究表明^[27]掌子面爆破开挖属瞬态动力卸荷,卸荷过程以ms计。但现场研究表明洞壁板裂破坏与掌子面爆破卸荷过程存在明显时空滞后效应。Jiang等^[28]对大型地下水电洞室50多例玄武岩板裂破坏进行了研究,发现大部分板裂破坏一般距掌子面有一定距离,并指出92%以上的板裂破坏发生在距掌子面32m以内。以上研究表明一般在掌子面推进一定距离后才发生板裂破坏,板裂破坏主要是由掌

子面推进引起静应力调整所致。

不考虑卸荷影响时,研究人员普遍采用“先开孔,后加载”的加载方式模拟洞室破坏。如文献[17, 18]利用含孔洞岩石试样进行岩爆模拟;文献[25, 29, 30]采用含孔洞相似材料进行围岩分层断裂破坏研究。上述研究成果对深入认识隧洞板裂破坏、岩爆、分区破裂等形成机制提供了重要参考。

5 结论及建议

本文采用真三轴试验系统对500m埋深、沿最大水平主应力布置的直墙拱形隧洞板裂破坏开展了试验模拟。通过增大竖直应力模拟隧洞开挖导致围岩应力调整,并实时监测和记录了孔洞边墙破坏过程,实现了边墙板裂破坏与加载应力实时对应,并对试验结果进行了详细分析和讨论,主要得到以下5点结论。

(1)试验在试样整体保持完整条件下得到的边墙板裂破坏与现场直墙拱形隧洞板裂破坏现象基本一致,说明本文模拟方法和结果比较合理。

(2)再现了直墙拱形隧洞边墙板裂破坏演化过程。裂隙首先沿拱脚水平扩展,扩展一定长度后就沿边墙向上扩展,向上扩展一定高度后又演变为水平扩展,在局部形成板裂岩片;然后裂隙一圈一圈向外围逐渐发展,向上扩展最高至拱腰。此过程中边墙被裂隙切割成近似平行于边墙的多层板状薄岩片,张裂岩片不断积累屈曲变形,并相继发生剥落。

(3)分析和总结了直墙拱形隧洞边墙板裂破坏特征。板裂岩片呈中间厚、两翼薄的弧形特征,且分布着许多密集裂隙;同一区域内岩片具有一定方向性;两侧破坏区主要位于拱腰与拱脚之间,呈中间深、两侧浅的“V”字型,且关于隧洞竖直中心线对称;裂隙由表及内逐渐由近直线型演变成弧线型。

(4)板裂破坏具有明显时间效应。在较低应力水平,板裂破坏无时效破坏特征,当应力增大到一定水平后,即使应力恒定,板裂破坏也会随时间增长而发生明显破坏,实际工程中表现为时滞性破坏行为。

(5)与圆形隧洞相比,直墙拱形隧洞边墙偏向于静力破坏。直墙拱形隧洞有利于降低边墙岩爆等级或使岩爆转变为静力板裂破坏,且发生初始破坏所需应力水平高,但在高应力环境中破坏比圆形隧洞更严重。

因此,对岩爆剧烈地段,可在垂直于最大主应力两侧采用直边墙降低岩爆剧烈程度,并采用“锚杆(索)+钢筋网”柔性支护方式,让围岩发生渐近板裂破坏但不发生剥落,使储存的应变能缓慢释放,再对板裂围岩进行注浆加固和表层喷射混凝土,提高围岩强度,达到既防治岩爆又提高隧洞稳定的目的。

致谢: 感谢湖南省浏阳市蕉溪乡精诚岩土服务部高积福总经理在岩样加工过程中给予的精心服务和诚挚帮助。

参考文献:

- [1] 程小虎. 黏性地层中深埋直墙拱形隧道的支护压力及稳定性[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(11): 2034 - 2042. (CHENG Xiao-hu. Earth pressure and stability of deep arch tunnel with straight wall in cohesive strata[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(11): 2034 - 2042. (in Chinese))
- [2] 周 辉, 卢景景, 徐荣超, 等. 深埋硬岩隧洞围岩板裂破坏研究的关键问题及研究进展[J]. 岩石力学, 2015, **36**(10): 2737 - 2749. (ZHOU Hui, LU Jing-jing, XU Rong-chao, et al. Critical problems of study of slabbing failure of surrounding rock in deep hard rock tunnel and research progress[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(10): 2737 - 2749. (in Chinese))
- [3] DIEDERICHS M S. The 2003 canadian geotechnical colloquium: mechanistic interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunnelling[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2007, **44**(9): 1082 - 1116.
- [4] GONG Q M, YIN L J, WU S Y, et al. Rock burst and slabbing failure and its influence on TBM excavation at headrace tunnels in Jinping II hydropower station[J]. Engineering Geology, 2012, **124**: 98 - 108.
- [5] 宫凤强, 罗 勇, 司雪峰, 等. 深部圆形隧洞板裂屈曲岩爆的模拟试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(7): 1634 - 1648. (GONG Feng-qiang, LUO Yong, SI Xue-feng, et al. Experimental modelling on rockburst in deep hard rock circular tunnels[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(7): 1634 - 1648. (in Chinese))
- [6] GONG F Q, LUO Y, LI X B, et al. Experimental simulation investigation on rockburst induced by spalling failure in deep circular tunnels[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, **81**: 413-427.
- [7] 张传庆, 冯夏庭, 周 辉, 等. 深部试验隧洞围岩脆性破坏及数值模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(10): 2063 - 2068. (ZHANG Chuan-qing, FENG Xia-ting, ZHOU Hui, et al. Brittle failure of surrounding rock mass in deep test tunnels and its numerical simulation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(10): 2063 - 2068. (in Chinese))
- [8] FENG X T, XU H, QIU S L, et al. In situ observation of rock spalling in the deep tunnels of the China Jinping Underground Laboratory (2400 m depth)[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2018, **51**(4): 1193 - 1213.
- [9] CAI M, KAISER P K, MARTIN C D. A tensile model for the interpretation of microseismic events near underground openings[J]. Pure and Applied Geophysics, 1998, **153**(1): 67 - 92.
- [10] 周 辉, 徐荣超, 卢景景, 等. 深埋隧洞板裂屈曲岩爆机制及物理模拟试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(增刊 2): 3658 - 3666. (ZHOU Hui, XU Rong-chao, LU Jing-jing, et al. Study on mechanisms and physical simulation experiment of slab buckling rockburst in deep tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(S2): 3658 - 3666. (in Chinese))
- [11] HE M C, MIAO J L, FENG J L. Rock burst process of limestone and its acoustic emission characteristics under true-triaxial unloading conditions[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2010, **47**(2): 286 - 298.
- [12] DU K, TAO M, LI X B, et al. Experimental study of slabbing and rockburst induced by true-triaxial unloading and local dynamic disturbance[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2016, **49**(9): 3437 - 3453.
- [13] ZHAO X G, WANG J, CAI M, et al. Influence of unloading rate on the strainburst characteristics of beishan granite under true-Triaxial unloading conditions[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2014, **47**(2): 467 - 483.
- [14] 司雪峰, 宫凤强, 罗 勇, 等. 深部三维圆形洞室岩爆过程的模拟试验[J]. 岩石力学, 2018, **39**(2): 621 - 634. (SI Xue-feng, GONG Feng-qiang, LUO Yong, et al. Experimental simulation on rockburst process of deep three-dimensional circular cavern[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(2): 621 - 634. (in Chinese))
- [15] GONG F Q, SI X F, LI X B, et al. Experimental investigation of strain rockburst in circular caverns under deep three-dimensional high-stress conditions [J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2018, DOI:10.1007/s00603-018-1660-5.
- [16] 周 辉, 卢景景, 胡善超, 等. 开挖断面曲率半径对高应力下硬脆性围岩板裂的影响[J]. 岩石力学, 2016, **37**(1): 140 - 146. (ZHOU Hui, LU Jing-jing, HU Shan-chao, et al. Influence of curvature radius of tunnels excavation section on slabbing of hard brittle rockmass under high stress[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(1): 140 - 146. (in Chinese))
- [17] 张晓君, 王 栋, 肖 超, 等. 直墙拱形巷(隧)道岩爆试

- 验及劈裂与剪切分析[J]. 岩土力学, 2013, **34**(增刊 1): 35 - 40. (ZHANG Xiao-jun, WANG Dong, XIAO Chao, et al. Test of rockburst in straight-wall-top-arch roadways(tunnels) and its splitting and shearing failure analysis[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(S1): 35 - 40. (in Chinese))
- [18] 何满潮, 刘冬桥, 宫伟力, 等. 冲击岩爆试验系统研发及试验[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(9): 1729 - 1739. (HE Man-chao, LIU Dong-qiao, GONG Wei-li, et al. Development of a testing system for impact rockburst[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(9): 1729 - 1739. (in Chinese))
- [19] 刘冬桥, 何满潮, 汪承超, 等. 动载诱发冲击地压的实验研究[J]. 煤炭学报, 2016, **41**(5): 1099 - 1105. (LIU Dong-qiao, HE Man-chao, WANG Cheng-chao, et al. Experimental study on rock burst induced by dynamic load[J]. Journal of China Coal Society, 2016, **41**(5): 1099 - 1105. (in Chinese))
- [20] 范秋雁. 选择巷道合理开挖方向的力学分析[J]. 煤炭学报, 1990, **15**(3): 62 - 70. (FAN Qiu-yan. Mechanical analysis for choosing optimal orientation of underground opening[J]. Journal of China Coal Society, 1990, **15**(3): 62 - 71. (in Chinese))
- [21] DL/T 5195—2004 水工隧洞设计规范[S]. 2004. (DL/T 5195—2004 Specification for design of hydraulic tunnels[S]. 2004. (in Chinese))
- [22] MARTIN C D, READ R S, MARTINO J B. Observations of brittle failure around a circular test tunnel[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1997, **34**(7): 1065 - 1073.
- [23] MALAN D F. Time-dependent behaviour of deep level tabular excavations in hard rock[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1999, **32**(2): 123 - 155.
- [24] 刘 宁, 张春生, 褚卫江. 锦屏深埋大理岩破裂扩展的时间效应试验及特征研究[J]. 岩土力学, 2012, **33**(8): 2434 - 2444. (LIU Ning, ZHANG Chun-sheng, CHU Wei-jiang. Experimental research on time-dependent behavior of crack propagation in Jinping deep marble[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(8): 2434 - 2444. (in Chinese))
- [25] 顾金才, 顾雷雨, 陈安敏, 等. 深部开挖洞室围岩分层断裂破坏机制模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(3): 433 - 438. (GU Jin-cai, GU Lei-yu, CHEN An-min, et al. Model test study on mechanism of layered fracture within surrounding rock of tunnels in deep stratum[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(3): 433 - 438. (in Chinese))
- [26] 陈陆望, 白世伟, 殷晓曦, 等. 坚硬岩体中马蹄形洞室岩爆破坏平面应变模型试验[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(10): 1520 - 1526. (CHEN Lu-wang, BAI Shi-wei, YIN Xiao-xi, et al. Plane-strain model tests on rock-burst of horseshoe section caverns in hard and brittle rockmass[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(10): 1520 - 1526. (in Chinese))
- [27] 卢文波, 周创兵, 陈 明, 等. 开挖卸荷的瞬态特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(11): 2184 - 2192. (LU Wen-bo, ZHOU Chuang-bing, CHEN Ming, et al. Research on transient characteristics of excavation unloading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(11): 2184 - 2192. (in Chinese))
- [28] JIANG Q, FENG X T, FAN Y L, et al. In situ experimental investigation of basalt spalling in a large underground powerhouse cavern[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2017, **68**: 82 - 94.
- [29] 袁 亮, 顾金才, 薛俊华, 等. 深部围岩分区破裂化模型试验研究[J]. 煤炭学报, 2014, **39**(6): 987 - 993. (YUAN Liang, GU Jin-cai, XUE Jun-hua, et al. Model test research on the zonal disintegration in deep rock[J]. Journal of China Coal Society, 2014, **39**(6): 987 - 993. (in Chinese))
- [30] 左宇军, 马春德, 朱万成, 等. 动力扰动下深部开挖洞室围岩分层断裂破坏机制模型试验研究[J]. 岩土力学, 2011, **32**(10): 2929 - 2936. (ZUO Yu-jun, MA Chun-de, ZHU Wan-cheng, et al. Model test study of mechanism of layered fracture within surrounding rock of tunnels in deep stratum tunneling under dynamic disturbance[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(10): 2929 - 2936. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201906014

季节性冻土中土工格栅加筋特性试验研究

陈 榕^{1,2}, 王喜强^{1,2}, 郝冬雪^{*1,2}, 宋洋洋³, 薛 楠⁴

(1. 东北电力大学建筑工程学院, 吉林 吉林 132012; 2. 东北电力大学岩土工程研究所, 吉林 吉林 132012;

3. 国网昌吉供电公司, 新疆 昌吉 831100; 4. 浙江省送变电工程有限公司, 浙江 杭州 310020)

摘 要: 针对东北地区典型粉质黏土, 通过一系列土工格栅在冻土中的拉拔试验, 重点分析了土壤含水率及冻融循环作用对土工格栅加筋性能的影响, 并基于拉拔摩擦强度、表观摩擦系数、界面摩擦阻力和端承被动阻力等理论, 对试验数据进行了详细分析。研究发现: 含水率对土工格栅加筋效果存在明显抑制作用, 含水率从 20% 提高至 32% 时, 筋土界面摩擦阻力和端承被动阻力均减小 60% 以上。而当含水率一定时 ($w=24\%$), 冻融循环作用反而提高了土工格栅的加筋效果, 经历 7 次冻融循环后, 土工格栅加筋效果增幅为 30% 左右, 主要是横肋前端承被动阻力的提高, 而筋土间界面摩擦阻力变化不大。上述试验成果可为土工格栅在冻土地区的推广应用提供一定的理论依据。

关键词: 冻融循环; 季节性冻土; 土工格栅; 加筋特性

中图分类号: TU432

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-1101-07

作者简介: 陈 榕(1979—), 男, 辽宁沈阳人, 博士, 副教授, 主要从事土工合成材料加筋特性及软弱地基加固处理方法等方面的教学和科研。E-mail: lg1316cjh@126.com。

Experimental investigation on reinforced characteristics of geogrids in seasonal frozen soil

CHEN Rong^{1,2}, WANG Xi-qiang^{1,2}, HAO Dong-xue^{1,2}, SONG Yang-yang³, XUE Nan⁴

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Northeast Electric Power University, Jilin 132012, China; 2. Institute of Geotechnical

Engineering, Northeast Electric Power University, Jilin 132012, China; 3. State Grid Changji Electric Power Supply Company, Changji

831100, China; 4. Zhejiang Electric Transmission & Transformation Co., Ltd., Hangzhou 310020, China)

Abstract: A series of pullout tests to investigate the reinforced characteristics of geogrids in frozen soil are conducted in the laboratory under various moisture contents and different freeze-thaw cycles. Based on the theories about frictional strength, apparent friction coefficient, interface frictional resistance and passive resistance, the test data are analyzed. Some conclusions are drawn that the moisture content can obviously inhibit the effect of reinforcement. The interface frictional resistance and passive resistance both decrease to 40% while the moisture content increases from 20% to 32%. Then the moisture content is constant to 24%, the freeze-thaw cycles can improve the reinforcement effect of geogrids. Mainly for the passive resistance has a certain extent enhancement, but the interface frictional resistance nearly has no change. The experimental results are of referring value for the design of geogrids-reinforced earth structures.

Key words: freeze-thaw cycle; seasonal frozen soil; geogrid; reinforced characteristic

0 引 言

土工格栅对路基进行加筋处理后可显著改善路面的抗开裂性, 并可提高其整体稳定性, 在道路工程中已广泛应用。但对于土工格栅在冻土地区路基中的应用, 普遍认为冻土的冻胀融沉变形会大幅影响土工格栅的加筋效果。目前并没有独立的加筋技术和理论可供参考, 也正是由于相关理论的缺乏, 导致能否将土工格栅用于抑制冻土地区路基灾害的作用和效应问题一直处于争论当中。

Savage 等^[1]率先在美国阿拉斯加州冻土地区进行

了足尺的加筋路堤试验, 并对土工格栅加筋前和加筋后的路面纵向裂缝进行了对比, 从而验证了土工格栅对于防治冻土所产生冻胀灾害的有效性。由此, 国内外学术界与工程界专家逐渐认识到土工格栅对于工程冻害防治同样具有巨大的应用潜力及优势。汪恩良等^[2]学者专门针对低温条件下土工格栅的性能变化进行了

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51409045, 51308095); 吉林省科技厅优秀青年人才基金项目 (20170520105JH)

收稿日期: 2018-06-11

*通讯作者 (E-mail: haodongxue2005@126.com)

试验研究,发现土工格栅的抗拉性能基本不受冻融循环的影响,其拉伸力反而随着温度的降低而增大,屈服伸长率随着温度降低而下降。Haynes 等^[3]进一步以冰为介质,重点研究了加筋冰体的极限承载能力,并对土工格栅的低温加筋性能进行了详细分析。上述研究成果表明,在低温冻土地区采用土工格栅作为工程加筋材料是完全可行的。在实际工程方面,目前也已在青藏公路和铁路等高原多年冻土路段率先进行了小范围应用^[4-6]。基于上述路段实测数据发现:土工格栅能有效地减小冻土路堤的侧向位移;同时加筋后的路堤本体抗拉强度增大,且路面的裂缝发育较少,规模变小。裴建中等^[7]初步总结并提出了土工合成材料在多年冻土地区路基病害的处治措施,并针对一些灾害给出了相应的处治技术,但其同时也指出,应根据不同处治结构和当地实际条件,综合考虑土工合成材料的强度特性、构造特性、耐久性能、抗施工损伤性能等,进而选择合适的材料类型及其型号。可以说,土工格栅在冻土地区道路工程中的应用和研究仍处于起步阶段。

本文选取吉林地区典型土样,重点研究含水率和冻融次数对土工格栅加筋特性的影响,从拉拔应力与格栅位移、拉拔摩擦强度与土中含水率及冻融次数等方面定量分析土工格栅在冻土中的加筋效应,可为冻土地区土工加筋结构的合理设计提供理论依据。

1 拉拔装置及相关材料

1.1 拉拔装置

本次试验采用 TZY-1 型土工合成材料综合测定仪,上下剪切盒长、宽尺寸为 200 mm,高度均为 100 mm,其垂直载荷由气压控制,最大垂直载荷为 20 kN,其水平载荷由电机控制,最大水平载荷为 10 kN,相关传感器的量测精度为±1.5%。

1.2 填土的基本性质

本次试验土样取自东北电力大学东校区新建图书馆施工现场,土样埋深约为地下 1.5 m。将土样进行烘干、碾碎后过 2 mm 土工筛,去除大粒径砂砾,对所取土样进行室内常规试验,其基本性质参数见表 1。本次试验土样为粉质黏土。

表 1 土的基本性质参数

Table 1 Basic properties of soil				
G_s	$w_p/\%$	$w_L/\%$	$\rho_{dmax}/(g\cdot cm^{-3})$	$w_{op}/\%$
2.72	25.3	36.6	1.74	24

1.3 土工格栅性能指标

本次试验选用青岛旭域土工材料股份有限公司生产的 PP 双向土工格栅,型号为 TGSG3030,几何特性如图 1 所示。

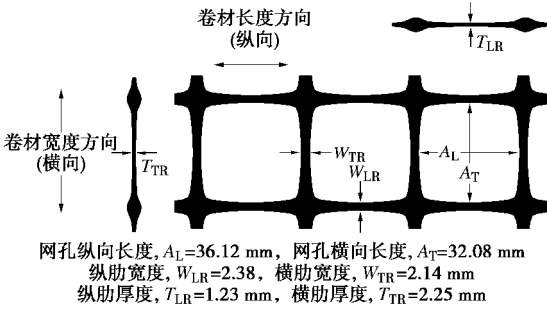


图 1 双向土工格栅几何尺寸

Fig. 1 Geometric dimensions of biaxial geogrid

1.4 试样制备

将土样烘干后粉碎过筛,分别配制含水率为 20%, 24%, 28%, 32% 试样。将配制好的土试样密封,放置 12 h,使土与水充分混合。随后将配制好的试样放入拉拔试验所用的试验槽中,分层击实,直至填满下剪切盒,在上下剪切盒中间放置土工格栅,然后将土样放入上盒击实,并用销钉固定上下剪切盒。将上述制备好的拉拔试样放入数控恒温冻融箱中进行冻融处理,为减小冻融过程中水分流失,用塑料薄膜将试样包裹,用塑封机密封。冻结温度选择为-15℃,冻结时间为 12 h,融化温度为+15℃,融化时间为 12 h,冻融循环次数分别为 0, 1, 4, 7 次。

表 2 试验分组及结果

Table 2 Programs and results of pullout tests					
影响因素	试样编号	含水率 $w/\%$	冻融循环 次数 n	法向荷载 σ_n/kPa	拉拔摩擦强度峰值/ kPa
含水率	A1	20	0	25	27.7
	A2			50	41.5
	A3			75	49.6
	A4			100	55.4
	A5			25	16.9
	A6	24	0	50	27.7
	A7			75	37.3
	A8			100	45.0
	A9			25	15.0
	A10	28	0	50	21.9
	A11			75	26.5
	A12			100	35.8
	A13			25	13.5
	A14	32	0	50	15.4
	A15			75	22.7
	A16			100	29.2
冻融循环次数	B1	24	1	25	19.2
	B2			50	31.2
	B3			75	38.9
	B4			100	45.8
	B5			25	21.5
	B6	24	4	50	35.4
	B7			75	45.8
	B8			100	53.1
	B9			25	23.1
	B10	24	7	50	42.3
	B11			75	48.1
	B12			100	54.2

1.5 试验方法

本次试验采用应变控制式拉拔方法。根据室内常

规试验结果, 将土工格栅上、下土层压实度控制为95%。在格栅拉拔试验中, 为确保实验过程中土工格栅有完整网孔, 土工格栅宽度选为65 mm; 为了方便格栅前端夹具安装及保证拉拔过程中筋土之间总体接触面积不变, 在填土槽前后共预留25 cm格栅长度。试验中填土法向荷载分别为25, 50, 75, 100 kPa。拉拔速率为2.2 mm/min, 整个试验过程始终保持匀速。当格栅拉拔位移达到30 mm时, 终止试验并记录相关数据。试验分组及拉拔试验结果如表2。

2 筋土界面理论及相关参数

分析土工格栅拉拔试验结果前需进行以下两个假定: ①土工格栅在拔出时, 它与土体的上下界面摩擦剪应力分布是均匀的; ②格栅上下界面的均布剪应力与拔出力满足静力平衡条件。

2.1 拉拔摩擦强度

拉拔摩擦强度是反映筋-土之间的加筋效果的主要指标, 具体定义如下:

$$t_p = T_p / (2LB) \quad (1)$$

式中 t_p 为拉拔摩擦强度 (kPa); T_p 为实测的土工格栅拉拔阻力值 (kN); L 为试样埋在土体内的长度 (m); B 为试样埋在土体的宽度 (m)。

2.2 表观摩擦系数 (似摩擦系数)

表观摩擦系数是反映筋-土间摩擦效应的综合强度参数, 也称似摩擦系数, 定义为剪应力与对应法向应力的比值^[8]:

$$f^* = t_{p, \max} / s_n \quad (2)$$

式中, f^* 为筋-土界面表观摩擦系数, $t_{p, \max}$ 为拉拔摩擦强度的峰值, s_n 为格栅所受法向应力。

2.3 界面摩擦阻力和端承被动阻力

如分别考虑土工格栅的横、纵肋加筋作用, 可进一步将土工格栅拉拔力分为以下两部分: ①产生于格栅表面的界面摩擦阻力; ②产生于格栅横肋前的端承被动阻力, 具体如图2所示。

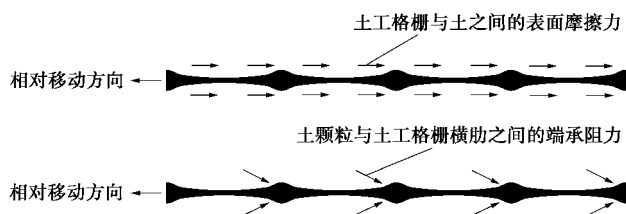


图2 土工格栅拉拔力示意图

Fig. 2 Sketch of pullout forces on geogrid

界面摩擦阻力具体表达式如下:

$$F_f = c_s + A_s s_n \tan \delta \quad (3)$$

式中, c_s 为筋土间界面黏聚力, A_s 为土工格栅的真实

摩擦面积, s_n 为格栅所受法向应力, δ 为格栅与土之间的界面摩擦角, 而 $\tan \delta$ 即为筋土间界面摩擦系数, 可用 f 表示。

横肋所产生的端承被动阻力比较复杂, 只能通过格栅拉拔试验确定, 其具体表达式如下:

$$F_b = A_b (cN_c + s_n N_q) \quad (4)$$

式中 A_b 为土工格栅横肋的端承面积; c 为土体黏聚力, s_n 为格栅所受法向应力; N_c 和 N_q 为被动阻力影响因子。 N_q 的表达式主要依赖于横肋前土体的破坏模式, $N_c = \cot j (N_q - 1)$ 。

目前主要存在两种横肋破坏模式理论: Peterson等提出的常规剪切破坏模式 (general shear failure mode)^[9]和 Jewell 等^[10]提出的冲剪破坏模式 (punching failure mode)。

常规剪切破坏模式中:

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{f}{2} \right) \exp(\pi \tan f) \quad (5)$$

冲剪破坏模式中:

$$N_q = \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{f}{2} \right) \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} + f \right) \tan f \right] \quad (6)$$

式中, f 为土体的剪切摩擦角。

3 试验结果及理论分析

3.1 土壤含水率影响

为了分析土壤含水率对格栅加筋效果的影响, 本文共进行了16组拉拔试验, 具体如表2所示。试验中发现: 在不同法向荷载作用下, 随着含水率的提高, 格栅拉拔力均出现了不同程度的下降。由于篇幅所限, 此处以50 kPa法向荷载作用下试验为例, 绘制了4种含水率下的土工格栅拉拔阻力曲线, 如图3所示。

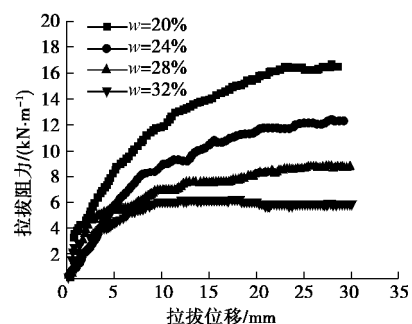


图3 不同含水率下拉拔阻力与位移关系 ($s_n = 50$ kPa)

Fig. 3 Relationship between pullout resistance and displacement under various moisture contents ($s_n = 50$ kPa)

从图3可以看出, 拉拔阻力位移曲线可分为3个阶段: 初期线性阶段, 中期过渡阶段和后期磨合阶段^[11]。土工格栅拉拔阻力曲线在4种含水率工况下呈现明显差异性发展。当含水率较小时 ($w=20\%$), 土工格栅

加筋效果最佳,其过渡阶段较长,拉拔位移在 25 mm 左右时,拉拔阻力达到峰值;随着含水率增加,当含水率较大时 ($w=32\%$),拉拔位移在 10 mm 左右时,土工格栅拉拔阻力即达到稳定,其曲线过渡阶段明显变短,而且其拉拔阻力峰值也明显降低,降幅高达 65%。

基于上述拉拔阻力曲线,提取不同法向荷载及含水率下曲线的峰值,并依据式(1)进行处理,可推求不同工况下土工格栅拉拔摩擦强度峰值,如图 4 所示。可发现以下规律:①对于含水率相同的土样,土工格栅拉拔摩擦强度随着法向应力的增大而增大;②在相同法向应力作用下,拉拔摩擦强度随着含水率的增大明显降低。基于上述规律看出,含水率变化对土工格栅在粉质黏土中的加筋效果存在显著的影响,但可通过提高法向荷载适当提高土工格栅的加筋作用。

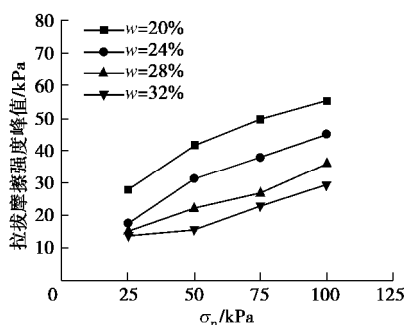


图 4 不同含水率下峰值拉拔摩擦强度与法向荷载关系曲线

Fig. 4 Relationship between pullout friction strength and normal stress under various moisture contents

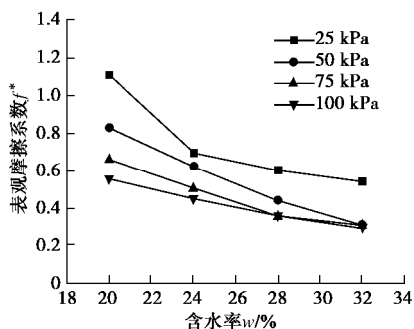


图 5 表观摩擦系数与含水率关系

Fig. 5 Relationship between interface apparent friction coefficient and moisture content

进一步基于式(2),推求土工格栅在不同含水率下的表观摩擦系数,如图 5 所示。可看出以下规律:①在同一含水率情况下,法向荷载越大,筋-土间表观摩擦系数反而降低。这说明筋土间加筋效果并不与格栅所承受的法向荷载成正比;②在同一法向荷载下,表观摩擦系数均随着含水率的增大迅速减小,且降幅高达 50% 以上。这说明加筋结构中需重点考虑土壤含水率对筋材加筋效果的影响,在某些降水频繁地区,

加筋挡土结构物中需特别加强隔水及排水设施的设置。

3.2 冻融循环次数影响

为了分析冻融循环对土工格栅加筋效果的影响,本文制备了含水率为 24% 的重塑粉质黏土土样,在其中埋入格栅后整体置于冻融循环箱,分别进行了 1, 4, 7 次冻融循环作用,随后在常温下针对 25, 50, 75, 100 kPa 4 种法向荷载进行了共计 12 组拉拔试验,具体试验结果如表 2 所示。

试验中发现:在同一法向荷载作用下,随着冻融循环次数的增加,土工格栅拉拔力均出现了不同程度的上升。以 50 kPa 法向荷载为例,在图 6 中绘制了 4 种冻融次数下的土工格栅拉拔阻力曲线。可以看出,随着冻融次数的持续增加,土工格栅拉拔阻力曲线出现较明显的提高,在经历 7 次冻融循环后,其拉拔阻力峰值增幅超过 40%,这说明冻融循环对土工格栅在粉质黏土中的加筋效果有一定的提升作用。图 7 为不同冻融次数下拉拔摩擦强度与法向荷载关系曲线,可发现土工格栅拉拔摩擦强度随着法向应力的增大而增加;在未经冻融循环时,曲线基本呈线性增长趋势;但随着冻融循环次数的提高,曲线逐渐呈非线性趋势,且冻融循环次数越高,曲线的非线性趋势越明显。

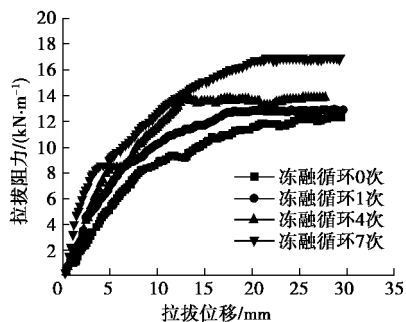


图 6 不同冻融循环次数下拉拔阻力与位移关系 ($S_n=50$ kPa)

Fig. 6 Relationship between pullout resistance and displacement under various freeze-thaw cycles ($S_n=50$ kPa)

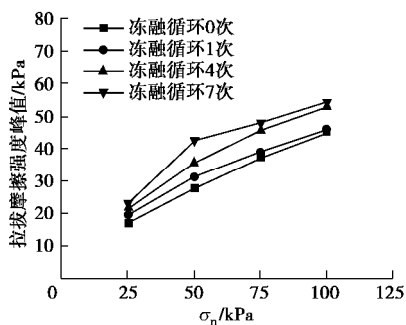


图 7 不同冻融次数下拉拔摩擦强度与法向荷载关系曲线

Fig. 7 Relationship between pullout friction strength and normal stress under different freeze-thaw cycles

土工格栅的表观摩擦系数与冻融循环次数关系曲

线如图 8 所示。由图可见：①在同一冻融次数下，随着法向应力的增大，筋土界面间表观摩擦系数呈降低趋势。当法向应力增加到 100 kPa 时，相比较 25 kPa 条件下的表观摩擦系数减小了 30%~40%。②在同一法向荷载下，随着冻融循环次数的增加，筋土界面间的表观摩擦系数有一定的提高趋势，但法向荷载越高，该提高趋势越不明显。当法向应力为 100 kPa 时，筋土间表观摩擦系数始终保持在 0.5 左右。由此说明冻融循环并不会降低土工格栅的加筋效果，反而在法向应力较低情况下，土工格栅的加筋性能会得到小幅增强。

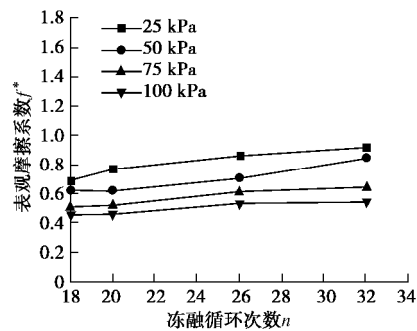


图 8 表观摩擦系数与冻融循环次数关系

Fig. 8 Relationship between interface apparent friction coefficient and freeze-thaw cycles

3.3 界面摩擦阻力分析

为更加准确地了解土工格栅在冻土中的加筋机理，本文进一步对土工格栅拉拔阻力所包含的界面摩擦阻力进行独立分析。在上述不同含水率和不同冻融循环条件下进行土工格栅纵向肋条独立拉拔试验，并将数据基于式 (3) 进行处理，以此获得格栅与土体之间的界面黏聚力和界面摩擦系数，相关数据曲线如图 9, 10 所示。

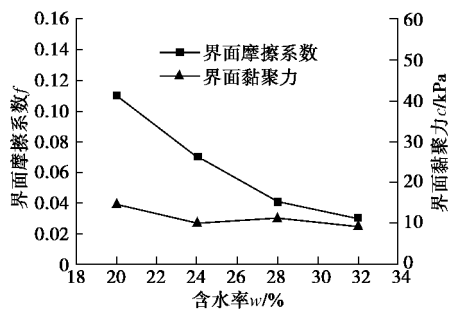


图 9 界面摩擦系数与含水率关系 ($n=0$)

Fig. 9 Relationship between interface friction coefficient and moisture content ($n=0$)

从图 9 可以看出，筋土间存在一定的界面黏聚力，当含水率提高时，筋土间界面黏聚力呈小幅波动，整体幅值略有下降；而界面摩擦系数下降更为明显，当含水率从 20% 提升至 32% 时，界面摩擦系数下降幅度

高达 73%。这也从侧面反映了含水率所导致界面摩擦阻力失效主因为筋土间摩擦作用的丧失。将图 9 进一步与图 5 对比，可以看出筋土间真实界面摩擦系数远远小于表观摩擦系数，这说明在整体加筋作用中筋土间摩擦效应仅占次要部分，主要部分为端承被动阻力。

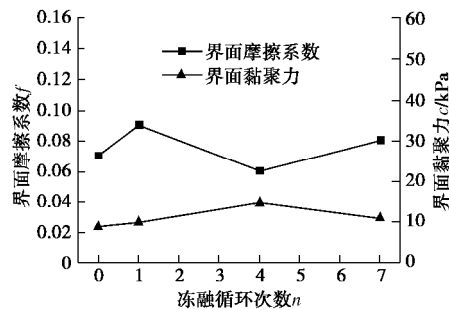


图 10 界面摩擦系数与冻融循环次数关系 ($w=24\%$)

Fig. 10 Relationship between interface friction coefficient and freeze-thaw cycles ($w=24\%$)

由图 10 可见，随冻融循环次数增加，界面摩擦系数在 0.06~0.09 间波动变化，界面黏聚力在 9~11 kPa 间波动变化，两曲线整体波动幅值均不大。与含水率相比，冻融循环次数对筋土间界面摩擦阻力的影响不大。

3.4 端承被动阻力分析

对于土工格栅横肋前所产生的被动阻抗作用，基于式 (4) 可发现，横肋被动阻抗作用主要与土体抗剪强度指标有关，故针对同种粉质黏土进行相关试验，得到了不同含水率及不同冻融循环次数条件下的土体内摩擦角及黏聚力的变化规律。具体如表 3 所示。

表 3 土体抗剪强度指标

Table 3 Shear strength indices of soil				
影响因素	含水率 $w/\%$	冻融循环次数 n	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $j/(^{\circ})$
含水率	20	0	118.3	21.7
	24		120.6	15.8
	28		108.5	13.5
	32		95.8	10.8
冻融循环次数	24	1	90.5	17.8
		4	83.0	20.5
		7	67.1	23.4

将上述土性参数代入式 (4)~(6)，可推求常规剪切破坏模式和冲剪破坏模式下土工格栅横肋所产生的端承被动阻力。进一步将拉拔试验数据进行处理，基于格栅实际尺寸参数和式 (3)，计算并去除筋土间界面摩擦阻力，从而获得土工格栅端承阻力试验值。进一步将该试验值与两种横肋破坏模式下端承阻力的理论值进行对比，如图 11, 12 所示。从图中曲线可以看出，基于常规剪切破坏理论的横肋端承阻力值明显高于冲剪破坏理论。相关研究已建议，这两种理论值可分别作为横肋承载分量的上限和下限^[7, 11]。

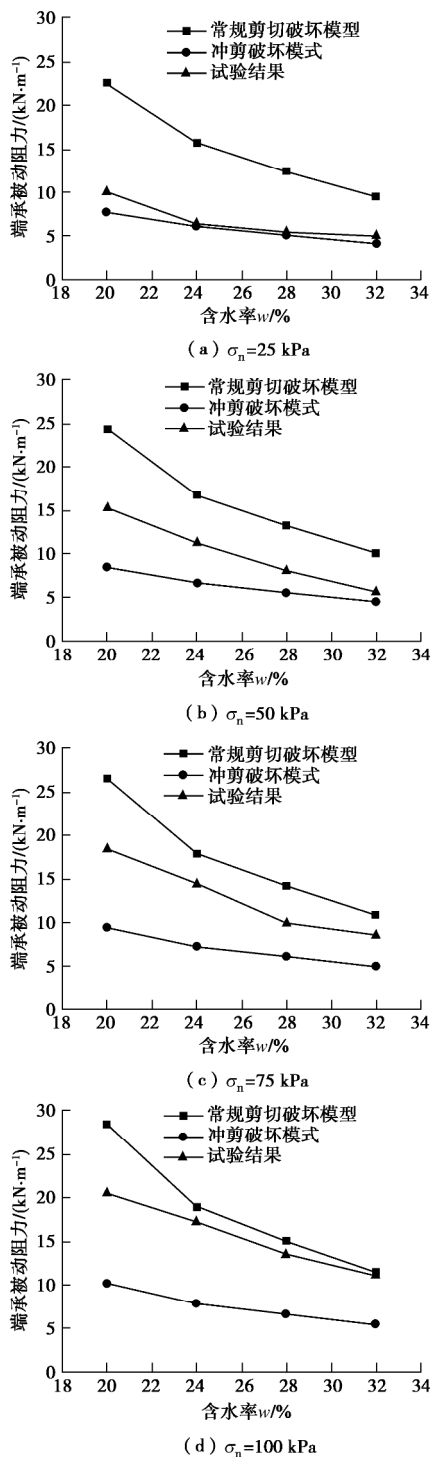
图 11 不同含水率下端承被动阻力理论与试验值对比 ($n=0$)

Fig. 11 Theoretical and experimental passive resistances under various moisture contents ($n=0$)

图 11 表明,理论曲线变化趋势与试验数据曲线趋势吻合,且不论采用哪种横肋破坏理论,其横肋端承阻力曲线均随着含水率的提高逐渐降低,降幅高达 40%~60%,这说明含水率对格栅的端承被动阻力同样具有严重影响。当法向应力较低时,端承被动阻力的试验曲线基本接近冲剪破坏模式下的理论曲线,而随着法向应力的提高,拉拔阻力试验曲线逐渐接近常规剪切破坏曲线,这说明在低应力情况下,格栅横肋

前破坏模式更趋于冲剪破坏模式,在高应力情况下,格栅横肋破坏模式更符合常规剪切破坏模式。当土样含水率为 32% 时,随着法向应力的提高,其端承被动阻力值几乎从理论下限提升为理论上限。这说明随着含水率提高,上述变化规律越明显。

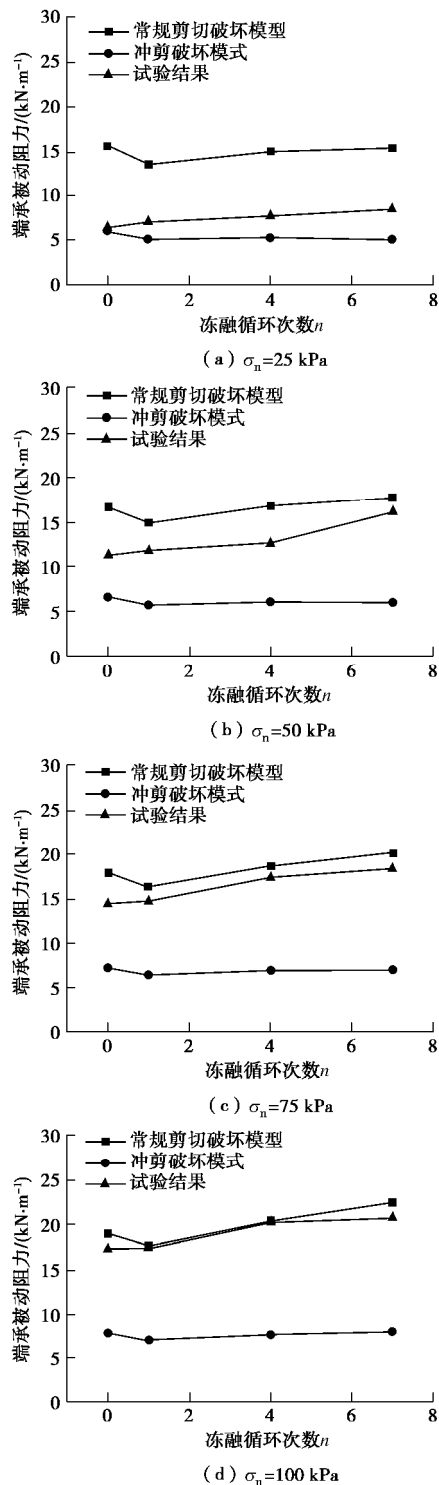
图 12 不同冻融循环次数下端承被动阻力理论与试验值 ($w=24\%$)

Fig. 12 Theoretical and experimental passive resistances under various freeze thaw cycles ($w=24\%$)

从图 12 可以看出,端承被动阻力试验曲线随着法

向应力的提高逐渐上移,这也意味着横肋前土体破坏模式逐渐由冲剪破坏模式转变为常规剪切破坏模式。当法向应力一定时,随着冻融次数的提高,端承被动阻力出现了一定程度的提高,提升幅值在 20%~30%。究其原因,主要是由于粉质黏土在冻融循环作用下土体黏聚力呈小幅降低,但内摩擦角出现了明显提高,由此导致横肋前土体更不易发生剪切破坏,进而提高了土工格栅的端承被动阻力。

4 结 论

本文通过一系列室内土工格栅拉拔试验和冻土强度特性试验,进行了土工格栅在冻土中的加筋特性研究,得到了以下 4 点结论。

(1)筋土间表观摩擦系数随着含水率的增大迅速减小,且降幅高达 50%以上。这说明在土工格栅加筋结构设计中,需重点考虑土壤含水率对筋材加筋效果的影响。

(2)随着冻融循环次数的增加,筋土间表观摩擦系数并没有下降,反而在低应力下有一定的提高。这从侧面说明冻融循环作用并不会降低土工格栅的加筋效果,因此采用土工格栅加筋方法对季节性冻土进行治理是可行的。

(3)基于界面摩擦阻力理论分析发现,当含水率提高时,筋土间界面黏聚力略有下降,而界面摩擦系数下降明显。冻融循环次数增加时,筋土间界面黏聚力和界面摩擦系数均呈小范围波动趋势,冻融循环作用对筋土间界面摩擦阻力的影响不大。

(4)基于端承被动阻力理论分析发现,随着含水率提高,横肋端承被动阻力明显降低;而在含水率一定时,随着冻融循环次数增加,土工格栅横肋的加筋效果呈小幅提高趋势,再一次验证了采用土工格栅对季节性冻土加筋的有效性。

参考文献:

- [1] SAVAGE B M. Use of geogrids for limiting longitudinal cracking in roads on permafrost[R]. Alaska: State of Alaska, Department of Transportation and Public Facilities, 1991.
- [2] 汪恩良, 徐学燕. 低温条件下塑料土工格栅拉伸特性的试验研究[J]. 岩土力学, 2008, **29**(6): 1507 - 1511. (WANG En-liang, XU Xue-yan. Experimental study on tensile characteristics of plastic geogrid under low temperature[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(6): 1507 - 1511. (in Chinese))
- [3] HAYNES F D, COLLINS C M, OLSON W W. Bearing capacity tests on ice reinforced with geogrids[R]. The American Society of Mechanical Engineers, 1992.
- [4] 马 巍, 刘 端, 吴青柏. 青藏铁路冻土路基变形监测与分析[J]. 岩土力学, 2008, **39**(3): 571 - 579. (MA Wei, LIU Duan, WU Qing-bai. Monitoring and analysis of embankment deformation in permafrost regions of Qinghai-Tibet Railway[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **39**(3): 571 - 579. (in Chinese))
- [5] 苏 艺, 许兆义, 王连俊. 青藏高原多年冻土区铁路加筋路堤的变形特征研究[J]. 岩土工程学报, 2004, **26**(1): 115 - 119. (SU Yi, XU Zhao-yi, WANG Lian-jun. Study on deformation characters of reinforced embankment in permafrost regions of Qinghai-Tibet Railway[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(1): 115 - 119. (in Chinese))
- [6] 王引生. 土工格栅在青藏铁路多年冻土区路基工程中的应用[J]. 冰川冻土, 2003, **25**(3): 355 - 358. (WANG Yin-sheng. Application of geotechnical lattices to subgrade engineering in the permafrost regions of the Qinghai-Tibet Railway[J]. Journal of glaciology and geocryology, 2003, **25**(3): 355 - 358. (in Chinese))
- [7] 裴建中, 窦明健, 胡长顺, 等. 土工合成材料在多年冻土地区路基病害处治中的应用技术研究[J]. 冰川冻土, 2002, **24**(6): 785 - 789. (PEI Jian-zhong, DOU Ming-jian, HU Chang-shun, et al. Application of geosynthetics for treatment of subgrade troubles in permafrost regions[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2002, **24**(6): 785 - 789. (in Chinese))
- [8] 郑俊杰, 曹文昭, 周燕君, 等. 三向土工格栅筋-土界面特性拉拔试验研究[J]. 岩土力学, 2017, **38**(2): 317 - 324. (ZHENG Jun-jie, CAO Wen-zhao, ZHOU Yan-jun, et al. Pull-out test study of interface behavior between triaxial geogrid and soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(2): 317 - 324. (in Chinese))
- [9] PETERSON L M, ANDERSON L R. Pullout resistance of welded wire mats embedded in soil[R]. Utah: Utah State University, 1980.
- [10] JEWELL R A, MILLIGAN G W E, SARSBY R W, et al. Interaction between soil and geogrids[C]// Proc Symp on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, Science and Engineering Research Council and Netlon Limited. London, 1984: 18 - 30.
- [11] 陈 榕, 郝冬雪, 栾茂田, 等. 土工格栅横肋与纵肋加筋机理研究[J]. 建筑材料学报, 2013, **16**(6): 544 - 548. (CHEN Rong, HAO Dong-xue, LUAN Mao-tian, et al. Reinforcement mechanism of transverse and longitudinal geogrid ribs[J]. Journal of Building Materials, 2013, **16**(6): 544 - 548. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201906015

考虑渣土特征的盾构施工力学动态耦合仿真研究

肖超^{1, 2, 3}, 谭立新^{2, 3}, 陈仁朋¹, 钟志全^{2, 3}, 阳军生⁴

(1. 湖南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410075; 2. 中国建筑技术中心, 北京 101300; 3. 中国建筑第五工程局有限公司, 湖南 长沙 410004;

4. 中南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410075)

摘要: 土压平衡盾构渣土作为开挖面支护力与土仓压力之间的传递介质, 其力学性能直接影响到土仓压力的控制、开挖面支护力大小和地层变形等。通过编制离散元和有限差分耦合程序, 模拟了土压平衡盾构机动态掘进过程, 分析了渣土改良对土仓压力传递性和开挖面地层响应的影响。研究表明: 盾构掘进过程中土仓压力会出现一定的波动幅度, 越靠近刀盘, 压力的波动幅度越大。刀盘转动角度对土仓压力有一定的影响。刀盘面板转至监测点水平线上时土压力较大, 刀盘开口转至监测点水平线上时土压力较小。渣土改良能增大土仓压力传递系数, 降低土仓压力的离散性。压力传递系数不是一个稳定值, 而是一个受刀盘转动角度影响的变化值。

关键词: 土压平衡盾构; 渣土改良; 耦合分析; 土仓压力; 地层变形

中图分类号: TU445.4

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-1108-08

作者简介: 肖超(1986—), 男, 博士, 从事城市地铁方面的研究。E-mail: xiaochao317@qq.com。

Dynamic coupling simulation of shield construction mechanics considering characteristics of soils

XIAO Chao^{1, 2, 3}, TAN Li-xin^{2, 3}, CHEN Ren-peng¹, ZHONG Zhi-quan^{2, 3}, YANG Jun-sheng⁴

(1. School of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410075, China; 2. China State Construction Technical Center, Beijing

101300, China; 3. China Construction Fifth Engineering Division Corp., Ltd., Changsha 410004, China; 4. School of Civil Engineering,

Central South University, Changsha 410075, China)

Abstract: The soils are a transfer medium between supporting force of excavation face and earth pressure of soil chamber, and their performance directly affect the control of earth pressure of soil chamber, the supporting force of excavation faces, and the deformation of soil stratum, and subsequently the stability of surrounding buildings. Through the preparation of coupling procedures between discrete element and finite difference element, the dynamic excavation process of earth pressure balance shield is realized, and the effects of soil conditioning on transfer of earth pressure and response of excavation surface formation are analyzed. The results show that the earth pressure of soil chamber is not a stable value, which is a certain range of fluctuations, and the closer its distance to the cutterhead, the greater the pressure fluctuations in the process of shield tunneling. Under the excavation of shield machine, the rotation angle of cutterhead has certain influences on the internal and external earth pressures of soil chamber. The pressures are relatively large when the panel of cutterhead goes to the horizontal line of the monitoring point, whereas they are relatively small when the opening of cutterhead goes to the horizontal line of the monitoring point. The soil conditioning increases the transfer coefficient, which is not a constant, but a variable value affected by the rotation angle of cutterhead, and it reduces dispersion of earth pressures.

Key words: earth pressure balance shield; soil conditioning; coupling analysis; earth pressure of soil chamber; deformation of soil stratum

0 引言

土压平衡盾构掘进过程中刀盘切削下来的渣土流塑性和压力传递性较差, 容易出现结泥饼(黏性较大的地层)、喷涌(富水砂层)、刀盘刀具磨损和能耗较高等不利情况, 严重影响盾构掘进效率和开挖面的稳定性^[1-2]。为了避免这些不利情况的发生, 可通过刀

盘面板和土仓隔板上的喷口注入改良剂, 实现土仓内和开挖面渣土的改良, 使其具备流塑性良好的特性。

基金项目: 国家自然科学基金项目(51878669)

收稿日期: 2018-06-05

*通讯作者(E-mail: xiaochao317@qq.com)

土仓内渣土作为开挖面支护力与土仓压力之间力的传递介质, 其力学性能的好坏直接影响到土仓压力的控制、开挖面支护力和地层变形等^[3-5]。土仓压力监测元器件一般位于土仓隔板上, 其测得的压力为土仓压力, 而非开挖面支护力, 土仓压力只能间接的反映开挖面支护力 (图 1)。土仓压力传递性表示隔板上土仓压力与开挖面支护力之间的关系^[6], 目前国内外学者对土仓压力的传递性进行了一定的研究, 李向红等^[7]利用直径 1800 mm 的土压力平衡盾构模拟试验平台在软土和砂土地层中掘进的模拟试验, 获得了土仓外土压力与土仓内土压力差值变化曲线。王新洪^[8]利用流体力学理论推导出土仓内外压差的计算公式。武力等^[9]依托某地铁盾构施工工程, 采用离散元 PFC^{3D}对土仓内外压力进行了分析。Bezuijen 等^[10]依托荷兰博特莱克铁路盾构隧道工程, 通过土仓隔板上和刀盘面板前后方土压力测试元器件, 总结了盾构施工过程中土仓压力和开挖面支护压力的关系。上述的研究认为土仓内外存在一定的压差, 其受到地层类型和刀盘开口率的影响。但上述研究并未考虑土仓压力传递介质渣土的力学性能, 未分析不同渣土力学性能情况下土仓内外压差之间的关系。

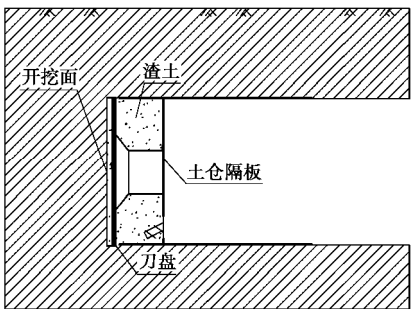


图 1 盾构机示意图
Fig. 1 Schematic diagram of shield machine

1 耦合分析原理

离散元数值分析方法基于颗粒流理论, 其不像有限元分析方法那样假设地层为连续介质, 在模拟岩土大变形方面具有较大的优势^[11-13], 但受到计算机硬件限制, 离散元分析过程中颗粒数量不能过多。而相对于离散元, 有限元连续性假设大大提高了计算效率, 但其不能分析砾砂、渣土等散体材料的流动性。盾构机掘进过程中, 刀盘切削下来的渣土进入土仓, 再通过螺旋输送机排出, 有限差分软件无法模拟渣土颗粒大变形问题。因此基于离散元和有限差分的优缺点, 采用离散元和有限差分耦合方式模拟砂砾地层土压平衡盾构的掘进过程是合理的。

耦合分析过程中大变形区域采用离散元模拟, 其

他区域则采用有限差分模拟。有限差分与离散元的耦合是通过两者交界面相互交换数据而实现 (图 2, 3)。

$$U^n = R^B - d \quad , \quad (1)$$

$$K^n = \frac{k_n^{[W]}k_n^{[B]}}{k_n^{[W]} + k_n^{[B]}} \quad , \quad (2)$$

$$F_i^n = K^n U^n n_j \quad , \quad (3)$$

式中, U^n 为球与墙的重叠量, d 为沿着球中心点与墙的最短距离, R^B 为球体的半径, K^n 为法向刚度, $k_n^{[W]}$ 为墙体的法向刚度, $k_n^{[B]}$ 为球体的法向刚度。

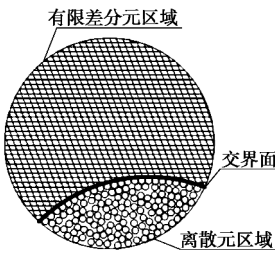


图 2 离散元与有限差分交界面示意图
Fig. 2 Schematic diagram of interface between discrete element and finite difference element

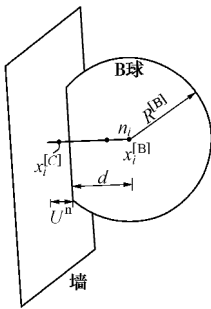


图 3 墙与球接触示意图
Fig. 3 Schematic diagram of contact between ball and wall

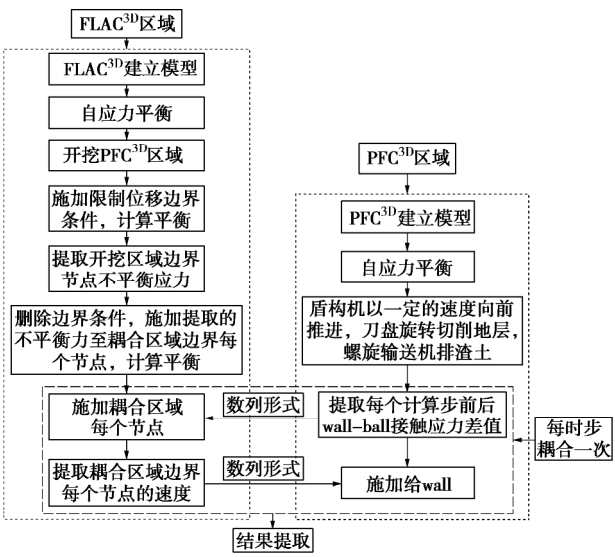


图 4 耦合分析流程图
Fig. 4 Flow chart of coupling analysis

每个计算时步之前,提取交界面处离散元区域墙与球的接触力(见式(1)~(3)),通过数据传输通道将接触力以应力边界形式传递给有限差分域,施加给交界面处有限差分的节点。每个计算时步之后,提取交界面处有限差分区域节点的速度,通过数据传输通道将速度以位移边界形式传递给离散元,施加给交界面处离散元的墙。每个计算时步,离散元区域与有限差分区域交换一次数据,具体耦合分析过程见图4。

2 耦合力学参数的确定

耦合分析前,需获得离散元和有限差分的力学参数。对于有限差分的参数,采用室内试验的方式确定;对于离散元的参数,采用PFC^{3D}反演的方式确定。

2.1 渣土的力学性能实验

盾构掘进过程中改良剂从刀盘面板喷口或土仓隔板上喷口不断喷出,并与即将进入土仓或土仓内渣土混合,形成改良渣土。改良后的渣土其透水性较差,且渣土不断被螺旋输送机输送出,渣土来不及排水固结,故选用三轴快剪试验。试验依托南昌地铁1号线区间盾构工程,选用粒砂作为试验材料^[14],共设置9组试验(表1)。

表1 砾砂渣土快剪试验统计

Table 1 Test program of gravel sand					
改良前含水率/%	孔隙率/%	改良剂	添加比/%	密度/(g·cm ⁻³)	围压/kPa
11.2	43.7	无	0	1.71	100
		无	0	1.71	140
		无	0	1.71	200
		膨润土泥浆	20	2.05	100
		膨润土泥浆	20	2.05	200
		膨润土泥浆	20	2.05	300
		聚合物	20	1.93	100
		聚合物	20	1.93	200
		聚合物	20	1.93	300

注:改良前含水率为未考虑改良剂所增加的含水率,密度为常压下试样的密度。

试验所用改良剂为膨润土泥浆和聚合物对渣土进行改良。其中膨润土采用钠基膨润土(粒度200 μm,密度为2.5 g/cm³,膨胀比大于30),膨润土:水按质量比1:8进行膨化,形成膨润土泥浆。聚合物采用康达特品牌。试验改良剂添加比为20%。根据规范要求,轴向剪切应变速率为每分钟应变0.5%,每0.2 mm记录一次测力计读数和轴向变形值^[14]。

通过对试验数据进行整理分析,获得了渣土的应力-应变关系(图5~7),分析可知改良后和未改良

渣土的应力-应变曲线接近硬化型,即随着应变增加应力逐渐增大,直到进入临界破坏状态,改良剂的添加不会影响渣土应力应变硬化型特征。基于渣土的应力-应变曲线,分析其莫尔包络线,获得了渣土的力学参数(表2)。分析可知采用膨润土改良时,渣土的黏聚力出现小幅度增大;而渣土的内摩擦角大幅度减小;采用聚合物改良时,渣土的黏聚力出现大幅度增大;而渣土的内摩擦角大幅度减小。

表2 砾砂渣土的内摩擦角和黏聚力

Table 2 Internal friction angles and cohesions of gravel sand		
改良方式	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)
0%	0.0	34
20% 高分子聚合物	31.7	12
20% 膨润土泥浆	5.0	19

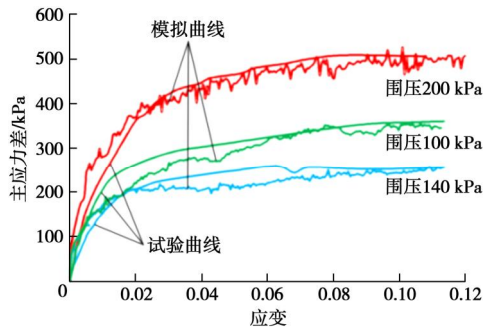


图5 工况1渣土应力-应变曲线

Fig. 5 Stress-strain curves of soils under working condition 1

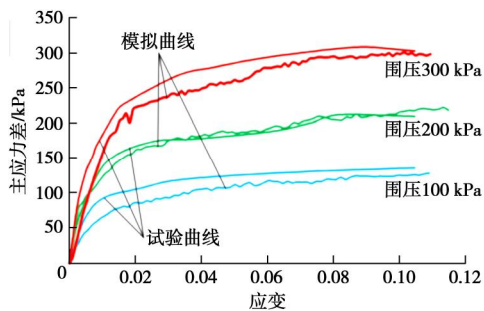


图6 工况2渣土应力-应变曲线

Fig. 6 Stress-strain curves of soils under working condition 2

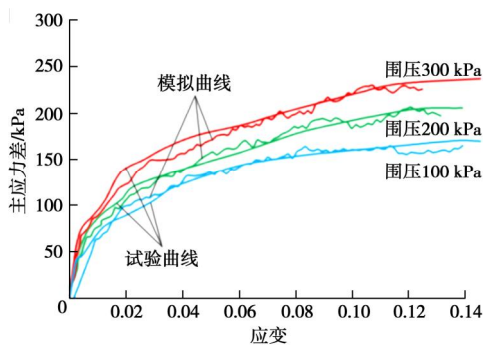


图7 工况3渣土应力-应变曲线

Fig. 7 Stress-strain curves of soils under working condition 3

2.2 离散元微观力学参数反演

相对于有限差分的宏观力学参数, 离散元参数的微观力学参数获得相对困难。为了获得离散元颗粒的微观参数, 基于室内渣土三轴试验数据, 采用 PFC^{3D} 软件对室内三轴试验进行模拟, 以反演颗粒的微观参数。

本次离散元微观参数反演共设置 3 种工况, 分别对应渣土试验的 3 种渣土。工况 1、工况 2 和工况 3 分别对应未改良渣土、20% 膨润土泥浆改良渣土和 20% 聚合物改良渣土, 具体见表 3。

PFC^{3D} 中颗粒本构模型由 3 部分组成, 分别为刚度模型、滑移模型和黏结模型。刚度模型表示接触力和相对位移之间呈现出弹性关系; 滑移模型表示剪切与法向接触力之间的关系, 使得两个接触球之间能产生滑移; 黏结模型表示颗粒之间存在一定的黏结力。考虑渣土的力学参数, 未改良渣土模型选用刚度模型和滑移模型的结合, 改良渣土选用刚度模型、滑移模型和黏结模型的结合 (表 3)。

表 3 耦合参数反演工况表

Table 3 Inversion of coupling parameters under different working conditions			
工况	改良剂	添加比/%	模型
1	无	0	刚度模型和滑移模型
2	膨润土泥浆	20	刚度模型、滑移模型和黏结模型
3	高分子聚合物	20	刚度模型、滑移模型和黏结模型

通过模拟获得了渣土的反演曲线 (图 5~7)。对比试验曲线和模拟曲线可知: 两者相似度比较高, 进而获得不同渣土的微观力学参数, 见表 4。

表 4 不同工况下渣土离散元力学参数表

Table 4 Discrete element mechanical parameters of soils under different working conditions					
工况	法向刚度 (N·m ⁻²)	切向刚度 (N·m ⁻²)	法向黏 结力/N	切向黏 结力/N	摩擦 系数
1	0.87×10 ⁶	0.25×10 ⁶	—	—	1.20
2	0.87×10 ⁶	0.25×10 ⁶	0.45×10 ⁴	0.45×10 ⁴	0.40
3	0.87×10 ⁶	0.25×10 ⁶	0.60×10 ⁴	0.60×10 ⁴	0.35
4	0.87×10 ⁶	0.25×10 ⁶	0.45×10 ²	0.45×10 ²	0.10

由于改良剂添加比超过 20% 时, 改良渣土的流塑性较好, 造成渣土制样困难, 不能获得其应力 - 应变曲线。国内学者研究表明离散元模型中颗粒间的摩擦系数、切向黏结力和法向黏结力的增大能提高渣土的峰值强度^[16-17]。基于上述结论, 在膨润土泥浆添加比为 20% 改良渣土微观参数的基础上, 降低颗粒间的摩擦系数、切向黏结力和法向黏结力, 以达到模拟添加比大于 20% 的改良渣土, 见表 4 中工况 4。

3 耦合分析模型及数据监测

3.1 耦合模型的建立

耦合分析模型主要包含 FLAC^{3D} 和 PFC^{3D} 两部分 (见图 8), 其中 FLAC^{3D} 部分主要是地层; PFC^{3D} 区域包含部分地层和盾构机。

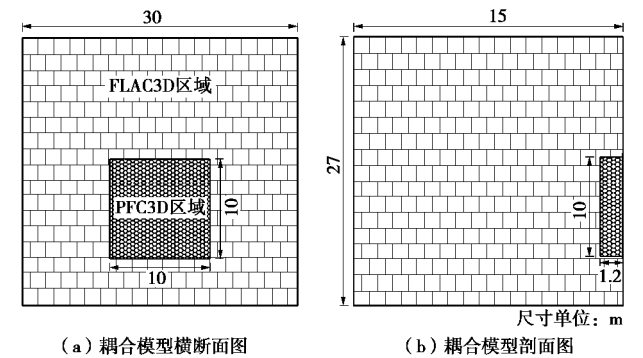


图 8 耦合分析模型

Fig. 8 Model of coupling analysis

盾构机模型是参考南昌地铁 1 号线 5 标段盾构机建立, 其包含土仓、刀盘、刀具和螺旋输送机。相对于现场盾构机, PFC^{3D} 盾构机模型未考虑刀盘滚刀、搅动棒和牛腿。同时简化了螺旋输送机, 其长度为 2.0 m, 倾斜角为 0。盾构机模型直径为 6.28 m, 长度为 4.0 m, 刀盘开口率为 39%。螺旋输送机模型尺寸是参照现场螺旋输送机实际的尺寸, 直径为 1.0 m, 其包含壳体、内轴和螺旋环 (见图 9, 10)。模拟过程中盾构机速度设定为 30 mm/min, 刀盘转速设定为 2.5 r/min, 螺机钻速 3.86 r/min。

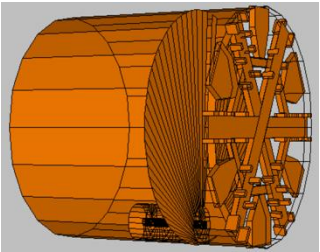


图 9 PFC^{3D} 中盾构机模型

Fig. 9 Model of shield machine in PFC^{3D}

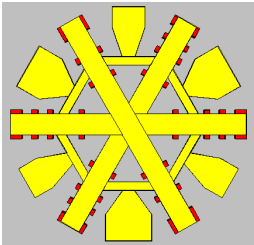


图 10 PFC^{3D} 中刀盘模型

Fig. 10 Model of cutterhead in PFC^{3D}

3.2 数据监测

为了分析盾构掘进时土仓压力和开挖面支护力的变化特征, 在离散元区域设置了 8 个监测点 (见图 11)。其中土仓隔板上设置了 5 个监测点, 其位置与盾构机

土仓隔板上压力监测元器件位置一致,分别为#1、#2、#3、#4和#5监测点;在#1测点位置的水平线设置了3个监测点,分别为#6、#7和#8监测点。监测频率为每秒提取一次数据。盾构掘进过程中,通常是通过控制上部土仓压力(也就是#1测点的压力)实现对盾构机的操作。因此,文章主要分析土仓上部压力传递性。

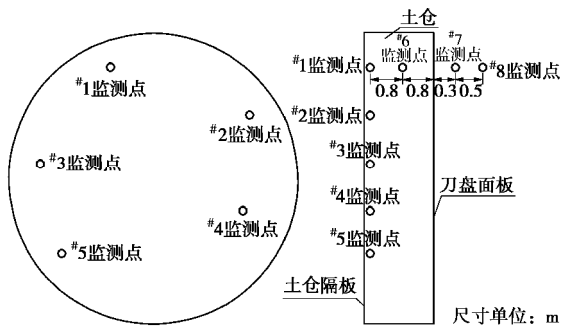


图 11 监测点布置图(左为土仓隔板,右图为土仓剖面图)

Fig. 11 Layout of measuring points

4 盾构施工动态耦合分析结果

4.1 土仓压力特征分析

通过对监测点的数据进行整理,获得了盾构掘进时土仓压力变化曲线(图 12)。分析可知,盾构掘进过程中土仓压力存在一定的波动幅度,但基本稳定。土仓顶部土仓压力(即#1监测点)最小,约 0.9 bar,土仓底部压力(即#5监测点)最大,这主要是受到监测点埋深的影响,#1监测点位于土仓隔板顶部,而#5监测点位于土仓隔板底部。这与现场土仓压力分布规律基本一致。

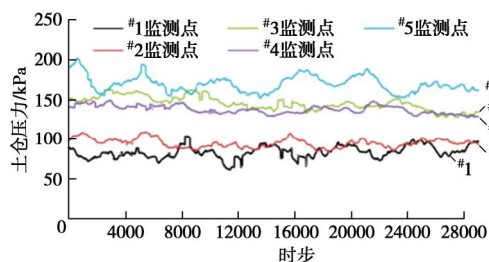


图 12 工况 2 土仓压力变化曲线

Fig. 12 Curves of earth pressures of soil chamber under working condition 2

通过对#1、#6、#7和#8监测点的监测数据进行整理,获得了盾构掘进过程中土仓压力和开挖面支护力变化曲线(见图 13)。分析可知:盾构机刀盘切削开挖面地层时土仓内外不同位置的土仓压力存在一定的差异。开挖面上部支护力(即#7监测点)的波动幅度最大,其次分别为#6监测(土仓内压力)和#8监测点(开挖面前方土压力),最后是#1监测点(土仓隔板上压力),这表明刀盘转动对不同位置压力波动幅度有

一定影响。

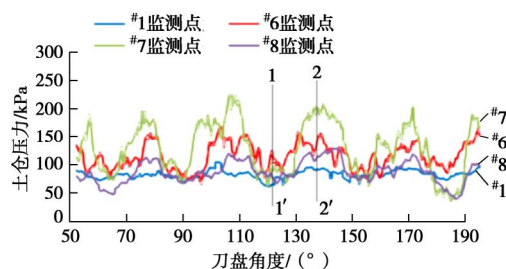


图 13 工况 2 土仓上部内外不同位置土压变化曲线

Fig. 13 Curves of earth pressures at different internal and external positions of soil chamber under working condition 2

受到刀盘转动角度的影响,压力曲线表现出有规律的波动。盾构机刀盘可以分为两部分,分别为面板和开口(图 14)。以#1监测点为分析对象,刀盘顺时针转动时,#1监测点前方可能为刀盘开口,也可能为刀盘面板,呈现出有规律的更替。当刀盘面板位于监测点水平线上,压力曲线凸起,压力值较大;刀盘开口位于监测点水平线上,压力曲线向下凹,压力值较小。

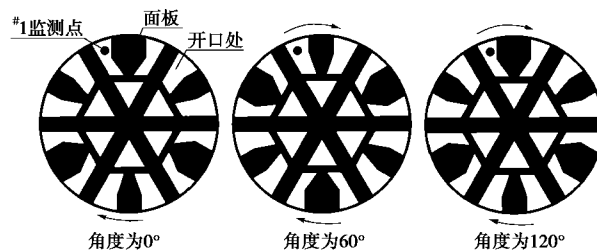


图 14 盾构机刀盘不同角度示意图(#1监测点位置不变)

Fig. 14 Different angles of shield cutterhead

选取刀盘为 120° 和 135° 时两个角度(图 13 中 1—1' 和 2—2' 剖面)作为分析对象,通过对监测数据进行整理,获得了渣土改良后土仓压力传递变化曲线(图 15)。分析可知,土仓压力传递性受到刀盘角度的影响。刀盘开口处位置土仓压力的传递性较大,即土仓压力与开挖面支护力相差无几;刀盘面板位置土仓压力传递性较小,土仓压力和开挖面支护压力相差较大。

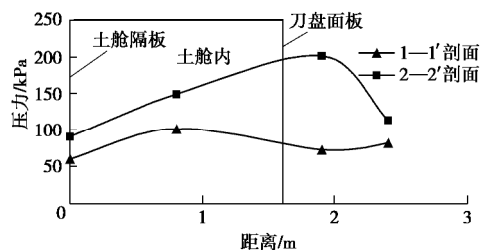


图 15 工况 2 后土仓压力传递变化曲线

Fig. 15 Transfer curves of earth pressures of soil chamber under working condition 2

4.2 渣土改良对土仓压力传递性影响

通过对土仓内外监测压力进行整理, 获得不同渣土下土仓内外土压力变化曲线。图 16~18 分别表示在工况 1、工况 3 和工况 4 时土仓内外不同位置土压变化曲线。

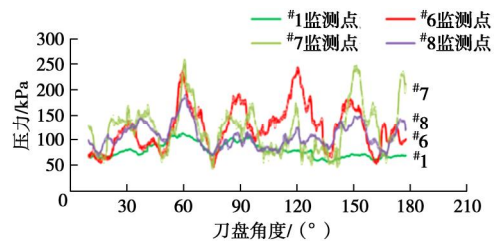


图 16 工况 1 情况下土仓内外不同位置侧向压力变化曲线
Fig. 16 Curves of earth pressures at different inner and outer positions of soil chamber under working condition 1

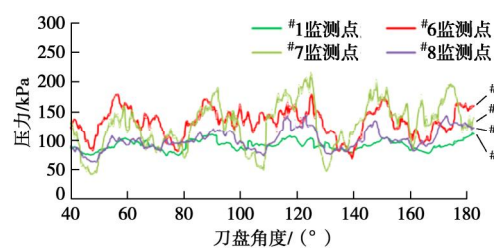


图 17 工况 3 情况下土仓内外不同位置土压变化曲线
Fig. 17 Curves of earth pressures at different inner and outer positions of soil chamber under working condition 3

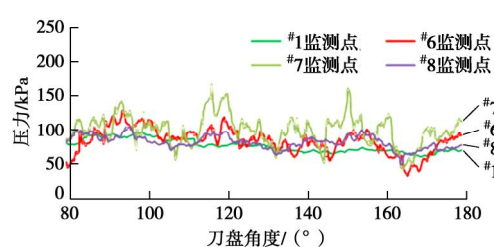


图 18 工况 4 情况下土仓内外不同位置土压变化曲线
Fig. 18 Curves of earth pressures at different inner and outer positions of soil chamber under working condition 4

分析可知, 工况 1 和工况 3 时监测点的土仓内外土压表现为有规律的上下波动变化。工况 4 时监测点压力的波动幅度明显减小。这说明渣土的状态对土仓压力和开挖支护力有一定的影响, 改良渣土状态越好 (即渣土中改良添加比越高), 盾构掘进时土仓内外压力波动幅度越小。

为了分析渣土改良对土仓压力的影响, 对工况 1、工况 2 和工况 4 时土仓内#1 和#6 监测数据进行整理, 获得了渣土未改良和渣土改良后土仓压力变化曲线 (图 19, 20)。分析可知, 相对于渣土未改良状态, 渣土改良后土仓压力变化幅度减小, 且渣土改良越充分, 压力波动幅度越小。这说明盾构掘进时渣土改良

对土仓内压力有一定的影响。

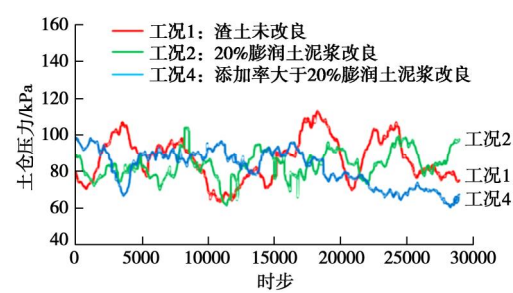


图 19 不同工况下#1 监测点土仓压力变化曲线
Fig. 19 Curves of earth pressures at monitoring point No. 1 under different working conditions

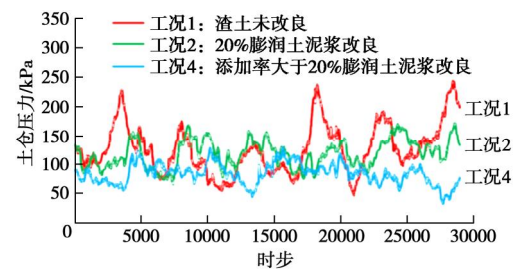


图 20 不同工况下#6 监测点土仓压力变化曲线
Fig. 20 Curves of earth pressures at monitoring point No. 6 under different working conditions

通过对工况 1、工况 2 和工况 4 土仓压力监测数据进行统计整理, 结果见表 5。分析可知, 工况 1 时#1 和#6 监测点的土仓压力均值分别为 86.8, 126.6 kPa, 两者压差为 39.8 kPa; 工况 2 时两个监测点压力均值分别为 83.7, 118.9 kPa, 两者压差为 35.2 kPa; 工况 4 时两个监测点压力均值分别为 81.9, 84.2 kPa, 两者压差为 2.3 kPa。这表明渣土改良能降低土仓内部压力差值, 渣土改良效果越好, 土仓内部压力差值越小。数理统计中标准差意味着数据的离散性, 标准差越大, 离散性越大。通过分析不同工况下土仓压力的标准差, 可以发现, 工况 1 时#1 和#6 监测点数据的标准差分别为 12.2 和 42.6; 工况 2 时两者的标准差分别为 7.8 和 24.0; 工况 4 时两者的标准差分别为 6.8 和 17.8。

表 5 土仓压力统计表

Table 5 Statistics of earth pressures of soil chamber				
工况	统计参数	#1 监测点	#6 监测点	差值
工况 1	均值/kPa	86.8	126.6	39.8
	标准差	12.2	42.6	—
工况 2	均值/kPa	83.7	118.9	35.2
	标准差	7.8	24.0	—
工况 4	均值/kPa	81.9	84.2	2.3
	标准差	6.9	17.8	—

分析数据可知,1 号监测点压力的波动幅度明显小于 6 号监测点压力波动幅度,这进一步说明了刀盘转动对土仓压力的影响;对于同一监测点,工况 1 的压力标准差最大,工况 4 的压力标准差最小,这说明渣土改良能减小盾构掘进过程中土仓压力值变化的离散性。

为了分析渣土改良对土仓压力传递性的影响,定义应力传递系数 I 为

$$I = \frac{s_0}{s_1} \quad (4)$$

式中, I 为应力传递系数, s_0 为开挖面支护力, s_1 为土仓隔板上的应力。

分析图 11 可知,监测点#7 采集的土压力数据可以看成开挖面支护压力,监测点#1 压力数据可以看成土仓隔板上压力,两者的比值表示土仓上部土压力传递系数。考虑刀盘角度的影响,对盾构掘进时不同时刻的土仓压力传递系数进行了分析。

通过对数据的统计,获得了土仓压力传递系数统计参数(表 6)。分析可知:盾构掘进时土仓压力传递系数不是一个固定值,而是一个变化值,其受到刀盘转动的影响。盾构机刀盘面板转至监测点水平线上时土仓压力传递系数相对较大;盾构机刀盘开口转至监测点水平线上时土仓压力传递系数相对较小。土仓压力传递系数受到渣土改良的影响。盾构机刀盘开口转至监测点水平线上时,工况 1 和工况 2 的土仓压力传递系数分别为 0.48 和 0.47;工况 4 的土仓压力传递系数为 0.65。盾构机刀盘面板转至监测点水平线上时,工况 1 和工况 2 的土仓压力传递系数分别为 0.73 和 0.85;工况 4 的土仓压力传递系数为 0.97。这说明渣土改良能增加盾构掘进过程中土仓压力传递系数。

表 6 土仓压力传递系数统计表

Table 6 Statistics of transfer coefficient of earth pressure of soil chamber

位置	工况	均值
刀盘开口	工况 1	0.48
	工况 2	0.47
	工况 4	0.65
刀盘面板	工况 1	0.73
	工况 2	0.85
	工况 4	0.97

4.3 盾构掘进状态下地层变形分析

通过对盾构掘进过程中地层的变形数据进行处理,获得了沿隧道中心线纵向地表沉降累计曲线(图 21)。分析可知,盾构掘进过程中,上部土仓压力为 0.9bar 时,刀盘前方地层发生一定的隆起,约在 1.5 倍洞径地层隆起出现最大值。渣土改良对地表隆起的影响较小。工况 1 时地表最大隆起量为 2.92 mm;工况 2 时地表最大隆起量为 2.67 mm;工况 4 时地表最

大隆起量为 2.66 mm。相对于渣土改良情况下,渣土未改良时地表隆起略微大点。

分析隧道走向水平位移变化云图(图 22)可知,在掘进过程中,盾构机对开挖面前方地层产生较大挤压作用,造成地层向隧道走向产生位移。

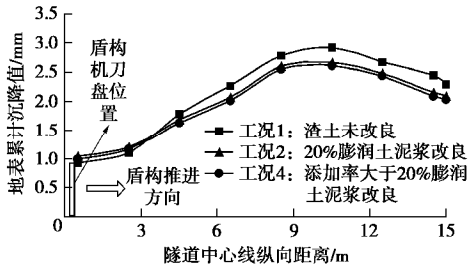


图 21 隧道纵向地表沉降累计曲线

Fig. 21 Curves of surface settlement along longitudinal direction of tunnel

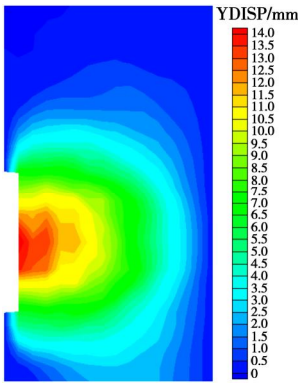


图 22 隧道纵向地层水平位移云图

Fig. 22 Cloud chart of displacement of soil stratum along longitudinal direction of tunnel

综上所述可知盾构掘进过程中开挖面前方地层发生一定的隆起,地表隆起最大值位于 1.5 倍洞径的位置。渣土改良对盾构掘进过程中地层变形的影响较小。相对于渣土改良情况下,渣土未改良时地表隆起略微大。

5 结 论

基于渣土改良的特征,采用 FLAC^{3D} 和 PFC^{3D} 耦合分析方法,对土压平衡盾构掘进状态下施工力学进行了研究,获得如下 4 点结论:

- (1) 基于有限差分和离散元数值分析的优缺点,提出了采用有限差分和离散元耦合的方法对土压平衡盾构掘进状态下施工力学特征进行分析。通过编写 FLAC^{3D} 和 PFC^{3D} 耦合程序,采用耦合面交换数据的方式,实现盾构掘进的模拟分析。
- (2) 刀盘切削地层造成的扰动对土仓压力和开挖面支护力有一定影响。越靠近刀盘,压力的波动幅度越大。刀盘转动的角度对土仓压力和开挖面支护力有

一定的影响。刀盘面板转至监测点水平线上时土压力较大,刀盘开口转至监测点水平线上时土压力较小。渣土改良能降低土仓压力的离散性。相对于未改良渣土,渣土改良后土仓压力的波动幅度较小。

(3)盾构掘进过程中土仓压力传递系数不是一个稳定值,而是一个受刀盘角度影响的变化值。渣土改良能增大土仓压力的传递系数,即渣土改良后土仓压力更接近于开挖面支护力。

(4)渣土改良对盾构掘进过程中地层变形有一定的影响,相对于渣土改良情况下,渣土未改良时地表隆起略微大。

参考文献:

- [1] 肖超,王树英,叶新宇,等.泥质粉砂岩地层土压平衡盾构渣土改良技术研究[J].现代隧道技术,2015,52(5):165-170. (XIAO Chao, WANG Shu-ying, YE Xin-yu, et al. The study on soils conditioning technology of EPB shield for argillaceous siltstones[J]. Modern Tunneling Technology, 2015, 52(5): 165 - 170. (in Chinese))
- [2] RAFFAELE Vinai, CLAUDIO Oggeri, DANIELE Peila. Soil conditioning of sand for EPB applications: a laboratory research[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, 23: 308 - 317.
- [3] PEILA D, OGGERI C, VINAI R. Screw conveyor device for laboratory tests on conditioned soil for EPB tunneling operations[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133(12): 1622 - 1625.
- [4] MERRITT A S, MAIR R J. Mechanics of tunneling machine screw conveyors: a theoretical model[J]. Géotechnique, 2008, 58(2): 79 - 94.
- [5] RAFFAELE V, CLAUDIO O, DANIELE P. Soil conditioning of sand for EPB applications[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2008(23): 308 - 317.
- [6] 肖超.基于渣土特性的土压平衡盾构施工力学行为及其应用研究[D].长沙:中南大学,2016. (XIAO Chao. Research on construction mechanics behaviour of earth pressure balance shield and its application based on soil conditioning[D]. Changsha: Central South University, 2016. (in Chinese))
- [7] 李向红,傅德明.土压平衡模型盾构掘进试验研究[J].岩土工程学报,2006,28(9):1101-1105. (LI Xiang-hong, FU De-ming. Experimental study on excavation behaviour using model EPB shield[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(9): 1101 - 1105. (in Chinese))
- [8] 王洪新.土压平衡盾构刀盘开口率对土仓压力的影响[J].地下空间与工程学报,2012(1):89-93,104. (WANG Xin-hong. Influence of aperture ratio of cutterhead of EPB shield on earth pressure in the chamber[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2012(1): 89 - 93, 104. (in Chinese))
- [9] 武力,屈福政,孙伟,等.基于离散元的土压平衡盾构密封舱压力分析[J].岩土工程学报,2010,32(1):18-23. (WU Li, QU Fu-zheng, SUN Wei, et al. Discrete numerical model for analysis of chamber pressure of earth pressure balance shield machine[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(1): 18 - 23. (in Chinese))
- [10] BEZUIJEN A, TALMON A M. Soil pressures on both sides of the cutter wheel of an EPB-shield[C]// Proceedings of the World Tunnel Congress 2014-Tunnels for a Better Life. Foz do Iguaçu, 2014.
- [11] CUNDALL P A, HART R D. Numerical modelling of discontinua[J]. Engineering Computations, 1992, 9(2): 101 - 113.
- [12] JIANG M J, YU H S, HARRIS D. Discrete element modelling of deep penetration in granular soils[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2006, 30(4): 335 - 361.
- [13] PAN X D, REED M B. A coupled distinct element-finite element method for large deformation analysis of rock masses[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1991, 28(1): 93 - 99.
- [14] 江西省勘察设计研究院.南昌市轨道交通1号线一期工程B合同段滨江大道站-万寿宫站区间岩土工程勘察报告[R].南昌:江西省勘察设计研究院,2010. (Jiangxi Institute of Survey and Design. Geotechnical investigation report from Binjiang station to Wanshougong station of Nanchang metro line 1[R]. Nanchang: Jiangxi Institute of Survey and Design, 2010. (in Chinese))
- [15] 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))
- [16] JIANG M J, YU H S, HARRIS D. Discrete element modelling of deep penetration in granular soils[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2006, 30(4): 335 - 361.
- [17] PAN X D, REED M B. A coupled distinct element-finite element method for large deformation analysis of rock masses[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1991, 28(1): 93 - 99.

DOI: 10.11779/CJGE201906016

浅埋房式采空区下长壁采场动载矿压发生机制

霍丙杰¹, 荆雪冬¹, 范张磊¹, 谢伟², 段志华¹, 解振华¹

(1. 辽宁工程技术大学矿业学院, 辽宁 阜新 123000; 2. 神东天隆集团有限责任公司, 内蒙古 鄂尔多斯 017000)

摘 要: 为了揭示浅埋房式采空区对下位煤层开采矿压显现的控制机制, 降低工作面过房式采空区的动压显现强度和压架风险, 以神东矿区霍洛湾煤矿²⁻²煤层房式采空区下³⁻¹煤层长壁开采工作面动压特征为研究对象, 将³⁻¹煤层覆岩结构分为四类, 利用理论分析和相似材料模拟等方法, 系统研究了不同覆岩结构类型运动特征、力学模型及对³⁻¹煤层长壁工作面的动压控制机制。结果表明: 房式采空区稳定房柱下易形成上下位关键层双悬臂梁结构, 双悬臂梁结构协同失稳是形成动载矿压的主要原因; 房柱失稳区主关键层形成的不稳定砌体梁结构及靠近大煤柱未失稳的房柱随下位煤层开采滑落失稳是导致长壁工作面动载矿压发生的原因; 当³⁻¹煤层工作面上覆前方为房柱失稳区时, 工作面推出集中煤柱时的动载矿压是由于大煤柱两侧关键块已提前滑落失稳, 两关键块间无作用力, 倒梯形岩柱与亚关键层联合失稳作用结果; 当³⁻¹煤层工作面上覆前方为房柱稳定区时, 工作面推出集中煤柱时, 动载矿压是由房柱失稳所致。

关键词: 浅埋煤层; 房式采空区; 覆岩结构; 动载机制; 覆岩运动

中图分类号: TD325

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-1116-08

作者简介: 霍丙杰(1980—), 男, 博士, 副教授, 主要从事矿山压力与矿井动力灾害防治研究工作。Email: huobingjie@163.com。

Mechanism of dynamic load of longwall mining under shallow room mining goaf

HUO Bing-jie¹, JING Xue-dong¹, FAN Zhang-lei¹, XIE Wei², DUAN Zhi-hua¹, XIE Zhen-hua¹

(1. College of Mining Engineering, Liaoning Technical University, Fuxin 123000, China; 2. Shendong Tianlong Group, Erdos 017000, China)

Abstract: In order to explore the control mechanism of pressure appearing in the lower coal seam of shallow-buried coal bed with room mining goaf, to reduce the dynamic pressure of the working face through the room mining goaf, and to mitigate the risk caused by the coal pillar due to removal of hydraulic support, dynamic pressure characteristics of the ³⁻¹ coal bed working face with longwall mining under the ²⁻² coal bed room mining goaf are studied. The overburden structure of ³⁻¹ coal seam is divided into four types. The theoretical analysis and simulation of similar materials are adopted to analyze the structure and motion models for the overlying strata under dynamic load, and to reveal the mechanism of dynamic pressure. Conclusions are as follows: with the stability of the room goaf, the double cantilever beam structures easily lead to the upper and lower key layers, and the fracture of the key stratum is the main reason for the formation of dynamic load. The unstable masonry beam structure with the instability of the main roof and the room pillars near the large coal pillar are not unstable. The instability of the structure is caused by the collapse of the lower coal seam, resulting in the dynamic ground pressure. The key block firstly slides due to instability, and two key blocks without force and trapezoidal weight of rock pillar above the coal pillar are directly applied on the working face, which causes the roof to fall behind. When the coal pillar cannot effectively support the above inverted trapezoidal rock pillar, the instability of trapezoidal rock pillar and crack movement of roof collapse cause dynamic load in common.

Key words: shallow seam; room mining goaf; overburden structure; mechanism of dynamic load; overburden movement

0 引 言


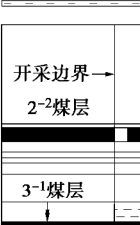
浅埋房式采空区对下伏近距离煤层采场覆岩结构、工作面矿压显现具有重要影响。霍丙杰等^[1]分析了霍洛湾煤矿²⁻²煤层房式采空区覆岩结构特征及其对下位³⁻¹煤层应力场的影响; 解兴智等^[2-3]研究了房柱式采空区下长壁工作面顶板结构特征, 提出房柱式

采空区上部覆岩在一定的采高范围内存在叠合梁结构; 孔令海等^[4]探讨了房柱采空区下上覆岩层运动规律; 杨真等^[5]分析了近距离房柱采空区下长壁采场覆岩随时间变化的渐进破断过程和采动裂隙的发展演化

基金项目: 国家自然科学基金项目(51504127, 51774174)

收稿日期: 2018-07-20

表 1 霍洛湾煤矿 2⁻²—3⁻¹煤层柱状图及力学参数
Table 1 Coal column of Huoluowan coal mine 2⁻²—3⁻¹ and mechanical parameters

柱状图	岩层名称	厚度/m	体积力 (kN·m ⁻³)	抗拉强度 /MPa	黏聚力 /MPa	体积模量 /GPa	剪切模量 /GPa
	细粒砂岩	20.26	23.53	1.95	2.96	6.02	3.97
	砂质泥岩	1.51	23.3	2.18	3.82	6.12	4.21
	2 ⁻² 煤	5.36	14.7	0.82	2.64	1.60	0.67
	泥岩	4.21	23.8	1.58	3.55	4.35	2.73
	砂质泥岩	2.09	23.3	2.18	3.82	6.12	4.21
	细粒砂岩	2.54	23.53	1.95	2.96	6.02	3.97
	砂质泥岩	4.7	23.3	2.18	3.82	6.12	4.21
	细粒砂岩	11.71	23.53	1.95	2.96	6.02	3.97
	粉砂岩	7.86	22.09	4.24	2.94	5.26	3.46
	砂质泥岩	1.88	23.3	2.18	3.82	6.12	4.21
	3 ⁻¹ 煤	4.16	14.7	0.82	2.64	1.60	0.67
	泥岩	1.94	23.8	2.18	3.55	4.35	2.73


开采边界	房柱稳定区 四区段	应力集中区	房柱失稳区 五区段	应力集中区	六区段	开采边界
2 ⁻² 煤层						
3 ⁻¹ 煤层	6×8房柱	20 m煤柱	50 m煤柱			

图 1 霍洛湾矿 2⁻²煤层浅埋房式采空区覆岩结构分类^[1]

Fig. 1 Classification of overburden structure in shallow room mining goaf of 2⁻² coal seam in Huoluowan Coal Mine

规律。杨治林^[6]认为顶板强烈来压主要是由结构滑落失稳造成的；李浩荡等^[7]认为基本顶的失稳切冒且无法形成稳定结构是瞬间压架的根本原因；杨俊哲^[8]确定采空区集中煤柱失稳引发其上覆基岩关键块回转失稳，导致动压事故。鞠金峰等^[9-12]、许家林等^[13]研究了出煤柱阶段煤柱上方两关键块体的三铰式结构的不稳定性及其压架机理；付兴玉等^[14]分析了超前支承压力作用下小煤柱保持稳定时的临界弹性核宽度、动载荷作用下工作面覆岩结构及支架载荷；田臣等^[15]提出集中煤柱破坏失稳形成动载矿压是工作面过上覆煤层集中煤柱及采空区过程中出现的冒顶事故原因；徐敬民等^[16]、朱卫兵等^[17-18]研究了神东矿区浅埋近距离煤层关键层结构特征与房式采空区下采煤的动压机理；朱德福等^[19]首次定义了房式采空区煤柱单元失稳概率，以石圪台煤矿为实例，计算了 3-1-1 号煤层房式采空区中煤柱的稳定性。刘畅等^[20]分析了工作面长度对覆岩结构演化及采场矿压显现的影响。

以上房式采空区下工作面动载矿压机理多数是以出集中煤柱阶段采空区顶板铰接岩块滑落回转失稳为主，对关键层破断后不能形成稳定砌体梁结构工作面出集中煤柱的情形、房柱群结构整体周期性失稳致灾机制研究很少，且关于本文研究的多关键层不同覆岩

结构种类引发动载矿压的情形还没有涉及。本文以浅埋房式采空区下位煤层开采为研究对象，补充提出了“已采房式多关键层结构”类型，对不同覆岩结构可能引发动载矿压现象进行分类研究，建立覆岩运动模型和力学模型，揭示动载矿压发生机理，为浅埋房式采空区下位煤层安全开采提供理论基础。

1 工程背景

1.1 霍洛湾矿 2⁻²煤层房式采空区特征

霍洛湾矿 2⁻²煤层采用后退房式炮采工艺，煤房宽度为 6 m，煤柱尺寸为 8 m，即采用“采 6 留 8”布置，采高为 4.0 m。其下位约 30 m 的 3⁻¹煤层厚度平均为 3.86 m，倾角为 0~3°，属稳定煤层。煤层柱状、顶底板岩性特征及煤岩层力学参数见表 1。

1.2 2⁻²煤层房式采空区覆岩结构分类

浅埋房式采空区煤柱留设状况复杂、覆岩结构特征复杂，煤柱在集中载荷的作用下两侧将发生塑性破坏，随着时间的增加，塑性破坏区发展，尺寸较小的煤柱将失稳破坏；有的区域由于房柱群稳定覆岩结构的特殊性，煤柱没有失稳。通过现场调研和地表考察，综合分析得到房式采空区中 20 m、50 m 等大煤柱上方地表未发生沉陷，小尺寸房柱有的区域失稳、有的

区域没有失稳。所以，将 2⁻² 煤层房柱采空区覆岩结构划分为 4 类，即房柱稳定覆岩结构、房柱失稳覆岩结构、20 m 煤柱覆岩结构、50 m 煤柱覆岩结构（图 1），便于分析不同类型覆岩结构特征及其对下位 3⁻¹ 煤层开采的影响。

2 覆岩关键层及破断特征研究

根据钱鸣高等^[21]提出的关键层理论，确定关键层及破断特征见表 2。

表 2 关键层及其破断特征

Table 2 Distribution and fracture characteristics of key stratum

岩性	厚度 /m	初次 破断/m	周期 破断/m	关键层	至 3 ⁻¹ 煤顶板 距离/m
细粒 砂岩	20.26	85	33.28	主关 键层	41.92
细粒 砂岩	11.77	39	15.60	亚关 键层	9.74

针对浅埋煤层关键层结构类别^[22]分析，本煤层的关键层结构属于多层关键层结构，但和多煤层关键结构又有着很大的差别，稳定房柱群覆岩结构上方关键层稳定存在，上煤层具备完整的顶板条件，待下煤层回采时，此房式采空区上的关键层还具有主关键层的破断特征，对下煤层工作面的矿压显现与覆岩运动有重要影响；房式采空区与 3⁻¹ 煤层之间的亚关键层决定着 3⁻¹ 煤层工作面的常规矿压显现特征。因此，根据文献[22]的命名方式，将霍洛湾矿 3⁻¹ 煤层关键层结构称为“已采房式多关键层结构”，即房式采空区稳定房柱群上下围岩特有的一种关键层结构；而房柱失稳区下关键层结构为上煤层已采单一关键层结构。

3 不同覆岩结构下动载矿压机理

3.1 房柱稳定区覆岩结构力学模型与动载矿压机理

3⁻¹ 煤层工作面长壁开采会产生一定的自由空间，上覆岩层在自重应力的作用下会发生一定量的下沉移动变形，导致岩层失稳、破坏。上下煤层间距大于 20 m，上煤层顶板可以保持其完整性，结合霍洛湾煤矿特有的覆岩结构条件，3⁻¹ 煤开采初期，房柱群受采动影响较小，工作面矿压显现和正常长壁开采区别不大，不会发生动载矿压灾害。

但随着工作面持续推进，采空区中部房柱随着 3⁻¹ 煤层顶板覆岩垮落发生下沉，2⁻² 煤层顶板离层跨度增大，载荷向两侧煤柱转移，同时两侧相邻煤柱承受偏心荷载，引起相邻煤柱破坏，最终导致前方大面积小煤柱发生连锁失稳。采动应力影响下，小煤柱不发生突变失稳的临界弹性核宽度为^[23]

$$w \geq 2a \sqrt{\frac{q}{[S_m]}} \quad (1)$$

式中 w 为小煤柱弹性核宽度 (m)； a 为小煤柱宽度 (m)； q 为弹性基础所受载荷 (Pa)； $[S_m]$ 为小煤柱压缩应力峰值 (Pa)。

随着房柱失稳，跨度增大至一定距离将导致主关键层初次破断，如图 2 所示，覆岩载荷向临近房柱①转移，过大的载荷使处于临界稳定的房柱①失稳破坏，进而引发房柱上方关键层发生破断形成块体 B 再次发生回转，将该关键层控制的载荷传递至下方关键块上，使其发生滑落失稳并沿顶板切落，产生动载矿压、支架压死等事故。在此期间，关键块 B 下的随自重下沉的房柱，可能因承载过大载荷发生失稳，更易引发压架事故。之后长壁工作面覆岩形成“双悬臂梁结构”，上下关键层的周期破断，将控制 3⁻¹ 煤工作面的矿压显现，由关键层周期破断距的理论分析可知，亚关键层破断两次主关键层将协同破断，上下关键层协同破断即双悬臂梁结构失稳工作面将产生周期动载矿压，如图 3 所示。

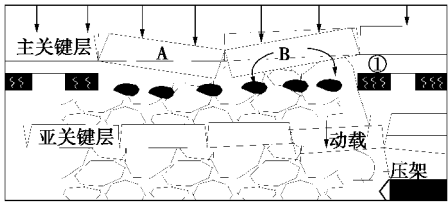


图 2 关键层初次破断动载演化

Fig. 2 Dynamic evolution of first break of key stratum

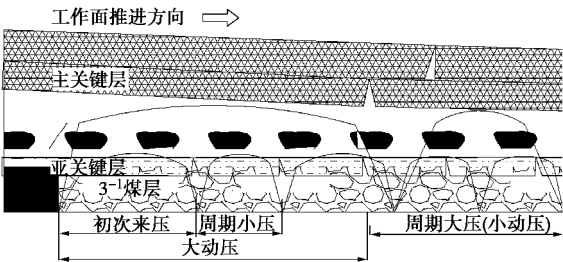


图 3 动载性矿压示意图

Fig. 3 Sketch map of dynamic load rock pressure

3.2 房柱失稳区覆岩结构力学模型与动载矿压机理

房柱失稳区下关键层结构类型类似于上煤层已采单一关键层结构，下位 3⁻¹ 煤层顶板破断失稳特征与覆岩主关键层破断后的砌体梁结构是否失稳关系很大。若房柱失稳后其覆岩主关键层破断后的砌体梁结构能形成稳定结构，则下位煤层工作面矿压显现一般不会出现压架事故；反之，下部煤层开采时砌体梁结构易出现滑落失稳，下煤层工作面易发生动载矿压。可以用砌体梁结构的 S-R 稳定判据来进行说明^[24]：

$$h + h_1 \leq \frac{s_c}{30rg} \left(\tan j + \frac{3}{4}q \right)^2 \quad (\text{S 判据}) \quad (2)$$

$$h + h_1 \leq \frac{0.15s_c}{rg} \left(i^2 - \frac{3}{2}i \sin q + \frac{1}{2} \sin^2 q \right)^2 \quad (\text{R 判据}) \quad (3)$$

式中, h 为亚关键层厚度 (m); h_1 亚关键层所负载荷岩层厚度 (m); s_c 为亚关键层的抗压强度 (MPa); rg 为岩体的体积力; q 为砌体梁中暴露岩块断裂后的回转角 ($^\circ$); $\tan j$ 为岩块间的摩擦系数; i 为岩块的厚长比, 即 $i = h/l$ (l 为岩块长度)。

房柱失稳区下并不一定所有房柱全部失稳, 靠近大煤柱的房柱稳定性高, 因此房柱失稳区进大煤柱阶段形成关键层块体结构状态, 如图 4 所示, 图中水平推力 T 的作用点位置取 $a/2$ 处, $a = 0.5(h - l \sin q)$ 为岩块间接触面高度。

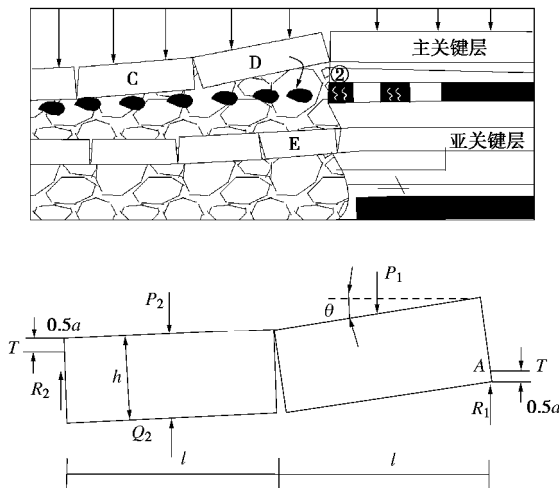


图 4 主关键层块体结构运动与力学模型

Fig. 4 Movement and mechanical model of main key stratum block structure

可以看出主关键层 C, D 岩块是砌体梁结构的关键块, 此结构失稳是导致动载矿压的根本原因。要使结构不发生回转变形失稳, 必须满足:

$$3i \frac{D}{l} - \left(\frac{D}{l} \right)^2 \leq \frac{40p_1}{3s_c} + 2i^2 \quad (4)$$

$$D = m - \sum h(K_p - 1) \quad (5)$$

式中 p_1 为关键层块体 D 承受的载荷 (MPa); m 为 2^{-2} 煤层等效采高 (m); $\sum h$ 为直接顶岩层的垮落厚度 (m); K_p 为岩石的碎胀系数; D 为自由空间高度 (m)。由此可见, 随着 3^{-1} 煤层顶板覆岩垮落时 D 增大, 当式 (4) 左侧值大于右侧值时, 砌体梁结构发生回转变形失稳, 当两层煤集中应力重合在一起时, 对 3^{-1} 煤工作面造成冲击。

此结构的最大剪切力 R_1 发生在 A 点, 为防止结

构在 A 点滑落失稳需满足:

$$i \leq \tan j + 0.75 \frac{D}{l} = 0.3 + 0.75 \frac{D}{l} \quad (6)$$

将霍洛湾矿 3^{-1} 煤层实际开采参数代入式 (6), 易知此结构不稳定。断裂线刚裸露于房柱边缘时结构是不可能存在的, 若要形成此结构, 断裂线内错于房柱边缘, 此时房柱将支撑关键块 D, 随着 3^{-1} 煤工作面继续推进, 处于临界稳定状态的房柱②的破坏失稳必然导致关键块 D 的滑落失稳, 载荷向下传递至关键块 E 上, 引发动载矿压。

3.3 长壁工作面过大煤柱时动载矿压机理 (工作面上覆前方为房柱失稳区)

对于出大煤柱动载矿压的研究多是以关键块三铰结构的失稳为研究对象, 由式 (6) 及霍洛湾矿开采条件可知, 主关键层关键块在大煤柱边缘可形成两种结构: 一是断裂线内错于煤柱的砌体梁结构, 此类结构前人已做大量研究。因此, 本文针对第二种结构形态, 即工作面出大煤柱时, 其两侧关键块已提前滑落失稳, 两关键块无作用力, 主要呈现为无规则散体堆积状态, 如图 5 所示。

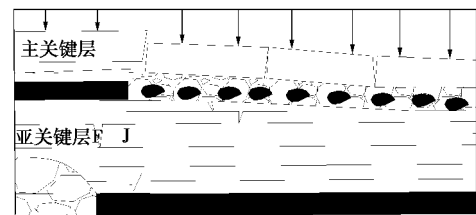


图 5 出煤柱前关键块已提前失稳垮落

Fig. 5 Unstable collapse of key blocks before coal pillar

大煤柱下方 3^{-1} 煤层工作面处于应力集中状态, 且在过大煤柱时尤为明显, 两层煤应力叠加, 煤柱下方亚关键层因不满足式 (6) 必然发生架后切落, 且煤层间岩层整体下沉, 矿压显现较为强烈、频繁。

随着煤柱弹性核宽度逐渐减小, 出煤柱时, 当煤柱不能稳定支撑上覆岩层重量时, 煤柱上方倒梯形岩柱失稳, 其上方岩层迅速下沉, 易沿煤柱影响范围边缘切落, 对亚关键块 F, J 冲击, 此时动载矿压和以往不同, 不仅对工作面造成冲击, 对超前工作面一定范围回采巷道的破坏性也较大。

3.4 长壁工作面过大煤柱时动载矿压机理 (工作面上覆前方为房柱稳定区)

房柱的稳定性决定着动载矿压的显现情况, 若房柱因受超前支承压力的影响在下伏工作面将要推出大煤柱而未进入房柱稳定区下方发生大面积失稳时, 这种情况下形成不稳定的三铰结构或无作用力的主关键块结构, 类似于工作面前方为房柱失稳的出大煤柱岩层

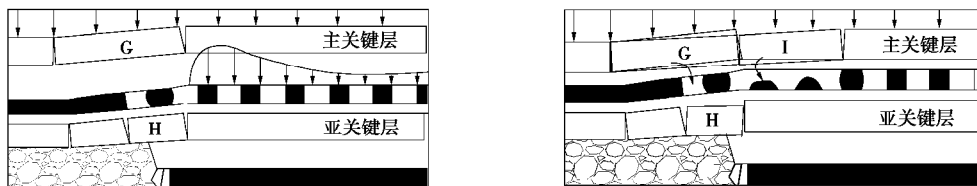


图6 动载矿压演化过程

Fig. 6 Evolution process of dynamic load

结构, 但此时不仅是关键块体的失稳, 还伴随动力载荷。这类事故发生的位置在煤柱边界 ± 5 m处。

根据邻矿生产经验可判定, 房柱在工作面将要推出大煤柱时未发生失稳, 出大煤柱时不具备上述动载矿压发生的条件, 因此出大煤柱前一般不会发生动载矿压, 此类动载矿压是由大煤柱失稳引发。当工作面推出大煤柱时, 工作面前方采动应力主要由稳定房柱承担, 因此房柱进一步弱化, 但只要房柱不失稳, 工作面就不会产生动载矿压。当工作面继续推进至稳定煤柱下方时, 随着层间亚关键层周期性失稳, 破断块体上方房式采空区煤柱所承受载荷转移至前方的稳定煤柱, 叠加的载荷将使处于临界稳定的煤柱过载而失稳破坏, 进而使煤柱上方主关键层发生超前破断形成块体 I, G 并释放能量和 I 块体的逆向回转将主关键层控制的上覆岩层重量传递至下伏亚关键块体 H 上, 受动力载荷和结构回转失稳传递上覆岩层载荷的双重作用, 使块体 H 发生滑落失稳并沿顶板切落, 产生动载矿压造成支架压死、煤壁炸帮等动载事故, 如图 6 所示。

4 物理模拟的试验验证

4.1 相似材料模型的建立

根据相似准则, 工程原型和模型的长度比为 $a_L=100$, 密度比为 $a_r=1.5$ 。模型装填尺寸 5000 mm \times 300 mm \times 2000 mm(长 \times 宽 \times 高), 如图 7 所示, 图中点表示压力盒埋设位置, 模型上边界直至地表, 不施加外力。

采用石蜡加热融化方式模拟稳定房采区煤房的开挖(图 7 煤层中空白框区域), 融化的石蜡从模型的前后端流出, 起到煤房开采的作用, 然后人为破坏留设房柱模拟房柱失稳区域; 20 m 和 50 m 大煤柱按比例留设(图 8)。

4.2 房柱稳定区域下动压机理

房柱稳定区下覆岩垮落及矿压显现规律如图 9 所示。由图可知, 关键层破断且形成砌体梁结构, 残留煤柱所受支承压力较小且满足式(1)要求, 3^{-1} 煤层开采过程中上覆房式采空区煤柱没有破坏, 这种情况

下可以忽略上覆房式采空区对下伏 3^{-1} 煤层的影响(图 9(a)), 3^{-1} 煤层长壁工作面的矿压显现可以认为不受上覆房采区的影响。此时主关键层的破断对下煤层开采有着较大影响, 是工作面发生动载矿压的主要原因。由图 9(b)可知, 主关键层发生初次破断, 关键块回转失稳, 且右侧为房柱失稳区域, 使得关键块有着较大的回转空间, 模拟中工作面前方煤体发生弹射现象, 预计实际生产中可能引发动载矿压。

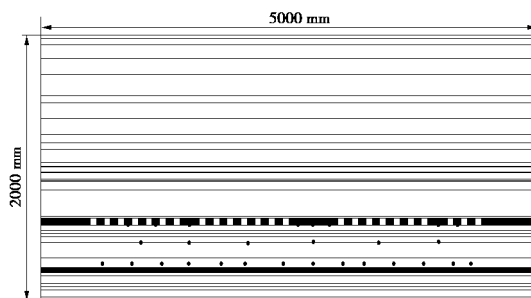


图7 物理模型装填尺寸及应力监测点

Fig. 7 Loading sizes of model and monitoring points of stress of similar materials

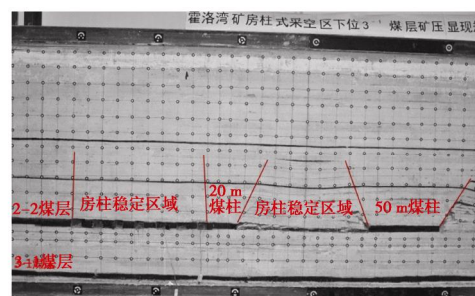
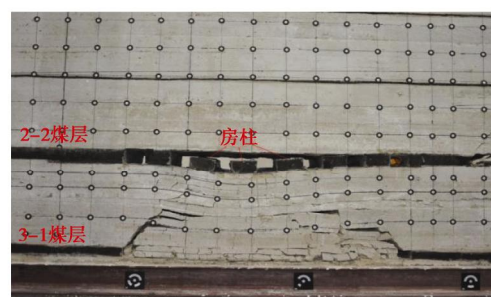
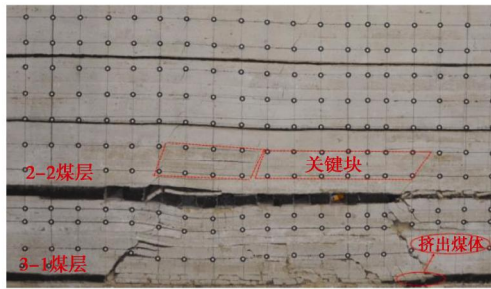


图8 房式采空区覆岩结构相似模拟

Fig. 8 Similar materials of overburden structure in room gob area



(a) 关键层破断前



(b) 关键层破断

图9 房柱稳定区域动载矿压相似模拟

Fig. 9 Similar simulation of dynamic load and rock pressure in stable area of room and column

4.3 3^{-1} 煤层长壁工作面出大煤柱动载矿压机理 (工作面上覆前方为房柱失稳区)

房柱失稳区域主关键层关键块较为破碎且分层较多, 大煤柱上方关键块间竖向裂隙发育明显, 没有形成稳定的砌体梁结构, 关键块间基本无作用力, 和理论分析一致, 此时决定工作面动载矿压的是大煤柱上方倒梯形岩柱, 其稳定性决定 3^{-1} 煤层工作面的矿压显现, 如图 10 所示。

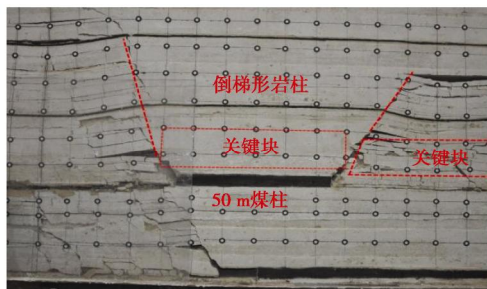


图10 50 m 煤柱上方关键块结构形态

Fig. 10 Shape of key block structure 50 m above coal pillar

但随着工作面的推进, 由于大煤柱边界存在一定范围的塑性区, 当 3^{-1} 煤工作面煤壁进入其右侧塑性区范围时, 影响煤柱稳定性, 煤柱将不能有效支撑上覆岩层重量, 此时 50 m 煤柱及上方倒梯形岩柱整体下沉, 导致岩柱上方岩层破断垮落, 倒梯形两侧裂隙被重新压实, 此时岩层间作用力较大, 顶板沿煤壁竖向切落, 未开采部分工作面煤体被挤出, 方向和倒梯形岩柱右边界呈反对称形式, 矿压显现剧烈, 如图 11 所示。建议实际开采此位置对煤柱进行弱化措施。

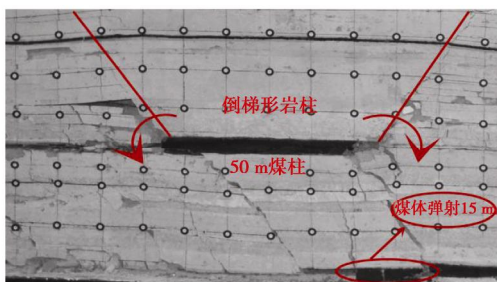


图11 倒梯形岩柱失稳引发动载矿压示意图

Fig. 11 Dynamic strata triggered by instability of inverted trapezoidal rock pillar

4.4 3^{-1} 煤层长壁工作面出大煤柱动载矿压机理 (工作面上覆前方为房柱稳定区)

若大煤柱前方为房柱稳定区且在出大煤柱时, 大煤柱前方房柱未发生失稳, 工作面进入房柱稳定区下方, 此时靠近大煤柱的房柱卸压, 更不会发生失稳, 因此不具备理论分析中任何一种出大煤柱动载矿压机理, 不会发生动载矿压, 如图 12 所示, 和理论分析一致。

因此此类动载矿压不是由于集中煤柱造成的, 而是由于局部房柱失稳, 但对于房柱失稳的覆岩垮落形态及特征, 应做进一步研究。

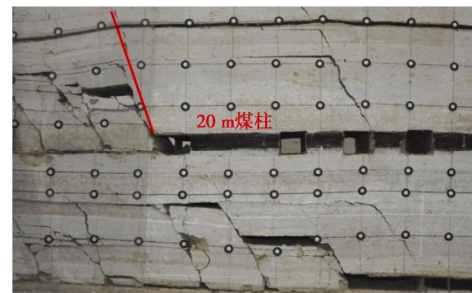


图12 出大煤柱覆岩运动示意图

Fig. 12 Movement of overlying strata during occurrence of large coal pillar

5 结 论

本文针对霍洛湾矿 3^{-1} 煤层上覆房式采空区的开采特征、关键层赋存特征、覆岩结构特征等进行研究, 分析了不同类型覆岩结构的运动特征、力学模型与动载矿压发生机理, 理论研究与相似模拟研究有较好的一致性, 主要结论如下:

(1) 将霍洛湾矿 3^{-1} 煤层上覆房式采空区关键层结构命名为“已采房式多关键层结构”, 建立了不同覆岩结构类型的运动模型和力学模型, 揭示了房式采空区下长壁工作面动载矿压的发生机理, 研究成果丰富了浅埋房式采空区下位煤层覆岩结构失稳理论。

(2) 3^{-1} 煤层在稳定房柱下易形成上下位关键层双悬臂梁结构, 双悬臂梁结构协同失稳是形成动载矿压的主要原因。

(3) 对于房柱失稳区范围内覆岩结构特征, 类似于上煤层已采单一关键层结构, 受 3^{-1} 煤层开采扰动, 主关键层形成的砌体梁结构和大煤柱附近未失稳房柱结构易发生滑落失稳, 引发 3^{-1} 煤层工作面动载矿压现象。

(4) 对于大煤柱两侧为房柱失稳区类型的覆岩结构, 大煤柱两侧顶板结构无法形成稳定的砌体梁结构, 其覆岩为倒梯形岩柱结构, 当 3^{-1} 煤层工作面推出此类

结构时,其与亚关键层联合失稳,对工作面造成冲击。

(5) 对于大煤柱两侧(一侧)为房柱稳定区类型的覆岩结构,3⁻¹煤层工作面出大煤柱时,覆岩类似于实体煤下开采,不会引发动载矿压;房柱失稳的时空特征决定了动载矿压的发生机制。

参考文献:

- [1] 霍丙杰, 范张磊, 谢 伟, 等. 浅埋房式采空区覆岩结构及对下位煤层开采的影响[J]. 安全与环境学报, 2018, **18**(2): 468 - 473. (HUO Bing-jie, FAN Zhang-lei, XIE Wei, et al. Overburdened structure frames of the room mining goaf in the shallow coal seam and its impact on the lower level mining [J]. Journal of Safety and Environment, 2018, **18**(2): 468 - 473. (in Chinese))
- [2] 解兴智. 浅埋煤层房柱式采空区下长壁开采矿压显现特征[J]. 煤炭学报, 2012, **37**(6): 898 - 902. (XIE Xing-zhi. Study on the characteristics of strata behavior in shallow seam longwall mining under the room-and-pillar mining goaf[J]. Journal of China Coal Society, 2012, **37**(6): 898 - 902. (in Chinese))
- [3] 解兴智, 范志忠. 房柱采空区下长壁开采工作面支架支护强度研究[J]. 煤矿开采, 2014, **19**(4): 108 - 111. (XIE Xing-zhi, FAN Zhi-zhong. Supporting density of long-wall mining face under room-and-pillar gob[J]. Coal Mining Technology, 2014, **19**(4): 108 - 111. (in Chinese))
- [4] 孔令海, 王永仁, 李少刚. 房柱采空区下回采工作面覆岩运动规律研究[J]. 煤炭科学技术, 2015, **43**(5): 26 - 29. (KONG Ling-hai, WANG Yong-ren, LI Shao-gang. Analysis on overburden strata movement law of coal mining face under goaf of room and pillar mining face[J]. Coal Science and Technology, 2015, **43**(5): 26 - 29. (in Chinese))
- [5] 杨 真, 童 兵, 黄成成, 等. 近距离房柱采空区下长壁采场顶板垮落特征研究[J]. 采矿与安全工程学报, 2012, **29**(2): 157 - 161. (YANG Zhen, TONG Bing, HUANG Cheng-cheng, et al. Study on the movement law of overlying strata in mining face under room and pillar goaf[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2012, **29**(2): 157 - 161. (in Chinese))
- [6] 杨治林. 浅埋煤层长壁开采顶板岩层灾害控制研究[J]. 岩土力学, 2011, **29**(增刊 1): 459 - 463. (YANG Zhi-lin. Study of controlling catastrophe for roof strata in shallow seam longwall mining[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **29**(S1): 459 - 463. (in Chinese))
- [7] 李浩荡, 杨汉宏, 张 斌, 等. 浅埋房式采空区集中煤柱下综采动载控制研究[J]. 煤炭学报, 2015, **40**(增刊 1): 6 - 11. (LI Hao-dang, YANG Han-hong, ZHANG Bin, et al. Control study of strong strata behaviors during the fully mechanized working face out of concentrated coal pillar in a shallow depth seam in proximity beneath a room mining goaf[J]. Journal of China Coal Society, 2015, **40**(S1): 6 - 11. (in Chinese))
- [8] 杨俊哲. 浅埋近距离煤层过上覆采空区及煤柱动压防治技术[J]. 煤炭科学技术, 2015, **43**(6): 9 - 13, 40. (YANG Jun-zhe. Dynamic pressure prevention and control technology of coal mining face with shallow depth and contiguous seams passing through overburden goaf and coal pillars[J]. Coal Science and Technology, 2015, **43**(6): 9 - 13, 40. (in Chinese))
- [9] 鞠金峰, 许家林. 倾向煤柱边界超前失稳对工作面出煤柱动载矿压的影响[J]. 煤炭学报, 2012, **37**(7): 1080 - 1087. (JU Jin-feng, XU Jia-lin. Influence of leading instability in the upper dip coal pillar boundary to the strong strata behaviors during the working face out of the pillar[J]. Journal of China Coal Society, 2012, **37**(7): 1080 - 1087. (in Chinese))
- [10] 鞠金峰, 许家林. 浅埋近距离煤层出煤柱开采压架防治对策[J]. 采矿与安全工程学报, 2013, **30**(3): 323 - 330. (JU Jin-feng, XU Jia-lin. Prevention measures for support crushing while mining out the upper coal pillar in close distance shallow seams[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2013, **30**(3): 323 - 330. (in Chinese))
- [11] 鞠金峰, 许家林, 朱卫兵, 等. 近距离煤层工作面出倾向煤柱动载矿压机理研究[J]. 煤炭学报, 2010(1): 15 - 20. (JU Jin-feng, XU Jia-lin, ZHU Wei-bing, et al. Mechanism of strong strata behaviors during the working faceout of the upper dip coal pillar in contiguous seams[J]. Journal of China Coal Society, 2010(1): 15 - 20. (in Chinese))
- [12] 鞠金峰, 许家林, 朱卫兵, 等. 大柳塔煤矿 22103 综采面压架机理及防治技术[J]. 煤炭科学技术, 2012, **40**(2): 4 - 7. (JU Jin-feng, XU Jia-lin, ZHU Wei-bing, et al. Hydraulic powered support jammed mechanism and prevention technology of fully mechanized coal mining face in Daliuta mine[J]. Coal Science and Technology, 2012, **40**(2): 4 - 7. (in Chinese))
- [13] 许家林, 朱卫兵, 鞠金峰. 浅埋煤层开采压架类型[J]. 煤炭学报, 2014, **39**(08): 1625 - 1634. (XU Jia-lin, ZHU Wei-bing, JU Jin-feng. Supports crushing types in the longwall mining of shallow seams[J]. Journal of China Coal

- Society, 2014, **39**(08): 1625 – 1634. (in Chinese))
- [14] 付兴玉, 李宏艳, 李凤明, 等. 房式采空区集中煤柱诱发动载矿压机理及防治[J]. 煤炭学报, 2016, **41**(6): 1375 – 1383. (FU Yu-xing, LI Hong-yan, LI Feng-ming, et al. Mechanism and prevention of strong strata behaviors induced by the concentration coal pillar of a room mining goaf[J]. Journal of China Coal Society, 2016, **41**(6): 1375 – 1383. (in Chinese))
- [15] 田 臣, 刘英杰, 周海丰. 综采工作面回采过上覆集中煤柱及采空区技术[J]. 煤炭科学技术, 2014, **42**(8): 125 – 128. (TIAN Chen, LIU Ying-jie, ZHOU Hai-feng. Technology of fully-mechanized coal mining face passing through overburden concentrated coal pillar and goaf[J]. Coal science and Technology, 2014, **42**(8): 125 – 128. (in Chinese))
- [16] 徐敬民, 朱卫兵, 鞠金峰. 浅埋房采区下近距离煤层开采动载矿压机理[J]. 煤炭学报, 2017, **42**(2): 500 – 509. (XU Jing-min, ZHU Wei-bing, JU Jin-feng. Mechanism of dynamic mine pressure occurring below adjacent upper chamber mining goaf with shallow cover depth[J]. Journal of China Coal Society, 2017, **42**(2): 500 – 509. (in Chinese))
- [17] 朱卫兵. 浅埋近距离煤层重复采动关键层结构失稳机理研究[D]. 徐州: 中国矿业大学, 2010. (ZHU Wei-bing. Study on the instability mechanism of key strata structure in repeat mining of shallow close distance seams[D]. Xuzhou: China University of Mining and Technology, 2010. (in Chinese))
- [18] ZHU W B, XU J M, LI Y C. Mechanism of the dynamic pressure caused by the instability of upper chamber coal pillars in Shendong coalfield, China[J]. Geosciences Journal, 2017, **21**(5): 729 – 741.
- [19] 朱德福, 屠世浩, 王方田, 等. 浅埋房式采空区煤柱群稳定性评价[J]. 煤炭学报, 2018, **43**(2): 390 – 397. (ZHU De-fu, TU Shi-hao, WANG Fang-tian, et al. Stability evaluation on pillar system of room and pillar mining in goaf at shallow depth seam[J]. Journal of China Coal Society, 2018, **43**(2): 390 – 397. (in Chinese))
- [20] 刘 畅, 刘正和, 张俊文, 等. 工作面长度对覆岩空间结构演化及大采高采场矿压规律的影响[J]. 岩土力学, 2018, **39**(2): 691 – 698. (LIU Chang, LIU Zheng-he, ZHANG Jun-wen, et al. Effect of mining face length on the evolution of spatial structure of overlying strata and the law of underground pressure in large mining height face[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(2): 691 – 698. (in Chinese))
- [21] 钱鸣高, 缪协兴. 岩层控制中的关键层理论研究[J]. 煤炭学报, 1996(3): 225 – 230. (QIAN Ming-gao, MIAO Xie-xing. Theoretical study of key stratum in ground control[J]. Journal of China Coal Society, 1996(3): 225 – 230. (in Chinese))
- [22] 许家林, 朱卫兵, 王晓振, 等. 浅埋煤层覆岩关键层结构分类[J]. 煤炭学报, 2009(7): 865 – 870. (XU Jia-lin, ZHU Wei-bing, WANG Xiao-zhen, et al. Classification of key strata structure of overlying strata in shallow coal seam[J]. Journal of China Coal Society, 2009(7): 865 – 870. (in Chinese))
- [23] 王方田, 屠世浩, 李召鑫, 等. 浅埋煤层房式开采遗留煤柱突变失稳机理研究[J]. 采矿与安全工程学报, 2012, **29**(6): 770 – 775. (WANG Fang-tian, TU Shi-hao, LI Shao-Xin, et al. Mutation instability mechanism of the room mining residual pillars in the shallow depth seam[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2012, **29**(6): 770 – 775. (in Chinese))
- [24] 钱鸣高, 张顶立, 黎良杰, 等. 砌体梁的“S—R”稳定及其应用[J]. 矿山压力与顶板管理, 1994(3): 6 – 11, 80. (QIAN Ming-gao, ZHANG Ding-li, LI Liang-jie, et al. “S-R” stability for the voussoir beam and its application[J]. Ground Pressure and Strata Control, 1994(3): 6 – 11, 80. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201906017

基于不完整边界先验信息的跨孔电阻率 CT 反演方法研究

刘征宇¹, 庞永昊¹, 王传武², 杨为民¹, 刘沈华¹, 王 宁¹

(1. 山东大学岩土与结构工程研究中心, 山东 济南 250061; 2. 长安大学公路学院, 陕西 西安 710064)

摘 要: 跨孔电阻率 CT 方法是一种孔中精细化探测的方法。近年来, 该方法在中小型地质异常(如溶洞、孤石等)探查方面取得了良好的应用效果。但是, 作为一种直流电阻率法, 其识别地质异常边界或界面的识别能力较差。通过钻孔、地震或者地质雷达方法, 可以比跨孔电阻率 CT 方法更清楚的确定差异明显的岩性界面。从约束反演理论的角度出发, 提出了不完整边界先验信息约束方法。首先依据地质雷达获得地质异常体的部分边界信息, 定义从已知部分边界辐射的“虚拟内部区域”和“虚拟边界”虚拟边界的完整描述。通过设置具有“相同光滑度”的外部约束、“各向异性光滑度”的边界约束和“渐变光滑度”的内部约束, 从而实现形态约束的构建。进一步的, 将此先验信息约束融入跨孔电阻率 CT 反演方程中, 形成了携带已知不完整边界信息的跨孔电阻率 CT 反演方法。然后, 利用数值反演算例和孤石探测物理模型试验, 检验了新方法的有效性和可行性。试验结果表明, 新方法对异常体边界识别的效果得到明显改善。

关键词: 跨孔电阻率 CT; 不完全边界; 先验信息; 数值模拟; 物理试验

中图分类号: P642

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-1124-09

作者简介: 刘征宇(1988—), 男, 山东昌乐人, 助理研究员, 主要从事跨孔电阻率层析成像与反演方面的研究工作。

E-mail: sdu_liuzhengyu@163.com.

Cross-hole resistivity inversion method constrained by prior information of incomplete boundary

LIU Zheng-yu¹, PANG Yong-hao¹, WANG Chuan-wu², YANG-Wei-min¹, LIU Shen-hua¹, WANG Ning¹

(1. Research Center of Geotechnical and Structural Engineering, Shandong University, Jinan 250061, China; 2. School of highway,

Chang'an University, Xi'an 710064, China)

Abstract: The cross-hole electrical resistivity tomography method is a refined detecting method, and it has been well applied in the exploration of small and medium-sized geological anomalies such as caves and boulders. However, it's poor in identifying the interfaces of geological anomalies. By geological drilling, seismic or ground penetrating radar methods, it is able to recognize the distinct lithological interface more clearly than the cross-hole electrical resistivity tomography. From the perspective of constrained inversion theory, a new cross-hole resistivity inversion method constrained by prior information of incomplete boundary is proposed. Firstly, the complete description of the "virtual internal region" radiated from the known partial boundary is defined, which is usually the interface of the geological anomaly detected by the ground penetrating radar. The construction of morphological constraints are then achieved by setting the external constraints with "same smoothness", boundary constraints of "anisotropic smoothness" and internal constraints of "gradient smoothness". Further, by adding these prior information constraints into the cross-hole resistivity inversion equation, the new inversion method carrying with known incomplete boundary information is formed. A numerical inversion test and a physical model test on detection of boulders are used to verify the effectiveness and feasibility of the new method. The tests results show that the new method has a significant improvement on the boundary recognition of the anomalous body.

Key words: cross-hole electrical resistivity tomography; incomplete boundary; prior information; numerical simulation; physical model test

基金项目: 国家重点研发计划课题(2016YFC0401805, 2016YFC0401801); 国家重大仪器设备研制专项(51327802); 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目(2014CB046901, 2015CB058101); 国家自然科学基金重点项目(51739007, 51479104); 国家自然科学基金青年科学基金项目(41502279); 山东省重点研发计划项目(2016ZDJ S02A01); 河南省重大科技专项(161100211100); 英国皇家工程院牛顿基金项目(UK-CIAPP314)

收稿日期: 2018-07-31

*通讯作者(E-mail: weimin.yang@sdu.edu.cn)

0 引言

近年来,随着中国工程建设安全要求的不断提高和地球物理技术的发展,对电阻率勘探方法的精细化探测和成像提出了更高的要求。目前,地表电阻率探测方法已经取得了广泛应用^[1-3],但由于数据的获取仅在地表,对深部异常的响应不敏感,其成像结果的分辨率往往随深度而降低。与地表电阻率探测方法相比,跨孔电阻率层析成像方法(也称跨孔电阻率 CT 方法)通过将探测电极置于两个或多个垂直钻孔中,利用跨孔“透射对穿”获取数据的方式,可以得到更高质量的孔间地质异常成像结果,逐渐在精细化探查领域取得了良好应用。如 Chambers J E 等^[4]利用三维跨孔电阻率 CT 对城市建筑环境下隐藏的回填矿井进行了精细成像,指出三维跨孔电阻率 CT 在孔深范围内具有较高的分辨能力;Liu 等^[5]采用以跨孔电阻率 CT 为核心的地表综合探测方法,对吉林引松工程小河沿段的岩溶进行了精细探查,取得了良好的效果。

跨孔电阻率 CT 方法作为一种直流电阻率法,由于其固有的物理限制,与其它地球物理方法(如地震法、地质雷达)相比,对地质异常体界面识别能力较差,对中小地质异常体的空间定位和形态识别能力有待提高。跨孔电阻率 CT 方法的探测对象大多位于孔对之间,仅通过地质钻探揭露和孔中有限数量电极测量的观测数据获知信息,然后根据有限的已知信息去反演探测区域内部的电阻率参数,其反演结果通常是非唯一的。非唯一性容易导致反演陷入局部极小并产生假异常,这可能导致错误的地质解释。

为降低反演的非唯一性,通常的做法是诉诸正则化和约束反演。在数学上,正则化意味着反演问题需要补充其他方式获得的先验信息约束。例如,通过钻孔、地震法和地质雷达法能够更清楚的确定差异明显的岩性界面信息,并利用这些信息构造先验形态约束,融入电阻率反演中。该做法能够降低非唯一性,有助于提高空间定位精度和异常体形态识别效果。常见的形态约束类型有两种:①对物理界面的切向和法向特征值施加不同权重,进而控制电阻率成像中异常体的空间形状^[6-7];②对线性倾斜构造(如裂隙和断层)使用旋转矩阵约束,使之具有明确的走向和倾角^[8-9]。Saunders 等^[10]通过地震层析成像、钻孔样本或其他成像方法获得结构信息,应用空间和方向变化的正则化张量,将已知信息纳入电阻率数据反演,得到了改进的反演结果。Li 等^[7]使用了3个各向异性正交矢量(法向和两个切向量)来控制在其他方法获得的已知边界处的电阻率变化。上述研究取得了良好的效果,对形

态约束的后续研究提供了重要借鉴。

在研究中发现,获取完整的边界信息是形态约束的前提条件。然而,通过地震法、地质雷达或钻孔获得地质异常体的整个边界信息是相当困难的。例如,使用地质雷达可以观测到异常体的上边界反射信号,但是由于能量衰减等原因,对异常体的下边界并不敏感,对于横向边界的探测和识别也很困难。换句话说,通过二维或三维探测难以获得异常体的整个边界的完整描述。对于边界部分信息可用的情况,通常只将边界的已知部分进行约束,但约束几乎不能对整个异常体的成像起作用。

因此,本文研究和解决的一个关键问题是:如何在仅获取部分边界信息时,使用约束反演来获得良好的结果。针对该问题,本文提出了基于不完整边界先验信息约束的跨孔电阻率 CT 反演方法。在利用其他地球物理方法获取异常体的部分边界信息的基础上,从已知部分边界出发,构建了用于刻画地质异常的“虚拟内部区域”,据此将反演区域划分为外部区域、边界区域和内部区域3个部分。进而构造了携带形态约束的跨孔电阻率 CT 反演目标函数,对3个区域分别施加不同形式的光滑约束。最后,结合数值模拟算例和孤石探测物理模拟试验,检验了本文方法在提高跨孔电阻率 CT 方法识别地质异常体边界能力方面的有效性。

1 基于不完整边界先验信息约束的跨孔电阻率 CT 反演方法

1.1 具有先验不完整边界信息的形态约束的构造

对于事先仅能获得部分边界信息的情况,地质体的其他边界和内部区域尚不清楚。如果仅使用各向异性的平滑约束,可能无法将不完整边界的全部信息添加到电阻率反演中。

因此,本文定义了从已知的不完整边界辐射的“虚拟内部区域”。可探测边界通常是异常体的上边界,如图1所示,“勘探方向”定义为与地表垂直并指向勘探区域内部的方向。显然,勘探方向是地表面的法线方向。以二维勘探为例,假设 A 为地下异常体, G_p 为异常 A 的上部边界, M 为中点,如图1(a)所示。假设只有上部边界 G_p 是已知的,而其他边界丢失。那么,对应于已知不完整边界的“虚拟内部区域”定义如下。如图1(b)所示,本文对逐渐变化的辐射区域的下边界作如下假定:将已知的上部边界 G_p 放大两倍,并将其沿“勘探方向”进行平移。在平移中,上边界中点 M 作为控制点, M' 是下边界的中点,上边界和下边界

之间的距离是上边界长度的两倍。除下边界之外,另一边界是连接上边界和下边界端点的线。因此,通过连接其端点,由已知的上边界、假定的下边界和其它边界包围的区域内部,构成了“虚拟内部区域”。这里,本文给出足够大的范围,以尽可能多地包含实际异常体的其它边界。三维虚拟内部区域的构造与二维相似,如图1(c)所示。

定义 W_k 是从已知的不完整边界开始的“虚拟内部区域”, G_k 是“虚拟内部区域”的其它边界。 W_e 是“虚拟内部区域”之外的域,定义其为“外部区域”。在这个意义上,探测区域(即整个域 W)由3部分组成:外部区域 W_e , 边界 G (G_p 和 G_k) 和内部区域 W_k , 如图1(b)、(c)所示。

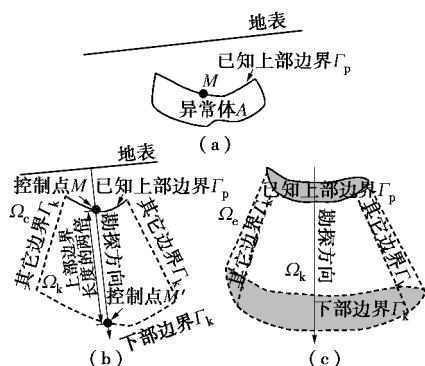


图1 不完整边界的“虚拟内部区域”示意图

Fig. 1 Virtual internal area for incomplete boundary

通过“虚拟内部区域”的定义,本文假设了一个边界清晰、内部平滑的模型,即模型内部参数变化很小,但边界处是急剧变化的、不连续的。这代表了两个重要特征:

(1) 物理属性分布在边界或界面上是不连续的,但沿界面平滑。

(2) 物理属性分布(例如电阻率)在内部区域是平滑的或几乎没有变化。

这种假设在多数情况下是合理的,特别是在 W_k 较小时。此外,即使物理属性不均匀,但实际上主要关注的是异常体 W_k 的位置、形态和等效电阻率,而不是实际的内部电阻率分布。

基于上述假设,我们利用已知的不完整边界信息提出了一种新的形态约束。它由外部约束、边界约束和内部约束组成,具体如下:

(1) 一般而言,外部区域的电阻率分布不应受到严格限制,传统的光滑约束适用于这种情况。因此,在本文中,外部区域的网格将被施加具有合理权重的均匀光滑约束,这被称为“外部约束”。事实上,各方向相同权重的“外部约束”与传统的均匀光滑约束相同。

(2) 对已知边界中电阻率的分布施加先验边界信息约束。通常,电阻率分布在界面上具有很大的变化,但沿着界面是平滑的^[7]。在该约束条件下,电阻率变化的权重在法线方向上小于切线方向,即在界面中向不同方向施加“各向异性光滑度”,对于提高界面分辨能力是有效的。在已发表的论文中,各向异性光滑约束已被用于边界^[7],其光滑度因子在界面上有一个急剧的变化,然而,这可能会导致一些新的虚假异常并促使反演方程不稳定。因此,本文使用快速渐变的光滑因子而不是突变的光滑因子,这被称为“边界约束”。

(3) 类似地,“虚拟内部区域”的约束被称为“内部约束”。事实上,对于事先只能获得地质异常体不完整边界的情况,内部面积(或体积)不明确。本文将图1中定义的“虚拟内部区域”视为“内部区域”。假设 W_k 电阻率分布假设比外部区域更平滑。“更平滑”意味着产生的虚假异常较少,但相应的分辨能力会损失。构建“内部约束”的具体方式如下:①在已知边界附近的区域,使用较高的光滑度来保持稳定,降低反演的非唯一性;②当离开已知边界时,光滑度逐渐降低,分辨能力逐渐增加,有助于识别已知地质异常体的其它边界;③当接近“虚拟内部区域”的下边界时,光滑度因子达到“外部区域”的值。总而言之,该区域光滑度的权重从最初的最大值逐渐变为背景值,渐变的光滑度可以平衡内部区域的平滑度与边界识别的分辨能力,提供“搜索”反演过程中识别其它边界的可能性,有利于减少反演的非唯一性和不稳定性。

为了直观地说明形态约束,图2中给出了整个域的空间变化光滑度的分布。首先, v_1 , v_2 和 v_3 表示3个相互正交的单位向量。 I_1 , I_2 , I_3 是用于约束上述3个向量的权重系数。在图2中的每个点上,蓝色箭头表示 $\pm I_i v_i (i=1,2,3)$, 其中 v_i 表示方向, I_i 表示箭头的长度。如图2(a)所示,在外部区域,光滑度是各向同性的,具有不变的权重系数 I° , 即 $I_1 = I_2 = I_3 = I^\circ$ 。因此,蓝色箭头平行于坐标轴,且在每个方向上具有相同长度。对于异常体已知边界上的点 P , v_1 表示异常体界面的法向量, v_2 和 v_3 都是相应的切向单位向量。在这种情况下, v_1 表示在点 P 处法线方向的短箭头, v_2 和 v_3 表示在点 P 处切线方向上的长箭头,即 $I_1 < I_2 = I_3$ 。其物理意义是,沿法向方向上的电阻率分布的变化比切向方向更为急剧。

本文使用图2(b)来说明二维条件下的光滑度分布。“外部区域”的光滑度权重是均匀的,取背景值 I° 。已知边界的光滑度是各向异性的:切向方向等于 I° , 法向方向快速渐变。快速渐变意味着法向权重从 I° 快

速降低到最小值 I^{\min} , 并从 I^{\min} 快速增加到最大值 I^{\max} 。因此, 本文在已知的不完整边界周围定义了一个“快速渐变的过渡区域”。在“虚拟内部区域”内, 光滑度也是各向同性的。首先, 本文定义在区域 W_k^1 上光滑度因子沿勘探方向上变化, 该区域被已知边界端点引出的两条法线和假定的下部边界所包围。区域 W_k^1 中光滑度因子沿勘探方向逐渐减小, 从最初的最大值 I^{\max} 到最终的背景值 I^e 。在“虚拟内部区域”的内部, 除 W_k^1 外, 还有 W_k^2 和 W_k^3 , 这两个区域的光滑度因子在与地表的法线正交的方向上快速降低, 最终达到背景值 I^e 。当接近已知的不完整边界区域时, 较高的光滑度权重对电阻率分布的限制将比“外部区域”更平滑。对于靠近“虚拟内部区域”的另一边界区域的区域, 光滑度的权重倾向于背景值 I^e , 这有助于“搜索”异常体的其它边界。一般来说, “虚拟内部区域”内部的光滑度权重不小于背景值 I^e , 这将平滑“虚拟内部区域”内的电阻率分布, 这也有助于保持稳定性并降低反演的非唯一性。

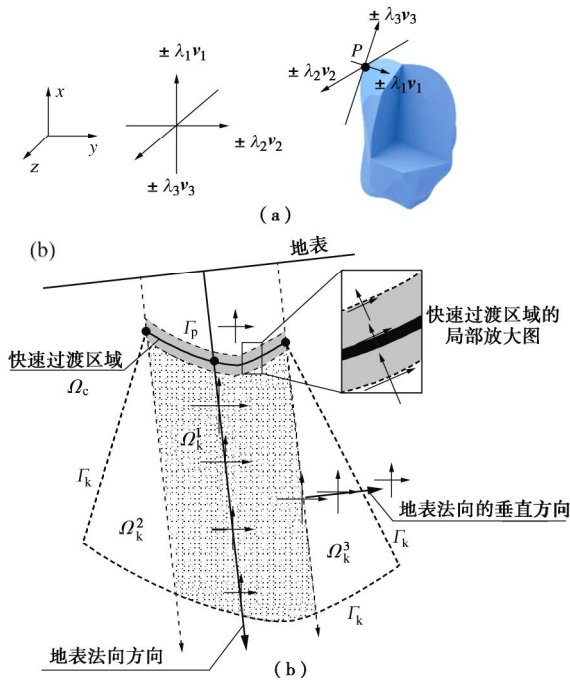


图2 整个空间域内光滑度的分布示意图

Fig. 2 Distribution of smoothness over entire spatial domain

1.2 具有先验形态约束的跨孔电阻率 CT 反演方程

通常, 通过以下形式最小化无约束目标函数来解决跨孔电阻率 CT 反演问题^[11-12]:

$$F = f_d + I f_m = (d_{\text{obs}} - d_m)^T (d_{\text{obs}} - d_m) + I f_m, \quad (1)$$

式中, f_d 为数据拟合项, 依赖于观测数据 d_{obs} 和数值正演数据 d_m 之间的差异, f_m 为模型正则化项, 控制模型的光滑度。 I 为正则化参数, 用于平衡数据拟合

项最小化与模型参数的正则化效应。

Li 等^[7]提出了一种空间形态约束, 该方法通过使用各向异性的模型光滑度约束, 将地质体形态的信息添加到电阻率反演方程中。其离散化的表达式为

$$\begin{aligned} f_m &= \sum_{i=1}^{N_e} \sum_{k=1}^3 |v_i| |I_k^{(i)}|^2 |v_k^{(i)T} \nabla m|^2, \quad (2) \\ |v_k^{(i)T} \nabla m|^2 &= \left| v_1^{(i)} \frac{\partial m}{\partial x} + v_2^{(i)} \frac{\partial m}{\partial y} + v_3^{(i)} \frac{\partial m}{\partial z} \right|^2 \\ &= \left| (v_1^{(i)})^2 \left(\frac{\partial m}{\partial x} \right)^2 + (v_2^{(i)})^2 \left(\frac{\partial m}{\partial y} \right)^2 + (v_3^{(i)})^2 \left(\frac{\partial m}{\partial z} \right)^2 + \right. \\ &\quad \left. 2v_1^{(i)} v_2^{(i)} \frac{\partial m}{\partial x} \frac{\partial m}{\partial y} + 2v_1^{(i)} v_3^{(i)} \frac{\partial m}{\partial x} \frac{\partial m}{\partial z} + 2v_2^{(i)} v_3^{(i)} \frac{\partial m}{\partial y} \frac{\partial m}{\partial z} \right| \\ &= \left| (v_1^{(i)})^2 \left(\frac{m_x^i - m^i}{\Delta x_i} \right)^2 + (v_2^{(i)})^2 \left(\frac{m_y^i - m^i}{\Delta y_i} \right)^2 + (v_3^{(i)})^2 \left(\frac{m_z^i - m^i}{\Delta z_i} \right)^2 + \right. \\ &\quad \left. 2v_1^{(i)} v_2^{(i)} \left(\frac{m_x^i - m^i}{\Delta x_i} \right) \left(\frac{m_y^i - m^i}{\Delta y_i} \right) + \right. \\ &\quad \left. 2v_2^{(i)} v_3^{(i)} \left(\frac{m_y^i - m^i}{\Delta y_i} \right) \left(\frac{m_z^i - m^i}{\Delta z_i} \right) + \right. \\ &\quad \left. 2v_1^{(i)} v_3^{(i)} \left(\frac{m_x^i - m^i}{\Delta x_i} \right) \left(\frac{m_z^i - m^i}{\Delta z_i} \right) \right|. \quad (3) \end{aligned}$$

其中, N_e 表示单元的数目, m^i 为第 i 个单元参数值 (一般为电阻率), m_x^i , m_y^i , m_z^i 表示网格沿着 3 个正方向上的相邻网格参数, V_i 为第 i 个单元的体积, $v_k^{(i)} (k=1,2,3)$ 表示第 i 个单元上相互正交的方向向量, 含有 3 个元素值, 记为 $v_k^{(i)T} = (v_1^{(i)}, v_2^{(i)}, v_3^{(i)})$ 。 $I_k^{(i)} (k=1,2,3)$ 为对应于 $v_k^{(i)}$ 的权重值。

本文在上一节中定义了外部区域, 边界区域和虚拟内部区域。显然, 不同区域需要不同的 $I_k^{(i)}$ 去描述。首先, 外部约束与传统光滑约束的形式相同, 即

$$I_1^{(i)} = I_2^{(i)} = I_3^{(i)} = I^e. \quad (4)$$

(1) 边界约束

本文使用法线方向上的快速渐变的光滑度因子, 代替了在已发表的论文中使用的急剧变化^[7], 旨在提高反演的稳定性。快速渐变意味着法向光滑度因子从背景值 I^e 到最小值 I_1^{\min} 迅速减小, 并沿着法向多层网格从 I_1^{\min} 快速增加到最大值 I_1^{\max} 。通过法向光滑因子的变化, 设定的快速渐变的区域如图 2 (b) 所示。通常, 渐变区域在边界的法线方向上包括 4 层或 6 层网格, 该区域将边界划分为减小区域和增大区域。因此, 沿法线方向的网格层级决定了法向光滑度因子的值, 其定义为

$$I_1^{(k)} = \begin{cases} I_1^e - \frac{I_1^e - I_1^{\min}}{(L/2)}k & (\text{位于减小区域}) \\ \frac{I_1^{\max} - I_1^{\min}}{(L/2)}k + I_1^{\min} & (\text{位于增大区域}) \end{cases}, \quad (5)$$

式中, k 表示快速渐变区域中的第 k 层网格, I_1^k 表示第 k 层中对应于法向量的单元权重参数, L 是快速渐变区域中的网格总层数。这里, 在法线方向边界上的光滑度因子被设定为线性梯度。

对于权重系数 I_2 和 I_3 , 它们在减小区域与 I_1^e 保持相同, 即 $I_2 = I_3 = I_1^e$ 。而在不断增大的区域 I_1 , I_2 和 I_3 从 I_1^e 到 I^{\max} 线性变化。满足下式:

$$I_2^k = I_3^k = \frac{I^{\max} - I_1^e}{(L/2)}k + I_1^e. \quad (6)$$

(2) 内部约束

根据“内部约束”的定义,“虚拟内部区域”内的光滑度因子是各向同性的 ($I_1 = I_2 = I_3$), 光滑度因子从最大值 I^{\max} 逐渐变化到背景值 I^e 。式 (2) 可以简化为

$$f_{\text{in}} = \sum_{i=1}^{N_e} \left| h_{\text{in}}^i \nabla m \right|^2, \quad (7)$$

式中, h_{in}^i 表示内部区域第 i 个网格的光滑约束权重值, 对于“虚拟内部区域”中的区域 W_k^1 , 光滑度因子沿着地表的法线方向从最大值线性减小到背景值。根据渐变光滑度的假设, h_{in}^i 从 I^{\max} 逐渐变为 I^e :

$$h_{\text{in}}^i = I^{\max} - \frac{I^{\max} - I^e}{D_{\text{vir}}} l_{\text{vir}}^i, \quad (8)$$

式中, D_{vir} 是沿着勘探方向的整个“虚拟内部区域”的长度, l_{vir}^i 是沿着勘探方向已知边界与第 i 个单元格的网格层之间的距离。

对于区域 W_k^2 和 W_k^3 , 光滑度因子在与勘探方向正交的方向上线性的从 I^i 到 I^e 向外减小。它从区域 W_k^1 和 W_k^2 之间的边界、或者区域 W_k^1 和 W_k^3 之间的边界开始, 按照以下规则向“虚拟内部区域”的外部减小:

$$h_{\text{in}}^{ij} = h_{\text{in}}^j - \frac{h_{\text{in}}^j - I^e}{L_{\text{ver}}^j} l_{\text{ver}}^{ij}. \quad (9)$$

式中 h_{in}^{ij} 为沿勘探方向上“虚拟内部区域”的第 j 行网格的光滑度因子, 以及与勘探方向正交的方向上区域 W_k^1 和 W_k^2 之间边界 (或区域 W_k^1 和 W_k^3 之间边界) 上的第 i 列的光滑度因子; h_{in}^j 为网格单元在“虚拟内部区域”的第 j 行的 W_k^1 和 W_k^2 (或 W_k^3) 边界的光滑度因子; L_{ver}^j 为“虚拟内部区域” W_k^2 或 W_k^3 的第 j 行的长度; l_{ver}^{ij} 为“虚拟内部区域”的第 j 行中区域 W_k^2 或 W_k^3 第 i 列与 W_k^1 边界之间的距离。总之, 在 W_k^2 (或 W_k^3) 的区域中, 索引 j 为勘探方向上的“虚拟内部区域”

的第 j 行, 索引 i 为与勘探方向的正交方向上从 W_k^2 (或 W_k^3) 与 W_k^1 内部边界的第 i 列。

(3) 反演方程

通过纳入外部约束、边界约束和内部约束, 具有先验形态约束的跨孔电阻率 CT 反演目标函数如下:

$$F = f_d + I f_m = (d_{\text{obs}} - d_m)^T (d_{\text{obs}} - d_m) + I (W_m \Delta m)^T (W_m \Delta m), \quad (10)$$

$$W_m = W_{\Omega e} + W_{\Omega k} + W_{\Gamma}, \quad (11)$$

式中, W_m 为新的空间光滑约束矩阵, 具体表达式如式 (11) 所示, 等式右端三项分别代表外部约束矩阵、内部约束矩阵和边界约束矩阵, 由本文针对不完整边界信息提出的新的形态约束 (外部约束、内部约束和边界约束) 确定。对目标函数公式 (10) 取极小, 得到如下形式的携带不完整边界信息约束的跨孔电阻率 CT 反演方程:

$$(J^T J + I W_m^T W_m) \Delta m = J^T \Delta d, \quad (12)$$

其中, J 为表征观测数据相对于模型参数偏导数的雅克比矩阵 $J_{ij} = \partial d_i / \partial m_j$ 。由此, 本文可以由式 (12) 计算模型更新, 通过迭代反演计算后, 可以得到跨孔电阻率 CT 反演的结果。

2 数值反演算例

建立如图 3 所示的地电模型, 图 3 中低阻异常体用于模拟水平层状含水层且在 $x=10$ m 附近存在一处向上发育的导水构造。假定背景电阻率为 $1000 \Omega \cdot \text{m}$, 低阻体电阻率为 $50 \Omega \cdot \text{m}$, 模拟含水层尺寸为长 15.0 m \times 宽 3.0 m \times 高 4.0 m, 向上发育的构造尺寸为长 3.0 m \times 宽 3.0 m \times 高 5.5 m。

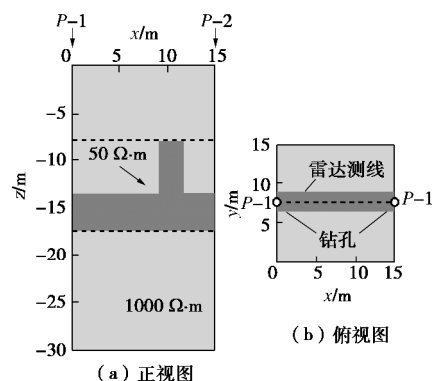


图 3 模拟含水层及向上发育构造的地电模型

Fig. 3 Geo-electric model for simulating aquifer with upwardly developed structure

图 4 显示了具有恒定权重的传统平滑约束反演的结果, 可以看到光滑约束反演图像中向上发育的低阻异常其形态特征与真实地电模型存在差异, 对其边界的分辨能力较差, 表征含水层的低阻体下边界形态出

现不同程度的起伏, 而且结果中出现了多处假异常。

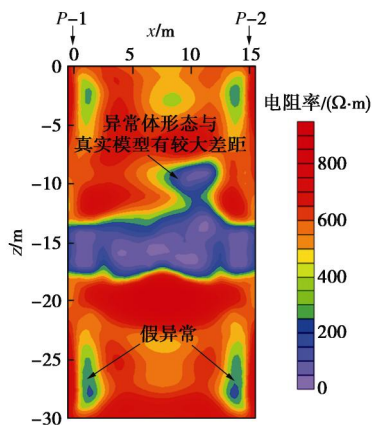


图4 传统光滑约束跨孔电阻率 CT 反演结果 ($y=7.5$ m 截面)

Fig. 4 Inversion results of traditional smooth constraints ($y=7.5$ m)

针对该模型, 地表雷达测线布置如图 3 (b) 所示。设背景的相对介电常数为 14, 低阻体相对介电常数为 30, 得到地质雷达正演模拟结果和逆时偏移成像结果分别如图 5 (a)、图 5 (b) 所示。可以看到图像中对低阻体的上表面共有三处反射, 反射界面的位置和形状与真实模型基本一致, 由此本文得到了异常体的上界面信息, 并据此构造了如图 6 (a) 所示的虚拟内部区域。

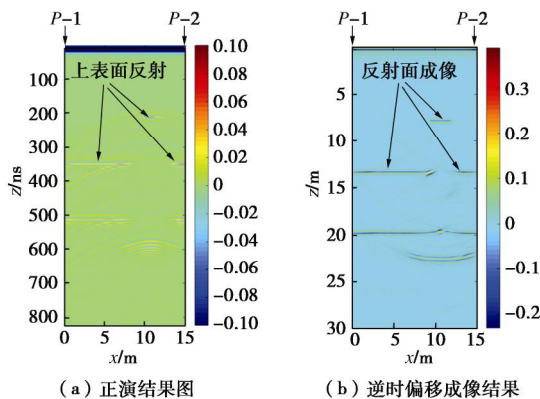


图5 地质雷达结果图

Fig. 5 Results of ground penetrating radar

利用本文提出的新方法进行计算, 反演过程中的权重系数取值与算例一中相同, 反演迭代 8 次后得到的成像结果如图 6 (b) 所示。可以看出, 与传统光滑约束反演的结果相比, 新方法反演结果中, 对向上发育的低阻构造的形态刻画更加准确, 水平层状低阻构造的下部边界也更加平滑, 与真实地电模型更为接近。不仅如此, 较图 4 结果相比, 消除了四个角上的假异常。既证实了不完整边界约束之一的“内部约束”逐渐变化的光滑度对其他边界的“搜索”能力, 也表明不完整边界约束对降低反演非唯一性的有益效果。

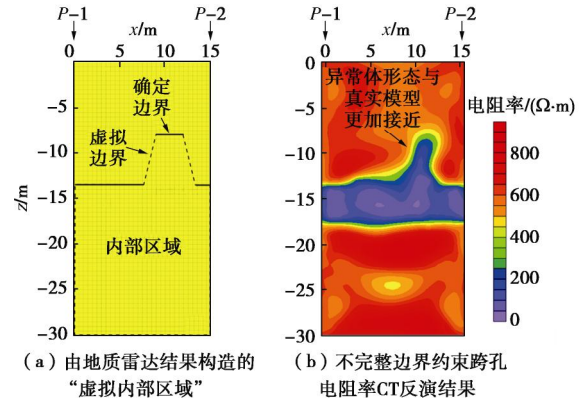


图6 由地质雷达结果构造的“虚拟内部区域”和不完整边界约束跨孔电阻率 CT 反演结果 ($y=7.5$ m 截面)

Fig. 6 “Virtual interior zone” constructed from results of ground penetrating radar and cross-hole resistivity inversion results with incomplete boundary constraints ($y=7.5$ m)

3 孤石探测物理模拟试验

在软土地层中的城市地铁施工中经常采用土压平衡盾构掘进机或泥水平衡盾构掘进机。如果在软土地层中存在孤石, 且无法提前探测出来, 盾构掘进机施工中一旦遇到孤石, 就会导致刀盘异常磨损、刀具损毁甚至地层扰动过大或喷涌灾害。孤石一般为强风化花岗岩岩体, 由于其粒径大小不一 (从几十厘米到几米不等)。在软土地层盾构机掘进中, 对孤石的探测非常重要^[13-16]。

为了研究孤石探测的问题, 本文选择了一块软土地场构建了一个模拟实际孤石地层的试验模型。经地质钻孔勘察, 沿深度方向向下, 场区原始地层 0~3 m 为耕地黏土 (电阻率约为 50~100 $\Omega\cdot\text{m}$), -3~-20 m 为均匀泥质粉砂岩层 (电阻率约 200~500 $\Omega\cdot\text{m}$)。为营造孤石实际赋存的地质条件, 对场区内的 0~-10 m 地层实施全部开挖换填, 开挖范围为长 32 m、宽 8 m, 在其中总共埋放 12 块花岗岩孤石, 全部采用耕地黏土回填, 并做压实处理。

3.1 测线布置

所选取的两块花岗岩体在模型中的位置及方位如图 7 所示。两块花岗岩块体的尺寸和埋深分别为长 1.4 m×宽 1.0 m×高 1.0 m (#12 孤石, 顶部埋深-4 m), 长 1.8 m×宽 1.4 m×高 1.2 m (#5 孤石, 顶部埋深-7 m)。

本次试验选取了 8.0 m×8.0 m 的正方形区域开展探测试验, 在地表共布置了 4 条地质雷达测线, 如图 7 所示, 其中雷达测线 1 和测线 2 经过#12 孤石的上方、测线 3 经过#5 孤石的上方、测线 4 则同时经过#5 孤石和#12 孤石的上方。地质雷达采用中心频率为 100 MHz 的 Mala 雷达。在正方形区域的四个顶点位置各布置一个深 16 m 的探测钻孔, 孔内布置电阻率跨孔 CT 测

线, 利用 4 条测线采集数据并进行三维反演和解译。其中, 每条测线有 16 个电极, 电极间距为 1.0 m, 采用梯度法和 AM-BN 组合的观测方式^[17]采集数据。

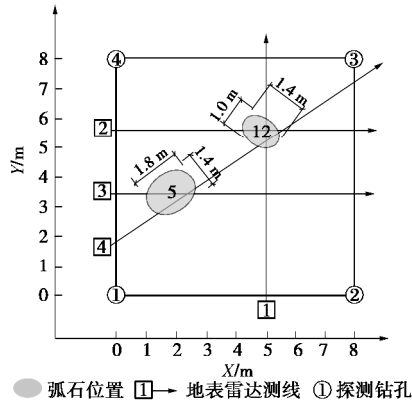


图 7 地质雷达测线布置、电阻率 CT 探测钻孔平面图

Fig. 7 Layout of ground penetrating radar lines and resistivity CT detection drillings

3.2 地质雷达探测结果及对孤石的响应分析

雷达记录经过能量增益、背景滤波、水平滤波、滑动平均等处理, 得到 4 条测线的探测结果如图 8 (a) ~ (d) 所示。由于探测区域内土质较为松软, 土颗粒间夹杂大量空气, 雷达波传播速度较快, 因此假定波速为 0.15 m/ns 进行了时间深度转换。

地质雷达 4 条测线在经过孤石上方时都出现了明显的反射信号, 如图 8 所示, 孤石在雷达剖面图中的响应特征是双曲线反射波, 其反射波顶部位置对应孤石上表面位置。地质雷达测线 1 和测线 2 探测到#12 孤石, 如图 8 (a), (b) 所示, 孤石上表面距离地面 4 m 左右; 地质雷达测线 3 探测到#5 孤石, 如图 8 (c) 所示, 孤石上表面距离地面 7 m 左右; 地质雷达测线 4 同时探测到两块孤石, 其中左侧孤石顶部埋深 7 m 左右, 右侧孤石顶部埋深 4 m 左右, 剖面中部有因地面不平引起的同相轴突起, 但不影响对孤石的识别。综合 4 个探测剖面的结果, 可以发现 4 条雷达测线较好地探测到了区域内埋藏孤石的上界面信息。

3.3 传统光滑约束三维电阻率跨孔 CT 探测结果

利用传统光滑约束最小二乘方法对三维电阻率跨孔 CT 探测数据进行反演, 迭代 10 次后收敛, 结果如图 9 所示。对成像结果中电阻率值大于 1000 $\Omega \cdot m$ 的高阻异常区域进行了提取, 见图 9 中虚线所圈定的范围。从传统三维电阻率跨孔 CT 反演的结果中可以看到, 在背景围岩中存在一条明显的高阻异常带, 呈倾斜带状分布。通过与模型中两处孤石的实际分布的位置和大小比较来看, 该高阻异常带虽然在位置上覆盖了两个孤石, 但形态上将二者反映为一个整体的高阻区, 没有将两个孤石体独立识别。

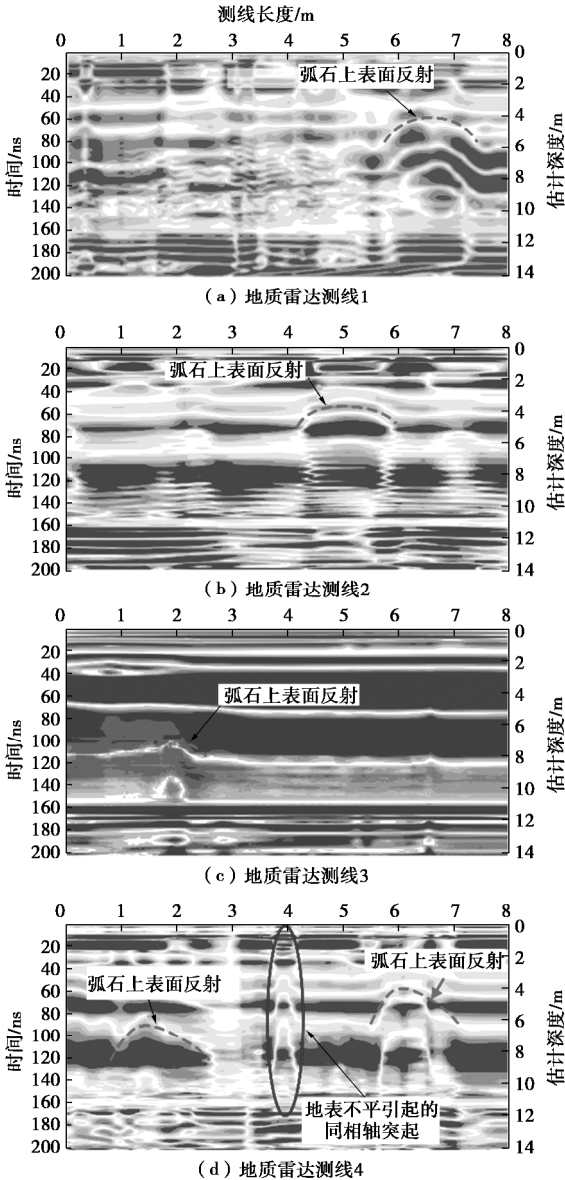


图 8 地质雷达探测结果

Fig. 8 Results of ground penetrating radar detection

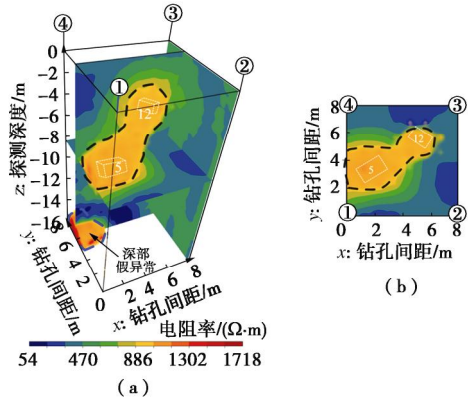


图 9 三维电阻率 CT 探测反演结果提取图、俯视平面图

Fig. 9 Extraction and top view of inversion results of three-dimensional cross-hole ERT detection

3.4 施加不完整边界约束的三维电阻率跨孔 CT 反演结果

利用同一孤石体的 2~3 条交叉地质雷达测线剖

面中的双曲线反射(即孤石上边界反射),可以推断对应于孤石上边界的一个三维曲面,如图10所示。对模型中两处孤石探测的反射共形成了两个三维曲面,即:针对#12孤石,地质雷达测线1、2和4三条测线中的双曲面反射可形成一个三维曲面;针对#5孤石,地质雷达测线3和4两条测线中的双曲面反射也可形成一个三维曲面。以两个三维曲面作为已知的不完整边界,按照本文提出的方法对两处孤石体分别构建了“虚拟内部区域”,如图10所示。以此构造不完整边界信息约束条件,施加到三维电阻率跨孔CT反演中,得到约束反演结果,如图11所示。

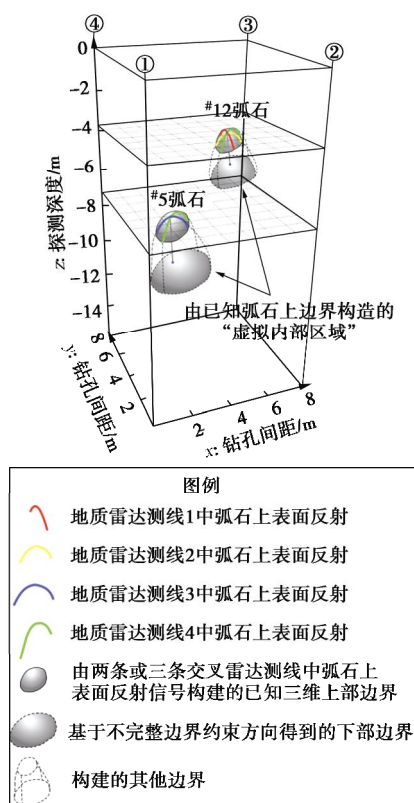


图10 利用地质雷达探测剖面构造的三维“虚拟内部区域”

Fig. 10 Three-dimensional "virtual interior area" constructed by using geological radar detection profiles

在图11所示的反演结果中,存在两处明显的近似球状或椭球状的高阻异常区域,异常体中心附近的电阻率值均高于 $1300 \Omega \cdot \text{m}$ 。其中,位于图像右侧上方的高阻异常体分布在 x 为 $5, 7 \text{ m}$, y 为 $5, 7 \text{ m}$ 范围内,深度方向为 $-4 \sim -6 \text{ m}$; 另外一处高阻异常体则分布在 $x=1 \sim 4 \text{ m}$, $y=2 \sim 5 \text{ m}$ 范围内,深度方向为 $-6 \sim -8 \text{ m}$ 。可见,在利用地质雷达探测结果构造不完整边界约束的反演结果中,得到了两处明显独立分布的高阻异常体,而且两处高阻异常区域与模型中两个孤石在空间位置、形态、体积方面较为接近,对两个孤石边界的刻画更加准确。与传统跨孔电阻率CT探测的试验结果对比可以发现,利用不完整边界信息约束的跨孔电阻率CT反演方法对于地质异常体边界识别的效果得

到了明显改善。

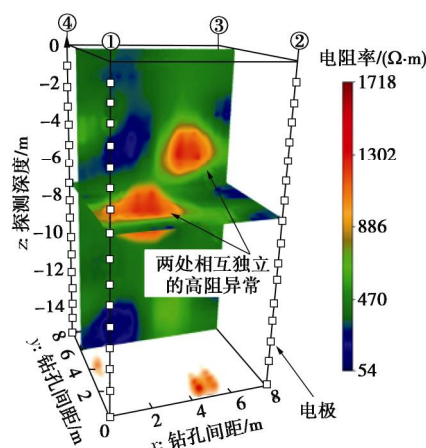


图11 基于不完整边界约束的三维电阻率跨孔CT反演结果

Fig. 11 Inversion results of three-dimensional cross-hole resistivity based on incomplete boundary constraints

4 讨论

传统的光滑约束能够在一定程度上降低电阻率反演方程的病态问题,但是全局一致的光滑约束对异常体边界的识别和刻画作用是有限的。本文提出的利用不完整边界信息的约束反演方法,一方面允许边界处电阻率值快速变化,实现对异常体边界的较准确刻画;另一方面,对异常体虚拟内部区域使用渐变的光滑约束,有利于寻找其他未知边界和降低反演的多解性。

另外,本文提出的反演方法有以下两点需要说明:①对虚拟内部区域的构造方式中,将“两倍”上边界长度作为异常体的高度和下边界长度;②对边界和内部区域的光滑变化选择了“线性”变化的方式。这里选择“两倍”和“线性”,可能并不总是最优的方案。比如,依据“两倍”建立的“虚拟内部区域”通常大于异常体的实际体积;而“线性”变化的光滑约束用于探测某些地质体时,与其它变化型式(如指数变化)相比可能不是最优的。然而实际上,光滑约束只是影响反演结果的一种因素,反演结果的好坏在更大程度上取决于数据本身所携带的有效信息和反演方程的宏观控制。因此,利用本文所提出的“两倍”和“线性”的方案构建具有不完整边界信息约束的跨孔电阻率CT反演方程,在多数情况下其反演结果是可接受的。本文的数值算例和物理模拟试验的结果也证实了这一点。

本文证实了利用地质异常体已知部分边界信息对于改善电阻率勘探方法对异常体边界识别的有益效果,由此可见,充分利用已知边界信息是非常重要的。在本文研究的基础上,今后的研究可以考虑引入跨孔地质雷达、跨孔地震等方法,以获取地质异常体的横向边界信息。不难想象,更充足的边界信息和更严格的约束条件将会进一步提高电阻率勘探方法对异常体

边界的识别和刻画能力。

5 结 论

(1) 基于已知的部分边界信息, 本文定义了一种“虚拟内部区域”, 并据此给出了形态约束的构建方法, 为利用地质异常体的边界和内部区域施加约束提供了先决条件。

(2) 提出了基于不完整边界信息约束的跨孔电阻率 CT 反演方法。该方法通过对已知边界施加“各向异性光滑度”, 提高了界面处的空间分辨效果。通过对内部约束施加相对较高的渐变光滑度, 在降低反演非唯一性、减少假异常的基础上, 提供了“搜索”异常体其他边界的可能性。

(3) 数值模拟和物理模拟试验验证了本文反演方法的有效性和可行性。将其他地球物理方法获得的部分边界信息作为已知先验信息, 构建形态约束并施加到跨孔电阻率 CT 反演方程中, 可以有效的提高跨孔电阻率 CT 方法对异常体边界的识别效果, 降低电阻率勘探的多解性。本方法为多种地球物理方法之间的约束联合反演提供了可行的参考。

参考文献:

- [1] DI Qing-yun, WANG Miao-yue. Determining areas of leakage in the Da Ye Dam using multi-electrode resistivity[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2010, **69**: 105 - 109.
- [2] 底青云, 王妙月. 积分法三维电阻率成像[J]. 地球物理学报, 2011, **44**(6): 843 - 851. (DI Qing-yun, WANG Miao-yue. 3-D resistivity tomography by integral method[J]. Chinese J Geophys, 2011, **44**(6): 843 - 851. (in Chinese))
- [3] 马凤山, 底青云, 李克蓬, 等. 高密度电阻率法在海底金矿含水构造探测中的应用[J]. 地球物理学报, 2016, **59**(12): 4432 - 4438. (MA Feng-shan, DI Qing-yun, LI Ke-peng, et al. Application of high-density resistivity method in detecting water-bearing structures at a seabed gold mine[J]. Chinese J Geophys, 2016, **59**(12): 4432 - 4438. (in Chinese))
- [4] CHAMBERS J E, WILKINSON P B, WELLER A L, et al. Mineshaft imaging using surface and crosshole 3D electrical resistivity tomography: A case history from the East Pennine Coalfield, UK[J]. Journal of Applied Geophysics, 2007, **62**(4): 324 - 337.
- [5] LIU B, LIU Z, LI S, et al. Comprehensive surface geophysical investigation of karst caves ahead of the tunnel face: a case study in the Xiaoheyan section of the Water Supply Project from Songhua River, Jilin, China[J]. Journal of Applied Geophysics, 2017, **144**: 37 - 49.
- [6] KAIPIO J P, KOLEHMAINEN V, VAUHKONEN M, et al. Inverse problems with structural prior information[J]. Inverse Problems, 1999, **15**(3): 713 - 729.
- [7] LI S C, NIE L C, LIU B, et al. 3D electrical resistivity inversion using prior spatial shape constraints[J]. Applied Geophysics, 2013, **10**(4): 361 - 372.
- [8] LI Y, OLDENBURG D W. Incorporating geological dip information into geophysical inversions[J]. Geophysics, 2000, **65**(1): 148 - 157.
- [9] LELIEVRE P, OLDENBURG D, WILLIAMS N. Constraining geophysical inversions with geologic information[M]//SEG Technical Program Expanded Abstracts 2008. Houston: Society of Exploration Geophysicists, 2008: 1223 - 1227.
- [10] SAUNDERS J H, HERWANGER J V, PAIN C C, et al. Constrained resistivity inversion using seismic data[J]. Geophysical Journal International, 2005, **160**(3): 785 - 796.
- [11] OLDENBURG D W, MCGILLIVRAY P R, ELLIS R G. Generalized subspace methods for large-scale inverse problems[J]. Geophysical Journal International, 1993, **114**(1): 12 - 20.
- [12] LI Y, OLDENBURG D W. 3-D inversion of gravity data[J]. Geophysics, 1998, **63**(1): 109 - 119.
- [13] LI B, WU L, XU C, et al. The detection of the boulders in metro tunneling in granite strata using a shield tunneling method and a new method of coping with boulders[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2016, **34**(4): 1155 - 1169.
- [14] CHENG F, LIU J, WANG J, et al. Multi-hole seismic modeling in 3-D space and cross-hole seismic tomography analysis for boulder detection[J]. Journal of Applied Geophysics, 2016, **134**: 246 - 252.
- [15] WISÉN R, LINDERS F, DAHLIN T. 2D and 3D resistivity imaging in an investigation of boulder occurrence and soil depth in glacial till[C]//Near Surface 2006-12th EAGE European Meeting of Environmental and Engineering Geophysics. Helsinki, 2006.
- [16] LEOPOLD M, VÖLKE J, HUBER J, et al. Subsurface architecture of the Boulder Creek Critical Zone Observatory from electrical resistivity tomography[J]. Earth Surface Processes and Landforms, 2013, **38**(12): 1417 - 1431.
- [17] DANIELSEN B E, DAHLIN T. Numerical modelling of resolution and sensitivity of ERT in horizontal boreholes[J]. Journal of Applied Geophysics, 2010, **70**(3): 245 - 254.

DOI: 10.11779/CJGE201906018

低温条件微生物 MICP 沉淀产率试验研究

孙潇昊, 缪林昌, 吴林玉, 王呈呈, 陈润发

(东南大学交通学院岩土工程研究所, 江苏 南京 210096)

摘 要: 低温导致微生物固化沉淀产率低, 制约着该技术的应用。选取巨大芽孢杆菌, 通过控制不同温度和 pH 值分析该菌的生长繁殖特性和脲酶活性, 并研究不同温度条件下的碳酸钙沉淀产率, 通过采用营养液中添加尿素和低温驯化两种方法来提高低温条件下较低的沉淀产率, 最后通过砂土固化试验, 对比研究尿素添加方法和低温驯化对固化效果的影响。结果表明: 温度越高, 巨大芽孢杆菌的生长繁殖越快, 脲酶活性越强, 低温明显抑制其生长繁殖和脲酶活性; pH 为 8 时, 巨大芽孢杆菌生长繁殖最快, 且脲酶活性最强; 温度越高, 沉淀产率越大; 营养液中添加尿素和对巨大芽孢杆菌进行低温驯化都可以明显提高生长繁殖速度和沉淀产率, 可以有效解决低温条件下碳酸钙沉淀不足问题, 而将两者结合起来, 沉淀产率提升更为明显; 营养液中添加尿素和低温驯化都能提高砂土固化效果, 而同时采用这两种方法固化效果提升更明显, 该研究能有效解决低温条件沉淀少阻碍实际工程应用的问题, 为后续低温条件微生物固化技术的应用打下基础。

关键词: 低温; 巨大芽孢杆菌; 沉淀产率; 尿素; 驯化; 砂土固化

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-1133-06

作者简介: 孙潇昊(1993—), 男, 博士, 主要从事隧道地铁的研究工作。E-mail: sunxiao14hao@126.com。

Experimental study on precipitation rate of MICP under low temperatures

SUN Xiao-hao, MIAO Lin-chang, WU Lin-yu, WANG Cheng-cheng, CHEN Run-fa

(Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China)

Abstract: The low deposition rate of microbial solidification technology in low temperatures often restricts its application. *Bacillus megaterium* is chosen, and by controlling the different temperatures and pH values, the growth characteristics and urease activities of such strain are analyzed, and the calcium carbonate precipitation yields under different temperature conditions are studied. By adding urea to nutrient solution and the domestication in low temperatures, the low precipitation rate is improved. Finally, the sand solidification tests are conducted to comparatively study the curing effect with adding urea to medium or the domestication of *Bacillus megaterium* in low temperatures. The results show that the higher the temperature, the faster the growth and reproduction of *Bacillus megaterium* and the stronger the urease activity. Low temperatures obviously inhibit its growth and urease activity. When pH is 8, the growth and reproduction of bacillus are the fastest, and the urease activity is the strongest. The higher the temperature, the higher the deposition rate. Adding urea to nutrient solution and the domestication of *Bacillus megaterium* in low temperatures both can obviously increase the speed of reproduction and precipitation yield, which can effectively solve the problem of lacking calcium carbonate precipitation at low temperatures. By combining the two methods, the increase in sediment yields is more obvious. Adding urea to nutrient solution and the domestication of *Bacillus megaterium* in low temperatures both can improve the effect of soil solidification, and at the same time, using the two methods together, the curing effect promotion is more obvious. Therefore, the study can effectively solve the problem that less precipitation at low temperatures will obstacle actual engineering application, and lay a solid foundation for the subsequent application of MICP technology at low temperatures.

Key words: low temperature; *Bacillus megaterium*; precipitation rate; urea; domestication; sand solidification

0 引 言

微生物诱导固化 MICP (microbially induced carbonate precipitation) 技术由于其环境友好性已成为研究热点。近年来, 岩土工程与材料学的研究学者

们采用微生物固化技术为混凝土材料修复和砂土液化

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51578147); 东南大学优秀博士学位论文培育基金项目 (YBJJ1846)

收稿日期: 2018-08-03

等工程问题开辟了新的研究方向^[1-3]。其实质是自然界中存在某类可以产生脲酶分解尿素的细菌,将分解后产生的碳酸根离子与自然界游离的金属阳离子结合生成胶凝晶体^[2]。MICP 技术生产的无机化合物在岩土材料中起到填充和胶结的效果,其功能类似于水泥,被称为生物水泥 (biocement)。生物水泥可以由多种微生物过程来获得,如尿素水解过程^[4]、反硝化过程^[5]、硫还原过程^[6]、铁还原过程等^[7]。MICP 反应主要包括,尿素水解,碳酸钙沉淀以及水溶液中的酸碱平衡 3 个方面。大量研究发现,影响尿素水解 MICP 过程的因素主要有脲酶(微生物)活性,尿素,钙离子和 pH 值^[8-9]。

在温度影响的研究方面,Whiffin^[3]提出尿素水解菌适宜的培养温度为 30℃,且目前大部分试验研究采用的温度为 20℃室温或 25℃室温^[8-11],关于低温条件的 MICP 研究却明显不足。但是中国大部分地区距地面 3~4 m 以下的土壤温度大都是在 10℃~16℃^[12],且彭劼等^[13]研究发现随着温度从 25℃降低至 10℃,加固效果逐渐降低。因此,研究低温条件 MICP 反应具有重要意义。

Garrity 等^[14]提出巨大芽孢杆菌可以在 3℃~45℃ 的温度范围内生长繁殖,且对极端环境有较强的抗性。因此,本文选取巨大芽孢杆菌进行低温条件下 MICP 反应研究,通过控制不同温度和 pH 值分析该菌种的生长繁殖特性和脲酶活性。然后研究不同温度条件下巨大芽孢杆菌的碳酸钙沉淀产率,并采用营养液中添加尿素和低温驯化两种方法提高低温条件下较低的沉淀产率,最后利用砂土固化试验,对比研究尿素添加方法和低温驯化对固化试样的抗压强度的影响。

1 试验材料和方法

1.1 试验材料

试验使用菌种为巨大芽孢杆菌 (bacillus megaterium ATCC 14581)。培养基采用 LB 培养基,主要成分为蛋白胨,酵母浸膏等。

1.2 试验方法

本文直接采用分光光度计 600 nm 波长测得的吸光度 OD_{600} ^[15]值来表示细菌浓度。至于脲酶活性,由于尿素水解量与溶液电导率变化量成正比,可使用电导率仪监测 5 min 内电导率变化来得到^[11]。因此于室温将 3 mL 待测细菌溶液与 27 mL 尿素溶液混合,并测量计算平均每分钟电导率变化值,将其换算成每分钟水解尿素量。因此本文用此值来表示脲酶活性。

2 菌种生长和脲酶活性

控制培养温度为 10℃, 15℃, 20℃, 25℃和 30

℃;同时 pH 值分别设定为 7, 8, 9 和 10,对巨大芽孢杆菌进行培养,母液 OD_{600} 值为 0.989,培养液 100 mL,进行 1% v/v 接种。48 h 后测量不同条件下菌种的吸光度值和脲酶活性,如图 1, 2 所示。

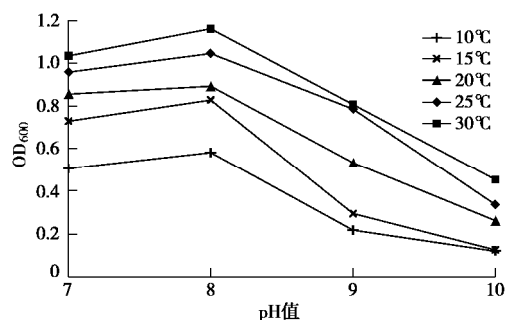


图 1 不同条件下菌种的吸光度

Fig. 1 Absorbances of *Bacillus megaterium* under different conditions

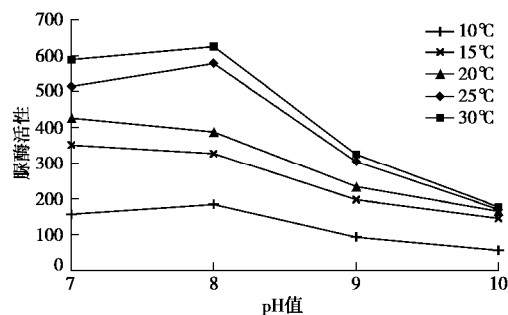


图 2 不同条件下菌种的脲酶活性

Fig. 2 Urease activities of *Bacillus megaterium* under different conditions

由图 1 可知,温度越高,巨大芽孢杆菌的生长繁殖越快,同等条件下,10℃的巨大芽孢杆菌的吸光度值不到 30℃条件下的一半,且 10℃的吸光度值与 15℃相比出现明显下降,因此,低温会明显抑制巨大芽孢杆菌的生长繁殖。不同温度条件下, pH 为 8 时,巨大芽孢杆菌生长繁殖都最快,但与 pH 为 7 的情况差别不大,而当 pH 增加为 10 时,吸光度明显降低。

如图 2 所示,不同温度条件下,巨大芽孢杆菌的脲酶活性同样差异明显,温度越高,脲酶活性越强,且温度为 10℃的巨大芽孢杆菌的脲酶活性明显低于其他条件,这和 Jiang 等^[16]得到的结论一致。同时,大部分温度情况下, pH 为 8 时的巨大芽孢杆菌脲酶活性相对较强,这和上述吸光度结果相一致。至于当温度为 15℃和 20℃, pH 值为 8 时的细菌脲酶活性低于 pH 值为 7 时的脲酶活性是因为酶蛋白最适宜的 pH 值是一个范围,通过试验发现最高点处于 7~8,这也是为什么不同温度下 pH 值为 8 时的细菌脲酶活性与 pH 值为 7 时的脲酶活性差值都不明显的原因。

因此, 低温条件对巨大芽孢杆菌的生长繁殖和脲酶活性都有明显的抑制作用, 这将共同反应到后续较低的碳酸钙产率, 从而影响实际工程应用。后续巨大芽孢杆菌培养试验统一控制 pH 为 8。

3 钙化沉淀试验

控制反应温度为 10℃, 15℃, 20℃, 25℃和 30℃, 采用巨大芽孢杆菌作为 MICP 反应菌种进行钙化沉淀试验。Zhang 等^[17]将氯化钙、硝酸钙和醋酸钙作为不同钙源, 研究了不同钙源对砂柱强度的影响, 得出采用醋酸钙能得到更均匀的沉淀分布的结论, 因此, 后续试验中胶凝液都采用尿素与醋酸钙的混合液, 其中醋酸钙和尿素浓度均为 0.5 M, 且在胶凝液中添加营养物质 (5 g/L 酵母提取物, 10 g/L 蛋白胨和 10 g/L 氯化钠) 防止钙化反应过程中总脲酶活性下降影响沉淀产生。将 20 mL 菌液与 20 mL 胶凝液混合, 菌液 OD₆₀₀ 为 1.09。钙化反应控制 pH 值为 8, 分别于 2, 4 d 后称量沉淀质量并计算产率, 如图 3 所示。

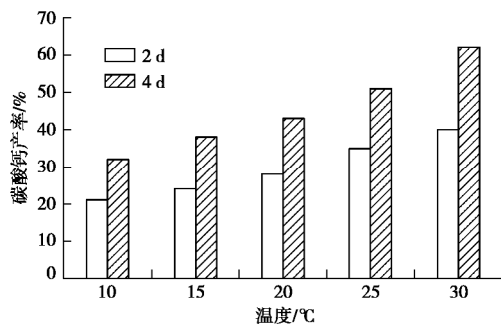


图 3 不同温度下的沉淀产率

Fig. 3 Precipitation yields at different temperatures

如图 3 所示, 不同温度条件, 2 d 和 4 d 的沉淀产率都存在较大差异。其中 4 d 的沉淀产率差异更为明显。温度越高, 沉淀产率越大, 这和 Whiffin^[1]和彭劼等^[13]采用巴氏芽孢杆菌进行钙化试验得出的结论一致。温度为 10℃时, 4 d 碳酸钙产率仅约为 30%, 远低于 30℃条件下的 60%, 这是由低温对巨大芽孢杆菌的生长繁殖和脲酶活性的双重抑制导致的。

4 尿素添加

低温条件下, 碳酸钙产率低往往会制约 MICP 技术的应用, 因此提高沉淀产率的研究具有重要意义。孙潇昊等^[11]研究发现在菌种培养液中添加尿素, 能将部分生物沉淀转化为化学沉淀从而加速 MICP 反应, 提高沉淀产率。因此, 本研究控制尿素添加量分别为 0, 5, 10, 15, 20 g/L, 采用灭菌后添加尿素的方式研究尿素添加量对沉淀产率的影响。

控制温度为 30℃, pH 为 8 对巨大芽孢杆菌进行

培养, 48 h 后在低温 10℃, pH 为 8 的条件下进行钙化反应, 并测定 4 d 沉淀产率, 结果如图 4 所示。

由图 4 可知, 碳酸钙的沉淀产率随着尿素添加量的增加而增加。当尿素添加量为 20 g/L 时, 沉淀产率为 43%, 相比于未添加尿素的情况要高出近 11%。因此, 营养液中添加尿素可以明显提高沉淀产率, 有效解决低温条件下碳酸钙沉淀不足的问题。

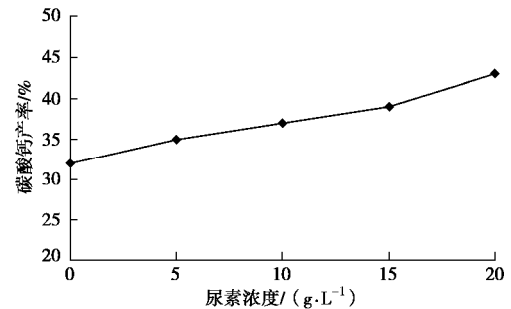


图 4 不同尿素浓度的沉淀产率

Fig. 4 Precipitation yields under various urea concentrations

5 微生物低温驯化

徐亚同^[18]对反硝化细菌进行驯化后发现驯化后的菌种在强碱和低温条件下的去氮速率得以改善。因此, 本文采用类似方法对巨大芽孢杆菌进行低温驯化, 并对比研究驯化前后的沉淀产率。

驯化过程中保持 pH 恒定不变, 将温度从高到低设置为 30℃, 25℃, 20℃和 15℃4 个阶段, 首先从 25℃开始对巨大芽孢杆菌进行驯化培养, 每 2 d 5% v/v 接种一次, 该阶段持续时间为 6 d, 然后把温度降低为 20℃, 同样每两天 5% v/v 接种一次, 持续时间为 6 d。之后采用相同的方式, 将温度降低为 15℃进行驯化。接种时测量菌种的吸光度值, 如图 5 所示。驯化结束后将每阶段驯化后的巨大芽孢杆菌和未驯化的菌种 (一直处于 30℃培养) 进行低温对比试验, 即在 10℃条件下重新 1% v/v 接种培养 48 h, 并于 24 h 和 48 h 分别测量吸光度值; 培养后进行 10℃条件钙化试验, 并测量 2 d 和 4 d 的沉淀产率。对比菌液 OD₆₀₀ 都控制为 0.6 左右。吸光度值和沉淀产率对比情况如表 1 所示。

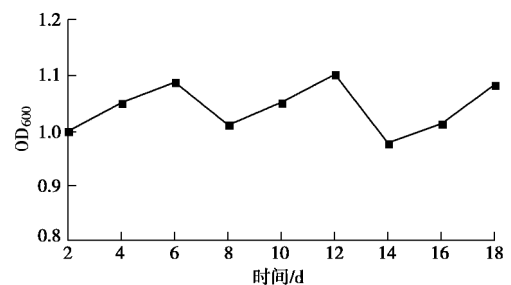


图 5 驯化过程中吸光度值的变化

Fig. 5 Variation of absorbance during domestication

如图 5 所示, 巨大芽孢杆菌每进入一个新的温度阶段 48 h 后的 OD_{600} 都会明显减小, 这是因为温度越低, 菌种生长繁殖越缓慢, 而随着驯化时间的增长, 巨大芽孢杆菌对该温度的适应性增强, 因此, 6 d 驯化的 OD_{600} 相比于 2 d 的数值出现较大增长。而当驯化温度为 15°C 时, 由于该温度对巨大芽孢杆菌来说较低, 因此驯化 2 d 的吸光度值低于同等条件下其他温度阶段的吸光度值, 但随着驯化时间的增加, 同样出现了 OD_{600} 逐渐增长的现象, 并在 6 d 驯化后 OD_{600} 达到了 1.1。

表 1 驯化前后吸光度和沉淀产率对比情况

Table 1 Comparison of absorbance and precipitation before and after domestication					
编号	菌种	OD_{600}		沉淀产率/%	
		24 h	48 h	2 d	4 d
1	未驯化菌	0.142	0.413	23	31
2	25°C 驯化菌	0.194	0.470	26	35
3	20°C 驯化菌	0.252	0.541	29	39
4	15°C 驯化菌	0.341	0.632	32	46

如表 1 所示, 驯化后的巨大芽孢杆菌相比于未驯化时吸光度值和沉淀产率都有所增加, 即增强了低温抗性, 且驯化温度越低, 低温 10°C 条件下生长繁殖越快, 同时沉淀产率越高。 15°C 驯化的巨大芽孢杆菌相比于未驯化菌 OD_{600} 提高了将近 0.2, 且 4 d 沉淀产率也提高 15%。其中, 15°C 驯化的巨大芽孢杆菌与 20°C 驯化菌相比有着最明显的提高, 24 h 和 48 h 的 OD_{600} 提高了近 0.1, 且 4 d 沉淀产率也提高 7%。这可能是因为 15°C 与 10°C 温差不大, 该温度下驯化的巨大芽孢杆菌对低温 10°C 环境有较强的适应性。驯化 18 d 沉淀产率整体上提高 15%, 驯化效率不高, 因此后续试验可将 4 个温度阶段减小为 3 个, 并将 2 d 接种一次改为 36 h (菌种生长刚达到平衡阶段) 接种一次的方法提高驯化效率。

综上所述, 对巨大芽孢杆菌进行低温驯化可以明显提高生长繁殖速度和沉淀产率, 同样能有效解决低温条件下碳酸钙沉淀不足的问题。

6 最终沉淀产率对比

如上文所述, 营养液中添加尿素和低温驯化巨大芽孢杆菌的方法都能提高最终沉淀产率。其中当尿素添加量为 20 g/L 时, 沉淀产率达到 43%, 相比于同等条件下未添加尿素的情况要提高近 11%; 当温度降低到 15°C 驯化的巨大芽孢杆菌 4 d 沉淀产率为 46%, 相比于同等条件下未驯化菌提高 15%, 但两种方法提升效果都不显著, 仍与 30°C 条件未采用这两种方法时的

沉淀产率 (60%) 存在差距, 这是因为低温条件 (10°C) 不论对于菌种的生长繁殖还是活性都存在较大的抑制作用, 限制了沉淀产率的大幅度提升。因此, 将这两种提高沉淀产率的方法结合起来研究共同作用下最终沉淀产率提高量。

对未驯化, 25°C 驯化, 20°C 驯化, 15°C 驯化的巨大芽孢杆菌进行重新 1% v/v 接种, 菌液 OD_{600} 都约为 0.8, 温度控制为 10°C 。同时将各组样本按营养液中添加尿素 (20 g/L) 和不添加尿素分为两种情况。同等条件下培养 48 h, 并于 24 h 和 48 h 分别测量吸光度值, 如图 6 所示。48 h 培养后进行钙化试验, 并测量 2, 4 d 沉淀产率, 如图 7 所示。

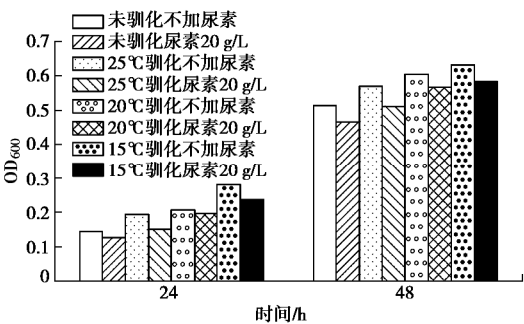


图 6 不同条件吸光度值的对比

Fig. 6 Absorbances under various conditions

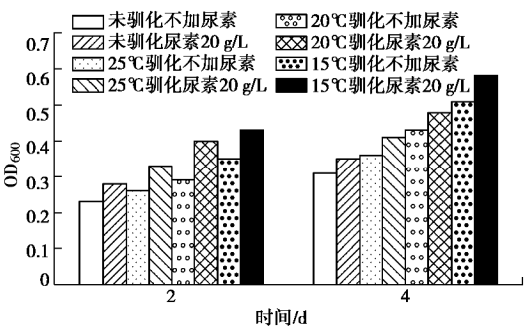


图 7 不同条件沉淀产率的对比

Fig. 7 Precipitation yields under various conditions

如图 6 所示, 同样营养液中不添加尿素的情况下, 驯化后的巨大芽孢杆菌的吸光度值都要大于未驯化的情况, 且驯化温度越低, 24 h 和 48 h 的吸光度值都越大。而对比营养液中添加尿素 (20 g/L) 的试样也能得到同样结论, 再一次证明驯化能有效提高低温抗性。根据孙潇昊等^[1]的研究, 同样条件的菌种, 添加尿素的吸光度值较低于未添加尿素的情况, 这是因为培养过程中尿素分解导致营养液呈较强碱性, 对巨大芽孢杆菌的生长繁殖存在抑制作用。但在菌种培养液中添加尿素 (20 g/L) 的方法, 能将部分生物沉淀转化为化学沉淀从而加速 MICP 反应, 提高沉淀产率。因此, 虽然添加尿素条件下细菌的吸光度值均低于未添加尿

素情况, 但碳酸钙产率却较高, 如图 7 所示。同样营养液中不添加尿素或添加尿素 (20 g/L) 的情况下, 驯化后的巨大芽孢杆菌的沉淀产率都相比于未驯化的巨大芽孢杆菌有所提高, 同时随着驯化温度的降低, 2, 4 d 的沉淀产率都增加。

值得注意的是, 2 d 时 25℃ 驯化且不添加尿素试样的沉淀产率低于未驯化且添加尿素 (20 g/L) 的试样, 而 4 d 时则出现前者沉淀产率反超后者的情况, 同样的现象可以在 20℃ 驯化或 15℃ 驯化且不添加尿素试样与前一个阶段驯化且添加尿素 (20 g/L) 试样之间观察到。分析原因发现 2 d 时营养液中添加尿素试样的碳酸钙沉淀主要由化学反应产生, 这也解释了为什么同等条件下, 营养液中添加尿素 (20 g/L) 试样的沉淀产率要高于未添加尿素的情况, 而之后的碳酸钙沉淀主要由微生物自身的 MICP 反应产生, 因为后一个阶段驯化后的巨大芽孢杆菌低温抗性较强, MICP 反应强于前一个阶段驯化或未驯化的情况, 因此在 2~4 d 之间能产生更多的碳酸钙沉淀, 从而出现沉淀产率反超的现象。

当低温驯化和营养液中添加尿素 (20 g/L) 这两种情况结合使用时, 沉淀产率明显高于未驯化未添加尿素的情况, 其中 15℃ 驯化且添加尿素 (20 g/L) 试样的 4 d 沉淀产率提高了近 30%, 接近于 30℃ 条件下巨大芽孢杆菌的沉淀产率 (60%)。因此, 将营养液中添加尿素和对巨大芽孢杆菌进行低温驯化这两种方法进行结合能明显提高碳酸钙沉淀产率。

7 砂土固化试验

试验所用砂土为不良级配江砂, 颗粒粒径小于 0.25 mm。称量 210 g 已烘干的砂土装入 PVC 管 (内径 46 mm, 外径 50 mm) 中, 砂样高度约为 8 cm, 即初始干密度约为 1.57g/cm³。试验采用巨大芽孢杆菌。试验温度为 10℃, 菌液和胶凝液控制 pH 为 8。砂土固化试验分 4 种情况进行: ①采用未驯化的巨大芽孢杆菌且营养液中未添加尿素; ②采用未驯化的巨大芽孢杆菌且营养液中添加尿素 (20 g/L); ③采用 15℃ 驯化的巨大芽孢杆菌且营养液中未添加尿素; ④采用 15℃ 驯化的巨大芽孢杆菌且营养液中添加尿素 (20 g/L)。

先后将培养了 48 h 的 100 mL 巨大芽孢杆菌菌液和 150 mL 胶凝液 (0.5 mol/L 尿素与 0.5 mol/L 醋酸钙的混合液) 以 1 mL/min 的速度灌入 PVC 管, 中间间隔两小时。每天灌注 1 次, 同时采用正反向灌注的方式进行双向固化, 固化时间为 14 d, 试验示意图如图 8 所示。固化完成后对砂柱进行无侧限抗压试验, 强

度值见表 2。

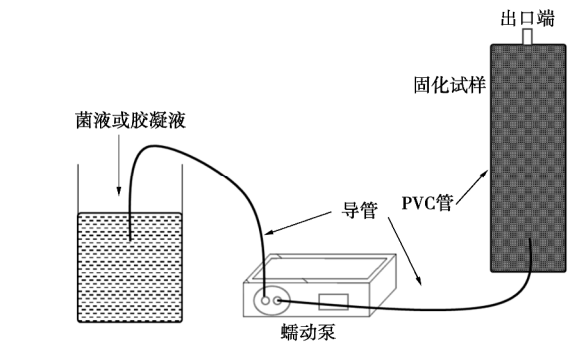


图 8 砂土固化试验示意图
Fig. 8 State of sand solidification tests

表 2 试样的无侧限抗压强度

Table 2 Unconfined compressive strengths of specimens			
试样	菌种	条件	无侧限抗压强度/MPa
1	未驯化菌	未添加尿素	0.62
2	未驯化菌	添加尿素	1.69
3	驯化菌	未添加尿素	1.44
4	驯化菌	添加尿素	2.28

如表 2 所示, 所有试样都被较好的固化。采用未驯化的巨大芽孢杆菌同时营养液中未添加尿素的试样强度最小, 而采用驯化的巨大芽孢杆菌且营养液中未添加尿素的试样强度提高了 0.37 MPa, 这表明 15℃ 驯化后的巨大芽孢杆菌能提高砂柱的固化效果, 这和前面沉淀产率的研究相对应。对比研究营养液中添加尿素对固化效果的影响发现, 同样采用未驯化的巨大芽孢杆菌的试样强度相差 1 MPa, 而同样采用驯化的巨大芽孢杆菌的试样强度相差将近 1.3 MPa, 因此, 营养液中添加尿素的方法能明显提高砂土固化的效果。将试样 4 和试样 1 进行对比, 强度提高近 1.7 MPa, 因此, 低温条件下, 同时采用这两种方法砂土固化效果提升更明显, 这和前面沉淀产率的研究相一致。

8 结 论

(1) 温度越高, 巨大芽孢杆菌的生长繁殖越快, 脲酶活性越强, 低温明显抑制巨大芽孢杆菌的生长繁殖和脲酶活性。不同温度条件下, pH 为 8 时, 巨大芽孢杆菌生长繁殖最快, 且脲酶活性最强。

(2) 温度越高, 碳酸钙沉淀产率越大。低温沉淀产率低是由低温条件对巨大芽孢杆菌的生长繁殖和脲酶活性的双重抑制导致的

(3) 营养液中添加尿素和对巨大芽孢杆菌进行低温驯化都可以明显提高碳酸钙沉淀产率, 能有效解决低温条件下碳酸钙沉淀不足问题, 而将这两种方法进行结合, 沉淀产率提升更为明显。

(4)营养液中添加尿素和低温驯化都能提高砂土固化效果,而同时采用这两种方法固化效果提升更明显,因此该研究能有效解决低温条件 MICP 沉淀少阻碍实际工程应用的问题,为后续低温条件微生物固化技术的实际工程应用打下坚实基础。

参考文献:

- [1] WHIFFIN V S. Microbial CaCO_3 precipitation for the production of biocement[D]. Perth: Murdoch University, 2004.
- [2] 钱春香, 王安辉, 王 欣. 微生物灌浆加固土体研究进展[J]. 岩土力学, 2015, **36**(6): 1537 - 1548. (QIAN Cun-xiang, WANG An-hui, WANG Xin. Advances of soil improvement with bio-grouting[J]. Rock & Soil Mechanics, 2015, **36**(6): 1537 - 1548. (in Chinese))
- [3] WHIFFIN V S, VAN Paassen L A, HARKES M P. Microbial carbonate precipitation as a soil improvement technique[J]. Geomicrobiology Journal, 2007, **24**(5): 417 - 423.
- [4] DEJONG J T, MORTENSEN M B, MARTINEZ B C, et al. Biomediated soil improvement[J]. Ecological Engineering, 2010, **36**(2): 197 - 210.
- [5] VAN PAASSEN L A, DAZA C M, STAAL M, et al. Potential soil reinforcement by biological denitrification[J]. Ecological Engineering, 2010, **36**(2): 168 - 175.
- [6] WARTHMAN R, VAN LITH Y, VASCONCELOS C, et al. Bacterially induced dolomite precipitation in anoxic culture experiments[J]. Geology, 2000, **28**(12): 1091 - 1094.
- [7] WEAVER T, BURBANK M, LEWIS R, et al. Bio-induced calcite, iron, and manganese precipitation for geotechnical engineering applications[C]// Proceedings of GeoFrontiers 2011: Advances in Geotechnical Engineering. Dallas, 2011: 3975 - 3983.
- [8] CHU J, IVANOV V. Iron- and calcium-based biogrouts for soil improvement[C]// Proceedings of Geo-Congress 2014. Atlanta, 2014: 1596 - 1601.
- [9] HARKES M P, VAN PAASSEN L A, BOOSTER J L, et al. Fixation and distribution of bacterial activity in sand to induce carbonate precipitation for ground reinforcement[J]. Ecological Engineering, 2010, **36**(2): 112 - 117.
- [10] 孙潇昊, 缪林昌, 童天志, 等. 微生物沉积碳酸钙固化砂土试验研究[J]. 岩土力学, 2017, **38**(11): 3225 - 3230. (SUN Xiao-hao, MIAO Lin-chang, TONG Tian-zhi, et al. Sand solidification test based on microbially-induced precipitation of calcium carbonate[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(11): 3225 - 3230. (in Chinese))
- [11] 孙潇昊, 缪林昌, 童天志, 等. 砂土微生物固化过程中尿素的影响研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(5): 939 - 944. (SUN Xiao-hao, MIAO Lin-chang, TONG Tian-zhi, et al. Effect of methods of adding urea in culture media on sand solidification tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(5): 939 - 944. (in Chinese))
- [12] 张慧智, 史学正, 于东升, 等. 中国土壤温度的季节性变化及其区域分异研究[J]. 土壤学报, 2009, **46**(2): 227 - 234. (ZHANG Hui-zhi, SHI Xue-zheng, YU Dong-sheng, et al. Seasonal and regional variations of soil temperature in China[J]. Acta Pedologica Sinica, 2009, **46**(2): 227 - 234. (in Chinese))
- [13] 彭 劼, 何 想, 刘志明, 等. 低温条件下微生物诱导碳酸钙沉积加固土体的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(10): 1769 - 1774. (PENG Jie, HE Xiang, LIU Zhi-ming, et al. Experimental research on influence of low temperature on MICP-treated soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(10): 1769 - 1774. (in Chinese))
- [14] GARRITY G, VOS P D, JONES D, et al. Bergey's manual of systematic bacteriology. volume 3. the firmicutes[M]// Bergey's Manual of Systematic Bacteriology. Springer, 2009: 89 - 100.
- [15] FREDRICKSON J K, FLETCHER M. Subsurface microbiology and biogeochemistry[M]. New York: Wiley, 2001.
- [16] JIANG N J, YOSHIOKA H, YAMAMOTO K, et al. Ureolytic activities of a urease-producing bacterium and purified urease enzyme in the anoxic condition: Implication for seafloor sand production control by microbially induced carbonate precipitation (MICP)[J]. Ecological Engineering, 2016, **90**: 96 - 104.
- [17] ZHANG Y, GUO H X, CHENG X H. Role of calcium sources in the strength and microstructure of microbial mortar[J]. Construction and Building Materials, 2015, **77**: 160 - 167.
- [18] 徐亚同. pH 值、温度对反硝化的影响[J]. 中国环境科学, 1994, **14**(4): 308 - 313. (XU Ya-tong. The influence of pH values and temperature on denitrification[J]. China Environmental Science, 1994, **14**(4): 308 - 313. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201906019

真空预压的最终负压分布模式

胡亚元¹, 钱镜林², 张超杰²

(1. 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江省水利河口研究院, 浙江 杭州 310020)

摘要: 为了揭示真空度衰减特性和确定最终竖向有效应力, 研究了底部半透水边界下真空预压的最终负压分布模式。首先通过边界齐次化理论建立了真空预压和堆载预压固结方程之间存在的等效关系, 获得最终负压沿深度分布公式。其次根据固结完成后的稳定渗流方程, 研究了单层地基、多层地基和砂井地基的最终负压分布特性。研究表明, 在半透水边界条件下最终负压呈现随深度衰减现象。对于单层地基或竖向排水体通水量恒定的砂井地基, 最终负压沿深度呈单一线性衰减; 对于多层地基或竖向排水体通水量分段恒定的砂井地基, 最终负压沿深度分段线性衰减; 对于渗透系数连续变化地基或竖向排水体通水量连续变化砂井地基, 最终负压沿深度曲线衰减。最终负压衰减速率随着边界透水系数增大而增大。渗透系数越大的地层, 最终负压衰减越慢; 上层土体与最底层土体的渗透系数之比越大, 底部边界处的最终负压越大, 反之越小。算例表明, 采用半透水边界地基模型能较合理地模拟真空预压最终负压和最终竖向有效应力沿深度减小特性。

关键词: 真空预压; 负压; 有效应力; 半透水边界; 边界齐次化理论

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-1139-10

作者简介: 胡亚元(1986—), 男, 副教授, 博士, 主要从事软土处理、本构关系和环境土工等方面的教学和科研。E-mail: huyayuan@zju.edu.cn。

Distribution patterns of final negative pressure in vacuum preloading

HU Ya-yuan¹, QIAN Jing-lin², ZHANG Chao-jie²

(1. Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Zhejiang Institute of Hydraulics and Estuary, Hangzhou 310020, China)

Abstract: The distribution patterns of the final negative pressure are investigated in vacuum preloading under impeded bottom boundary in order to demonstrate the degenerated properties of vacuum degree and to determine the final vertical effective stress. Firstly, the equivalent relation of consolidation equations between vacuum preloading and surcharge preloading is established according to the boundary homogenizing theory. The distribution patterns of the final negative pressure with depth are obtained. Secondly, according to the steady seepage equation of post-consolidation, the distribution properties of the final negative pressure are studied for single-layer ground, multi-layer ground and sand-drained ground. The study shows that the final negative pressure decreases along depth under impeded boundary condition. For the single-layer ground or sand-drained ground with a constant water flux of vertical drain, the final negative pressure decreases single-linearly along depth. For the multi-layers ground or sand-drained ground with piecewise constant water flux of vertical drain, the final negative pressure decreases piecewise-linearly along depth. For the ground with continuous permeability coefficient or sand-drained ground with continuous water flux of vertical drain, the final negative pressure decreases nonlinearly along depth. The rate of final negative pressure increases with the permeability coefficient of boundary. The final negative pressure decreases slowly in high permeable layer. The larger the ratio of permeability coefficient between the upper layer and the bottom layer is, the larger the final negative pressure at bottom boundary is, and vice versa. The case study shows that the ground model with impeded boundary can reasonably simulate the properties that the final negative pressure and the final vertical effective stress decrease with depth in vacuum preloading.

Key words: vacuum preloading; negative pressure; effective stress; impeded boundary; homogenizing theory of boundary

0 引言

真空预压和堆载预压均可以在加固地基中产生附

基金项目: 浙江省自然科学基金项目 (LY16E090005)

收稿日期: 2017-09-19

加有效应力,促使地基沉降和提高地基承载力。当真空预压和堆载预压产生的最终竖向有效应力空间分布相同时,真空预压和堆载预压关于竖向沉降和地基承载力的加固效果相同。因此,研究预压地基有效应力空间分布对评估预压法地基处理加固效果具有理论和实践意义。堆载预压的最终竖向有效应力可以从理论上采用布辛涅斯克解计算;然而,真空预压最终有效应力分布的理论确定问题,还较少见文献报道,目前理论研究落后于实践发展。

真空预压最终有效应力空间分布,根据Terzaghi有效应力原理,可以根据固结完成时的最终负孔压空间分布来进行计算。而最终负孔压的空间分布特性,由于它的激励是“外荷载”真空度,并且沿空间逐渐衰减的,因此被工程界形象地称为真空度空间衰减特性^[1-13]。根据真空度空间分布特性,Indraratna等^[5]提出加固区底部边界的水力梯度等于真空度衰减系数,周琦等^[8]和鲍树峰等^[10]提出加固区底部孔压边界条件,他们各自获得了真空预压的Hansbo型固结解答。郭彪等^[9]、蒋基安等^[11]和吴跃东等^[12]对加固区底部采取不透水边界条件,理论分析了真空度衰减特性对地基固结度和沉降的影响。然而这些研究均是在已知真空度随深度衰减模式的条件下进行的,至于真空度发生衰减的力学机理以及如何理论分析真空度沿深度衰减速率,则在上述研究中没有涉及。

目前对真空度衰减规律的研究主要采用现场测试方法,如朱群峰等^[13]现场测得真空度在吹填软土段的衰减速率为10 kPa/m,在天然软土段的衰减速率为2 kPa/m;唐彤芝等^[14]报道无砂垫层真空预压的真空度损耗率达到7.5~15 kPa/m。姜彦彬等^[15]室内试验测得真空度损耗率为6~10 kPa/m。Zhang等^[16]采用泥浆搅拌桩密封真空预压周边土层后,测得真空度沿排水板的损耗率约为1~1.5 kPa/m。现场测试方法虽然能够获得真空度随深度衰减模式,但在施工还未实施的设计阶段,无法获得最终负孔压实测数据,难以完全满足真空预压工艺设计和理论预测要求。

为了弥补上述缺陷,胡亚元认为真空预压在加固区形成负孔压场,势必与周边非加固区存在水头梯度,从而在加固区边界上出现水力渗透。因此需要在传统真空预压地基模型中选取半透水边界,才能揭示最终负孔压衰减分布规律。为此,胡亚元采用半透水边界均质砂井地基模型^[17-18],理论探索了最终负孔压沿深度线性衰减的力学机理,揭示了边界透水系数对最终负孔压衰减的影响规律,为事先预估真空度随深度衰减特性提供了一种理论分析方法。

在实际工程中,真空预压加固地层大都属于不均匀地基;同时,在吹填淤泥真空预压过程中,淤堵现

象十分严重,这些均造成了场地和砂井地基竖向排水体渗透系数的不均匀性。真空度引起的最终负孔压在这些场地中具有怎样特殊的衰减规律,是岩土工程界十分关心的问题。然而有关这方面的理论研究却十分少见,本文试图在这方面作一些研究尝试。

1 “真空度”和“负压”术语阐释

随着真空预压加固机理研究的不断深入,描述真空预压加固机理的术语不断增多,含义也不断丰富和发展。在这些术语中,对“真空度”的内涵和外延发展的最为丰富。如果不对它在具体语境中确切含义做出规定,容易让论文产生歧义。笔者认真学习了各位学者的深入剖析^[15, 19-20],研究了真空预压与堆载预压术语的对应关系,见表1。

表1 本文所用真空预压术语与堆载预压术语对应表

Table 1 Corresponding table of terminology between vacuum preloading and surcharge preloading

预压方式	施荷方式	固结过程 (某一时刻的)	固结初始和完成
堆载预压	①外荷载 ②附加应力 空间分布	①正孔压 ②有效应力 ③固结度 ④沉降	①初始正孔压分布 ②最终有效应力分布 ③最终沉降
真空预压	①真空度 ②真空度空间分布	①负孔压 ②有效应力 ③固结度 ④沉降	①最终负孔压分布 ②最终有效应力分布 ③最终沉降

在堆载预压中,由于外荷载传递到土体中时存在应力扩散现象,土体内部应力不等于表面应力,因此在表1所示“施荷方式”术语上,除了应用“外荷载”这一术语外,在理论分析中还应用“附加应力空间分布”这一描述作为对“外荷载”术语的补充。只有引入“附加应力空间分布”这一概念,才能确定堆载预压固结方程中与之相等的初始正孔压空间分布。值得指出的是,决定附加应力空间分布的力学机理是布辛涅斯克解,与固结机制以及由固结引起的孔压随深度衰减无关。与堆载预压相似,在真空预压中,由于作用在膜下的真空度传递到土体中存在损耗现象,土体内部真空预压效果也不等于表面真空度效果,因此需要一个与“附加应力空间分布”类似的辅助术语作为“膜下真空度”术语的补充,以便确定真空预压理论分析所需的最终负孔压分布模式(真空预压的初始孔压为零,逐步固结到最终负孔压)。这一与堆载预压“附加应力空间分布”相对应的术语,在大多数真空预压理论分析中把它称为“真空度空间分布特性”或“真空度衰减特性”,其本质,是为了表征真空预压理论分

析所需的并与之相等的“最终负孔压分布模式”。

从上述分析可以看出,在真空预压理论分析中,“真空度衰减特性”术语中的“真空度”与《水力学》和真空测量中使用的传统“真空度”在概念中是有所不同的^[15, 19-20]。首先,传统“真空度”指的是某一点某一时刻的应力状态,它不但随固结过程发生变化,而且受真空度衰减特性影响。而“真空度衰减特性”中的“真空度”指的是真空预压固结完成时在土体内部所能提供的最终负孔压,只取决于膜下真空度及固结完成时的稳态渗流特性,不受固结过程影响。其次,传统“真空度”侧重的是应力状态,通常用于某一点上,而“真空度衰减特性”术语中的“真空度”侧重的是最终负孔压沿空间分布模式,属于应力场范畴。由于最终负孔压往往是固结过程中的最大负压,因此“真空度衰减特性”中的“真空度”强调的是真空预压在土体内部可能达到的最大加固能力。上述分析表明,真空度在真空预压具有不同于传统的力学内涵,按理需要采用新术语来指代“真空度衰减特性”。但“真空度衰减特性”术语也具有十分鲜明的优点,就是这一称呼十分醒目地表征了真空预压的独特加载方式,因此在中外工程界和学术界得到广泛地应用。实际上传统“真空度”与“真空度衰减特性”中的“真空度”两者使用语境完全不同,只要谨慎使用,在具体语境中不易相互混淆。因此本文保留“真空度空间分布”和“真空度衰减”等称谓,以表征真空预压完成时的最终负孔压空间分布特性。但在描述真空预压固结方程和固结过程时使用语义更明确的“负孔压”术语而不用“真空度”,以避免概念发生歧义。下文为了行文简洁把“负孔压”简称为“负压”^[15]。在描述固结完成时的应力量 and 沉降量时加上“最终”两字以示与固结过程中的应力量 and 沉降量相区别。

2 真空预压和堆载预压的固结解对比

真空预压虽然在施荷方式上与堆载预压存在较大的不同,但它们遵循相同的渗流固结理论和Terzaghi有效应力原理,因此在真空预压研究中常常把真空压力等效为堆载预压来进行设计和分析^[1-2,5]。探索这种等效的理论依据是什么,是一件十分有意义的研究工作。笔者认为这一等效的理论依据是数学物理方程非齐次边界的齐次化理论。本节以只考虑径向渗透的砂井地基固结方程为例来证明这一结论。

砂井地基单井计算简图如图1所示。设 r 和 z 为径向和竖向坐标, t 为时间。 r_e 为砂井影响区半径, r_s 为涂抹区半径, r_w 为砂井半径。未扰动原状土的渗透系数为 K_h ,涂抹区土体的水平向渗透系数为 K_s ,砂井

井料渗透系数为 K_w , A_w 为砂井的截面积, $q_w=A_w k_w$ 为砂井通水量。 H 为软土层层厚, g_w 为水重度。当 $H/r_e > 4$ 时固结主要由径向渗透完成,实际砂井地基基本满足这一条件,因此只考虑砂井地基径向固结。

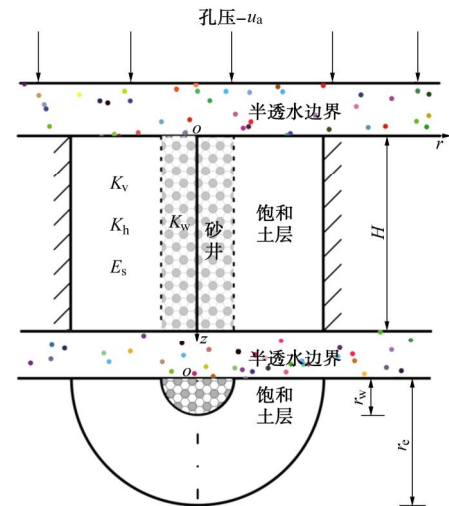


图1 砂井地基单井固结计算简图

Fig. 1 Analytical sketch of consolidation for unit cell in sand-drained ground

真空预压砂井地基的径向固结方程为:

(1) 设 u 为土体部分的超孔压, e_0 为土体体应变, E_s 为压缩模量,土体部分的渗流固结方程为

$$\frac{\partial e_v}{\partial t} = -\frac{1}{E_s} \frac{\partial u}{\partial t}, \quad (1)$$

$$-\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left[\frac{K_s}{g_w} r \frac{\partial u}{\partial r} \right] = \frac{\partial e_v}{\partial t} \quad (r_w \leq r \leq r_s), \quad (2)$$

$$-\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left[\frac{K_h}{g_w} r \frac{\partial u}{\partial r} \right] = \frac{\partial e_v}{\partial t} \quad (r_s \leq r \leq r_e). \quad (3)$$

式(1)中的 \dot{u} 为砂井地基土体部分的径向平均孔压,

$$\dot{u} = \frac{1}{\pi(r_e^2 - r_w^2)} \int_{r_w}^{r_e} 2\pi r u dr. \quad (4)$$

(2) 设 u_w 为砂井部分的超孔压,砂井渗流固结方程为

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(q_w \frac{\partial u_w}{\partial z} \right) = -2\pi r_w K_s \frac{\partial u}{\partial r} \Big|_{r=r_w}. \quad (5)$$

砂井地基径向边界条件表示为

$$r = r_e, \quad \frac{\partial u}{\partial r} = 0. \quad (6)$$

a) 对于真空预压,它的初始条件为

$$t = 0, \quad u = 0. \quad (7)$$

顶部竖向边界条件为

$$z = 0, \quad u_w = -u_a. \quad (8)$$

底部竖向半透水边界条件可统一表示为^[3-13, 17-18]

$$z=H, \quad \frac{\partial u_w}{\partial z} = i_{wL} - \frac{R_{wL}}{H}(u_w - u_{wL}) \quad (9)$$

式(8)、(9)中, u_a 为真空度, i_{wL} 和 u_{wL} 是与边界透水特性有关的常数, R_{wL} 为底层透水系数。当 $R_{wL}=0$ 时底部为定梯度边界, $R_{wL}=0$ 和 $i_{wL}=0$ 为不透水边界; $R_{wL}=\infty$ 时为定孔压边界, $R_{wL}=\infty$ 和 $u_{wL}=0$ 为透水边界。

b) 对于堆载预压砂井地基, 孔压初始条件等于外荷载产生的附加应力分布 $p_a(z)$, 有

$$t=0, \quad u(z,0) = p_a(z) \quad (10)$$

竖向边界条件可表示为

$$z=0, \quad u_w = 0 \quad (11)$$

$$z=H, \quad \frac{\partial u_w}{\partial z} = -\frac{R_{wL}}{H}u_w \quad (12)$$

从竖向边界条件可看出, 堆载预压边界条件式(11)、(12)满足齐次边界条件, 而真空预压式(8)、(9)不满足齐次边界条件。根据数学物理方程理论, 真空预压非齐次边界可以通过齐次化理论转变为齐次边界条件。假设 q_w 恒定, 其齐次化公式为

$$u^* = u + \left[1 - \frac{i_{wL}H + R_{wL}(u_a + u_{wL})}{(R_{wL}+1)u_a} \frac{z}{H} \right] u_a \quad (13)$$

把 $u_w^* = u_w + u^* - u$ 和式(13)代入到式(7)、(9)得

$$t=0, \quad u^* = \left[1 - \frac{i_{wL}H + R_{wL}(u_a + u_{wL})}{(R_{wL}+1)u_a} \frac{z}{H} \right] u_a \quad (14)$$

$$z=0, \quad u_w^* = 0 \quad (15)$$

$$z=H, \quad \frac{\partial u_w^*}{\partial z} = -\frac{R_{wL}}{H}u_w^* \quad (16)$$

首先, 容易验证, 式(13)~(16)中的 u^* 和 u_w^* 仍满足固结方程式(1)~(6)。其次, u_w^* 的竖向边界条件式(15)、(16)满足齐次要求, 其形式与堆载预压竖向边界条件式(11)、(12)完全相同。因此, 只要把堆载预压初始条件式(10)中的初始孔压 $u(z,0)$ (或附加应力 $p_a(z)$) 取为与式(14)相同形式, 则 u^* 所满足的固结方程与堆载预压所满足的固结方程完全相同。故 u^* 的解答, 包括竖向固结沉降, 固结度, 最终竖向有效应力, 均可以用堆载预压的解答来等效。当然, 由于一维固结方程只涉及竖向应力与应变, 因此所谓等效指的是竖向应力和变形相等; 至于水平方向的应力和变形, 由于真空预压在三维空间中属于等向受压, 真空预压和堆载预压在水平方向的应力量 and 应变是不等效的^[19]。

根据抛物线偏微分方程的性质和堆载预压实践可知, 固结完成后真空预压齐次化后的孔压值 u^* 消散为0。由式(13)可得固结完成时的最终负压公式为

$$u_\infty = -\left[1 - \frac{i_{wL}H + R_{wL}(u_a + u_{wL})}{(R_{wL}+1)u_a} \frac{z}{H} \right] u_a \quad (17)$$

真空预压的土体总应力为零, 根据Terzaghi有效应

力原理, 可得固结完成时最终竖向有效应力 $s'_{z\infty}$ 为

$$s'_{z\infty} = -u_\infty = \left[1 - \frac{i_{wL}H + R_{wL}(u_a + u_{wL})}{(R_{wL}+1)u_a} \frac{z}{H} \right] u_a \quad (18)$$

由于式(14)所示初始孔压在固结过程中是单调消散为零的, 式(17)所示最终负压是固结过程中的最大负压。式(17)、(18)互为相反式, 故最终负压决定了真空预压所能产生的最终和最大竖向有效应力, 体现了真空预压所蕴含的最大加固能力。如前所述, 这个潜在最大加固能力随深度变化的性质被真空预压工程界形象地称为“真空度随深度分布特性”^[20]。故式(17)也是真空度沿深度分布公式, 具有沿深度单一线性衰减特性。边界密封性越差, 渗透性越强, 式(17)所示的真空度沿深度衰减率越大。

根据上述理论, 表2给出了几个经典的与真空预压等效的堆载预压固结解以及所对应的最终负压和附加应力公式^[3, 5, 8, 17, 21-23], 供读者验证。

表2 真空预压及其与之等效的堆载预压固结解

Table 2 Analytical solutions of consolidation of vacuum preloading and equivalent solutions of surcharge preloading	
真空预压	等效堆载预压
董志亮解 ^[3]	谢康和解 ^[21]
底部边界和初始条件:	底部边界和初始条件:
$z=H, \quad \partial u_w / \partial z = 0$	$z=H, \quad \partial u_w^* / \partial z = 0$
$t=0, \quad u=0$	$t=0, \quad u^* = p_a$
最终负压: $u_\infty = -u_a$	等效附加应力: $p_a = u_a$
Indraratna等解 ^[5]	单面透水Hanbo解 ^[22]
底部边界和初始条件:	底部边界和初始条件:
$z=H, \quad \partial u_w / \partial z = ku_a / H$	$z=H, \quad \partial u_w^* / \partial z = 0$
$t=0, \quad u=0$	$t=0, \quad u^* = p_a$
最终负压:	等效附加应力:
$u_\infty = -u_a + kz u_a / H$	$p_a = u_a - kz u_a / H$
周琦等解 ^[8]	双面透水Hanbo解 ^[22]
底部边界和初始条件:	底部边界和初始条件:
$z=H, \quad u_w = -(1-k)u_a$	$z=H, \quad u^* = 0$
$t=0, \quad u=0$	$t=0, \quad u^* = p_a$
最终负压:	等效附加应力:
$u_\infty = -u_a + kz u_a / H$	$p_a = u_a - kz u_a / H$
胡亚元半透水边界解 ^[17]	王瑞春半透水边界解 ^[23]
底部边界和初始条件:	底部边界和初始条件:
$z=H, \quad \partial u_w / \partial z = -R_{wL}u / H$	$z=H, \quad \partial u_w^* / \partial z = -R_{wL}u^* / H$
$t=0, \quad u=0$	$t=0, \quad u^* = p_a$
最终负压:	等效附加应力:
$u_\infty = -u_a + \left(1 - \frac{1}{R_{wL}+1} \right) \frac{z}{H} u_a$	$p_a = u_a - \left(1 - \frac{1}{R_{wL}+1} \right) \frac{z}{H} u_a$

注: 表中真空和堆载预压的顶部($z=0$)边界条件分别均为 $u_w = -u_a$ 和 $u_w^* = 0$; k 为真空度衰减系数。

真空预压的土体总应力为零, 故真空预压引起的最终负压之负(乘以-1)等于最终竖向有效应力, 也

等于边界齐次化后真空预压固结方程的初始孔压和与之等效的堆载预压附加应力(简称等效附加应力)。这一结论不仅在表2以及式(14), (17), (18)中得到验证, 而且对所有的真空预压地基均成立, 故真空预压的最终负压空间分布特性无论在求解固结方程还是在评估预压固结效果中均具有重要作用, 因此需要专门予以研究。虽然根据数学物理方程非齐次边界的齐次化理论能够获得真空预压的最终负压分布, 但当地基复杂时构造齐次化公式的数学技巧较强, 难度较大, 在实际工程中难以应用。下文从固结完成时的稳态渗流方程出发来理论分析半透水边界条件下的最终负压分布模式, 确定真空预压产生的最终竖向有效应力, 以揭示真空度沿深度衰减特性的内在力学机理。

3 最终负压和最终有效应力分析

3.1 固结完成时的渗流方程

根据 Terzaghi 有效应力原理有

$$s' = s - u, \quad (19)$$

式中, s' 为有效应力, s 为总应力, u 为超孔压。地基固结过程的渗流连续方程为

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{\partial e_u}{\partial t}, \quad (20)$$

其中, K_x , K_y , K_z 分别是水平 x 和 y 方向和竖直 z 方向的渗透系数。固结完成后土体不发生体积变形, 即 $\partial e_u / \partial t = 0$, 此时 $u = u_\infty$, u_∞ 为固结完成后的最终孔压, 把它代入到式(20)得

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial u_\infty}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial u_\infty}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial u_\infty}{\partial z} \right) = 0. \quad (21)$$

式(21)就是固结完成时的渗流方程, 与土体稳态渗流方程相同。

3.2 节采用真空联合堆载预压, 以便既研究真空预压引起的最终负压, 又揭示边界条件对真空和堆载预压不同的影响规律。3.3~3.5 节采用真空预压, 以重点研究真空预压引起的最终负压。

3.2 一维单层地基的最终负压和最终有效应力

在一维单层均质地基条件下渗流方程退化为

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial u_\infty}{\partial z} \right) = 0. \quad (22)$$

真空预压使加固区域形成一个负压区, 在水力梯度作用下, 下卧层边界或多或少具有一定的透水性, 故加固区底部采用半透水边界, 相应的边界条件取为

$$z = 0, \quad u_\infty = -u_a, \quad (23)$$

$$z = H, \quad \frac{\partial u_\infty}{\partial z} = -\frac{R_L}{H} u_\infty, \quad (24)$$

式中, R_L 为底层透水系数^[23]。

对式(22)求解并利用式(24), (25)得

$$u_\infty = -u_a + \frac{R_L z}{(R_L + 1)H} u_a. \quad (25)$$

本节采用真空联合堆载预压, 设堆载压力为 p_0 , 故总应力为 $s_z = p_0$, 真空联合堆载预压引起的最终有效应力由式(19)、(25)得

$$s'_{z\infty} = p_0 + u_a - \frac{R_L z}{(R_L + 1)H} u_a, \quad (26)$$

其中真空预压引起的最终有效应力 $s'_{za\infty}$ 为

$$s'_{za\infty} = u_a - \frac{R_L z}{(R_L + 1)H} u_a. \quad (27)$$

当真空预压效果用堆载预压等效时, 根据堆载预压中堆载引起的附加应力等于最终有效应力的性质, 可知与真空预压等效的附加应力 p_a 等于式(27)中 $s'_{za\infty}$ 。设土层压缩模量为 E_s , 则真空预压引起的最终沉降为

$$S_{a\infty} = \int_0^H \frac{s'_{za\infty}}{E_s} dz = \frac{R_L + 2}{2R_L + 2} \left(\frac{u_a}{E_s} H \right). \quad (28)$$

真空联合堆载预压产生的总最终沉降为

$$S_\infty = \int_0^H \frac{s'_{z\infty}}{E_s} dz = \frac{p_0}{E_s} H + \frac{R_L + 2}{2R_L + 2} \left(\frac{u_a}{E_s} H \right). \quad (29)$$

根据式(25)绘制的负压随深度衰减特性如图2所示。

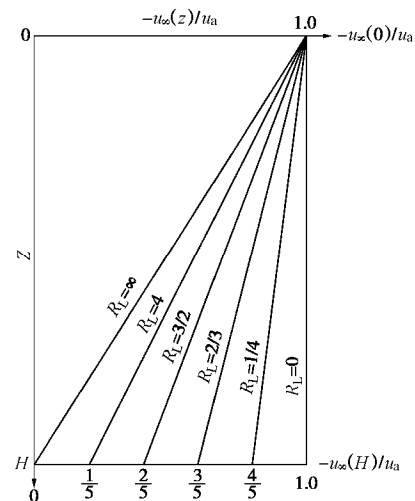


图2 最终负压随深度衰减特性

Fig. 2 Decrease properties of final negative pressure along depth

从式(25)和图2可以看出, 当 $R_L = 0$ 即 $\partial u / \partial z = 0$ 时底层不透水, 固结完成时的最终负压不随深度 z 减小, 其值等于 $-u_a$ 。当 $R_L \neq 0$ 时即底层半透水时, 固结完成时的最终负压出现随深度衰减现象, R_L 越大, 最终负压衰减越快。当 $R_L = \infty$ 时, 底部完全透水, 最终负压衰减为零。在真空预压中最终负压通常用“真空度”术语来描述, 图2表明加固区土层底部边界的透水性是造成真空度沿深度衰减的主要原因。真空预压引起的最终竖向有效应力与最终负压互为相反数

(乘以-1),故上述有关最终负压的研究结论同样适用于真空预压引起的最终竖向有效应力。从式(28)可知,随着 R_L 增大,真空预压引起的最终竖向沉降逐渐减小。当 $R_L = \infty$ 即底部完全透水时,真空预压引起的最终固结沉降只有底部完全不排水时的一半。式(26)和式(29)中与堆载预压有关的表达式项表明底层透水特性大小变化不会影响堆载预压引起的最终竖向有效应力和最终沉降。故在半透水边界条件下真空预压和堆载预压呈现出明显不同的固结特性。

3.3 一维多层地基的最终负压和最终有效应力

设每层地基厚度为 H_i ,渗透系数为 K_{zi} ,第 n 层底深度为 $z_n = \sum_{i=1}^n H_i$,总厚度为 $\sum_{i=1}^N H_i = H$,此时一维条件下固结完成时的渗透方程变为

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(K_{zi} \frac{\partial u_{\infty}}{\partial z} \right) = 0 \quad (30)$$

多层地基界面满足连续条件:

$$\text{当 } z = z_n \text{ 时, } u_{\infty}^+ = u_{\infty}^-, K_{zn} \frac{\partial u_{\infty}^+}{\partial z} = K_{z(n+1)} \frac{\partial u_{\infty}^-}{\partial z} \quad (31)$$

式(31)中的 $^+$ 表示界面上侧, $^-$ 表示界面下侧。上下边界条件与单层地基相同,如式(23),(24)所示。

令

$$I_{Ki} = \frac{K_{zi}}{K_{zN}}, I_{Hi} = \frac{H_i}{H}, I_{K0} = 1, I_{H0} = 0 \quad (32)$$

求解式(30)并用式(23),(24),(31)得第 n 层孔压为

$$u_{\infty n} = -u_a + \frac{R_L u_a}{1 + R_L \sum_{i=1}^N \frac{I_{Hi}}{I_{Ki}}} \left(\sum_{i=0}^{n-1} \frac{I_{Hi}}{I_{Ki}} + \frac{z - z_{n-1}}{I_{Kn} H} \right) \quad (33)$$

设第 n 层土的压缩模量为 E_{Sn} ,真空预压土层的总应力为零,故真空预压最终竖向有效应力 $s'_{z\infty n} = -u_{\infty n}$ 。由此可得真空预压引起的最终沉降为

$$S_{z\infty} = \sum_{n=1}^N \left[1 - \frac{R_L}{1 + R_L \sum_{i=1}^N \frac{I_{Hi}}{I_{Ki}}} \left(\sum_{i=0}^{n-1} \frac{I_{Hi}}{I_{Ki}} + \frac{I_{Hn}}{2I_{Kn}} \right) \right] \frac{u_a}{E_{Sn}} H_n \quad (34)$$

图3分析了当 $I_{H1} = I_{H2} = 0.5$ 、 $I_{K1} = 0.2$ 和 $I_{K2} = 1$ 时双层地基底部边界透水系数 R_L 对最终负压的影响,从图中可以看出,最终负压在双层地基中呈分段线性减小。当 R_L 增大时,最终负压衰减速率也增大,底部边界处的最终负压越小,当 $R_L = 3$ 时,底部边界处的最终负压只有顶部最终负压的0.1倍。由于 $I_{K1} = 0.2$,故场地上层渗透系数小于下层渗透系数,从图3可以看出,不管 R_L 如何变化,上层最终负压的衰减速率均大于下层最终负压衰减速率。当地层完全不透水即 $R_L = 0$ 时,最终负压沿深度不会出现衰减现象。由于

$s'_{z\infty n} = -u_{\infty n}$,即真空预压最终竖向有效应力与最终负压互为相反数,故上述有关最终负压的规律同样适用于真空预压最终竖向有效应力。

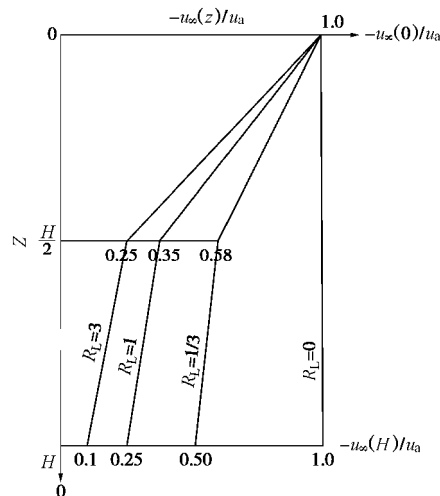


图3 双层地基最终负压随 R_L 变化曲线

Fig. 3 Varying curves of final negative pressure with R_L in double-layered ground

图4分析了当 $I_{H1} = I_{H2} = 0.5$ 、 $I_{K2} = 1$ 和 $R_L = 1/3$ 时双层地基上下层渗透系数之比 I_{K1} 对固结完成时最终负压的影响。

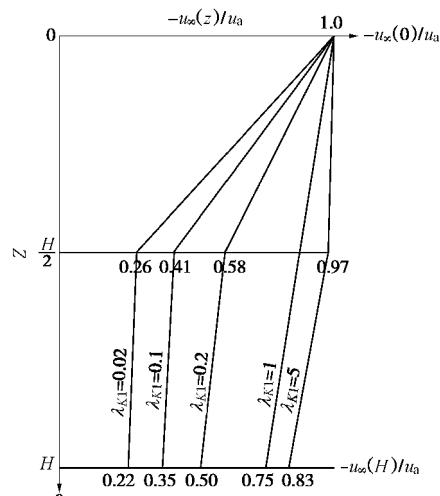


图4 双层地基最终负压随 I_{K1} 变化曲线

Fig. 4 Varying curves of final negative pressure with I_{K1} in double-layered ground

从图4中可以看出,当 $I_{K1} = 1$ 即渗透系数沿深度均匀分布时,最终负压沿深度呈单一线性衰减,当 $I_{K1} \neq 1$ 时即渗透系数沿深度分段均匀分布时,最终负压沿深度分段线性衰减。 I_{K1} 小于1,上层最终负压衰减速率大于下层最终负压衰减速率, I_{K1} 大于1时,上层最终负压衰减速率小于下层最终负压衰减速率。 I_{K1} 越小,上层最终负压衰减越快,下层最终负压衰减越慢,底部边界处的最终负压越小。由于

$s'_{z=0} = -u_{\infty}$, 即真空预压最终竖向有效应力与最终负压互为相反数, 故上述规律同样适用于最终竖向有效应力沿深度变化特性。从式(33)还可以看出, 当 $R_L = 0$ 即底部完全不透水时, 无论 I_{Ki} 如何变化, 均不会出现最终负压和最终竖向有效应力衰减现象。

3.4 砂井地基的最终负压和最终有效应力

计算简图仍如图1所示, 砂井地基的基本假定、固结方程、径向边界条件和顶部边界条件与第2节相同, 底部边界条件根据砂井地基实际状况作如下简化:

$$z = H, \quad \frac{\partial u_w}{\partial z} = -\frac{R_{wL}}{H} u_w \quad (35)$$

固结完成后有 $\partial e_v / \partial t = 0$, 此时 $u = u_{\infty}$, $u_w = u_{w\infty}$, u_{∞} 为固结完成后的土体最终孔压, $u_{w\infty}$ 为固结完成后的砂井孔压。将其代入式(2), (3) 并利用式(6)得

$$\frac{\partial u_{\infty}}{\partial r} = 0 \quad (36)$$

把 $u = u_{\infty}$, $u_w = u_{w\infty}$ 代入式(5), (8), (35) 后, 利用式(8), (35), (36) 求解式(5)得

$$u_{w\infty}(z) = -u_a + \frac{R_{wL}z}{(R_{wL}+1)H} u_a \quad (37)$$

利用井壁孔压连续条件 $u_{w\infty}(z) = u_{\infty}(r_w, z)$ 和式(37)得

$$u_{\infty}(r, z) = u_{\infty}(r_w, z) = u_{w\infty}(z) = -u_a + \frac{R_{wL}z}{(R_{wL}+1)H} u_a \quad (38)$$

最终竖向有效应力由 $s'_{z=0} = -u_{\infty}$ 和式(38)得

$$s'_{z=0}(r_w, z) = u_a - \frac{R_{wL}z}{(R_{wL}+1)H} u_a \quad (39)$$

式(39)与 $i_{wL} = u_{wL} = 0$ 时的式(18)相同, 说明两种方法获得的最终结果是一样的。

设压缩模量为 E_s , 则真空预压的最终沉降为

$$S_{a\infty} = \frac{R_{wL}+2}{2R_{wL}+2} \left(\frac{u_a}{E_s} H \right) \quad (40)$$

从上文推导可以看出, 当周边土层为多层地基时式(38)~(40)依然成立。这说明当砂井地基只考虑径向固结时, 固结完成时的最终负压分布模式只与竖向排水体的渗透特性有关, 而与周边土体的渗透性质无关。把式(38)~(40)与3.2节单层地基的式(25), (27), (28)对比可以看出, 相同物理量的数学表达式在形式上相同, 故当砂井地基竖向排水体通水量沿深度均匀分布时, 真空预压的最终负压和最终竖向有效应力分布特性与3.2节的单层地基相同。由于固结完成时的最终负压反映了真空预压真空度的分布规律, 故此时真空度衰减规律也与3.2节的单层地基相同。

3.5 变通水量砂井地基最终负压和最终有效应力

竖向排水体通水量 q_w 反映了从竖向排水体中排

出水体的难易程度, 因此, q_w 随深度的变化规律反映了井阻随深度的变化规律。一些文献认为, q_w 随着围压、变形和施工工艺而发生变化, 因此本节把它视为关于深度的函数, 记为 $q_w(z)$ 。

假定除 q_w 随深度变化外其它条件均与3.4节相同, 故式(36)依然成立。利用 $u = u_{\infty}$ 和 $u_w = u_{w\infty}$, 把式(36)代入式(5)并积分得

$$\frac{\partial u_{w\infty}}{\partial z} = \frac{a_1}{q_w(z)} \quad (41)$$

式中, a_1 为积分常数。求解式(41)并利用 $u = u_{\infty}$, $u_w = u_{w\infty}$ 、式(8), (35) 和井壁孔压连续条件 $u_{w\infty}(z) = u_{\infty}(r_w, z)$ 可得最终负压公式为

$$u_{\infty} = u_{w\infty} = -u_a + \frac{R_{wL} \int_0^z \frac{q_w(H)}{q_w(z)} dz}{H + R_{wL} \int_0^H \frac{q_w(H)}{q_w(z)} dz} u_a \quad (42)$$

相应的最终竖向有效应力为 $s'_{z=0} = -u_{\infty}$ 。根据微积分理论可知, 式(42)和 $s'_{z=0} = -u_{\infty}$ 表明当砂井地基的竖向排水体通水量沿深度连续变化时, 最终负压和最终竖向有效应力沿深度按曲线分布。

当竖向排水体根据其通水量分为 N 段, 每一段的通水量为常数时, 设第 n 段的竖向排水体长度为 L_{wn} , 通水量为 q_{wn} , 第 n 段底深度为 $z_{wn} = \sum_{i=1}^n L_{wi}$, 把这些条件代入到式(42)得

$$u_{\infty} = u_{w\infty} = -u_0 + \frac{R_{wL} u_0}{1 + R_{wL} \sum_{i=1}^N \frac{I_{Li}}{I_{wi}}} \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{I_{Li}}{I_{wi}} + \frac{z - z_{n-1}}{I_{wi} H} \right) \quad (43)$$

设第 n 段竖向排水体所对应土层的压缩模量为 E_{Sn} , 则真空预压最终沉降通过 $s'_{z=0} = -u_{\infty}$ 对 $s'_{z=0}$ 积分得

$$S_{a\infty} = \sum_{n=1}^N \left[1 - \frac{R_{wL}}{1 + R_{wL} \sum_{i=1}^N \frac{I_{Li}}{I_{wi}}} \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{I_{Li}}{I_{wi}} + \frac{I_{Ln}}{2I_{wn}} \right) \right] \frac{u_a}{E_{Sn}} L_{wn} \quad (44)$$

式中

$$I_{wi} = \frac{q_{wi}}{q_{wN}}, \quad I_{Li} = \frac{L_{wi}}{H} \quad (45)$$

图5给出了砂井地基当竖向排水体通水量分两段恒定时的最终负压沿深度分布图。绘制图中曲线所用的参数为 $I_{L1} = I_{L2} = 0.5$, $I_{w1} = 0.2$ 和 $I_{w2} = 1$, 以分析了竖向排水体底部边界透水系数 R_{wL} 对真空预压最终负压的影响。从图中可以看出, 当竖向排水体通水量分段恒定时, 最终负压呈分段线性减小分布。当 R_{wL} 增大时, 最终负压衰减速率也增大, 底部边界处的最终负压越小。当 $R_{wL} = 5$ 时, 底部边界处的最终负压只有

顶部最终负压的 0.05 倍。由于 $I_{w1} = 0.2$ ，故场地的上层渗透系数小于下层渗透系数，从图 5 可以看出，上层最终负压的衰减速率大于下层最终负压衰减速率。从图 5 还可以看出，当地层完全不透水即 $R_{wL} = 0$ 时，最终负压沿深度不会出现衰减现象。从式 (43) 可以看出，当 $R_{wL} = 0$ 即底部完全不透水时，无论 I_{wi} 如何变化，均不会出现最终负压衰减现象。当 $R_{wL} \neq 0$ 且各层的 I_{wi} 相等时，即渗透系数沿竖向排水体均质分布时，最终负压沿深度单一线性衰减。当 $R_{wL} \neq 0$ 且竖向排水体各段的 I_{wi} 互不相等时，最终负压沿深度分段线性衰减。 I_{wi} 越小，该层最终负压衰减越快，底部边界处的最终负压越小。由于真空预压的最终竖向有效应力与最终负压互为相反数，故上述规律对真空预压最终竖向有效应力一样成立。

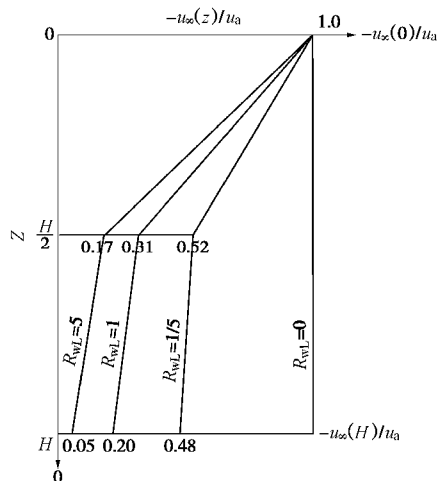


图 5 双层砂井时最终负压随 R_{wL} 变化曲线

Fig. 5 Varying curves of final negative pressure with R_{wL} in double-layered ground

4 算 例

丁天锐等^[24]依托上海某场地形成工程进行了大面积真空预压地基处理现场试验。工程总面积 1.74 km²，场地范围内地层为第四纪长江三角洲滨海平原型沉积土层，主要由黏性土、粉性土及砂土组成。场地地表分布有厚度 0.5~6 m 的素填土，填土下第②层为褐黄~灰黄色粉质黏土，俗称“硬壳层”，厚度 0.7~3.2 m；其下为流塑状的第③层灰色淤泥质粉质黏土和第④层灰色淤泥质黏土；第⑤层灰色黏性土埋深为 16.5~19.0 m^[24]。采用真空预压处理的场地面积为 38926 m²。真空预压工艺参数为：①膜下真空度要求大于 80 kPa；②排水设计采用板宽为 100 mm 的 SPB-C 型塑料排水板，插入深度 16.5 m；③密封墙采用直径为 700 mm 的双轴水泥黏土搅拌桩（掺 0.8% 膨润土），长 10 m，搭接长度为 200 mm；④预压时间为 1 a，预

压沉降要求达到 550 mm。根据丁天锐等测得真空预压完成时的最终负压随深度变化如图 6 所示。

根据上述地质条件和真空预压施工工艺参数可知，塑料排水板插入深度为 16.5 m，故 H 取 16.5 m。主要加固地层为流塑状的第③层和第④层软土，厚度约 8.5 m 左右。由于该深度范围内的软土变形大，塑料排水板容易弯曲；同时细小颗粒多，容易造成塑料排水板某种程度堵塞，故该段塑料排水板的渗透系数应予以折减。本文根据上述情况把塑料排水板分为两段。上部硬壳层和素填土范围内的塑料排水板为第一段，长度为 8.0 m；第③和第④层软土范围内的塑料排水板为第二段，长度为 8.5 m，故由式 (45) 可知 $I_{L1} = 0.485$ ， $I_{L2} = 0.515$ 。假定塑料排水板的截面积相同，从式 (45) 可知 $I_{w2} = 1$ ， $I_{w1} = q_{w1}/q_{w2} = K_{w1}/K_{w2}$ ，第一层塑料排水板的渗透系数在预压前后几乎保持不变，故 I_{w1} 即为第二层塑料排水板渗透系数的折减倍数，反映了第二层塑料排水板渗透系数减小的影响。由于该真空预压场地四周采用水泥黏土搅拌桩密封墙封闭，故四周密封效果相对较好，但场地底部下卧层第⑤层灰色黏性土的渗透系数与软土渗透系数相当，故底部边界仍会渗透，透水系数 R_{wL} 约为 $0.15I_{w1}$ 。由此按式 (43) 可得该真空预压场地 I_{w1} 对最终负压沿深度分布规律的影响如图 6 所示。

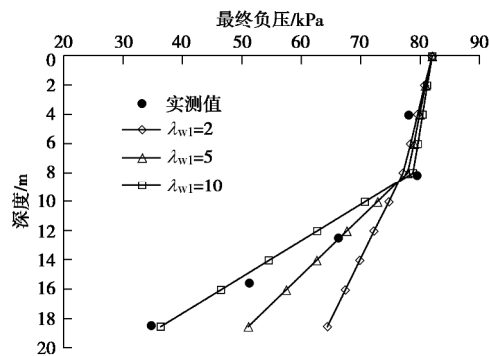


图 6 最终负压随深度分布曲线

Fig. 6 Distribution curves of final negative pressure along depth in vacuum preloading

从图 6 可以看出，实测和理论分析所获得的最终负压均呈现出沿深度分段线性减小规律， I_{w1} 变化对砂井地基最终负压分布产生明显影响，当 I_{w1} 增大时，会明显增大第二段塑料排水板最终负压的衰减速率，减少砂井底部最终负压值。造成这一结果的原因是淤泥质软土范围内的颗粒较细，变形大，该地层范围内的塑料排水板出现一定的弯折和淤堵，使得渗透系数出现不同程度的降低。由于塑料排水板的初始通水量较大，这些弯折和淤堵可能不会对砂井固结产生较大影响，却会明显增加淤塞段真空预压最终负压的衰减

速率。从式(43)、(45)可以看出, 真空预压最终负压沿深度衰减速率与竖向排水体上下段渗透系数之比密切相关。图6表明当 $I_{wl}=10$ 时, 理论分析和测试结果吻合的较好, 说明本文模量可以较合理模拟真空预压最终负压随深度变化特性, 呈现真空度沿深度复杂的衰减特性。

5 结 论

本文通过一维半透水边界地基模型, 从数学物理方程非齐次边界的齐次化理论和固结完成后的稳态渗流方程两种方法出发, 根据 Terzaghi 有效应力原理, 分析了真空预压最终负压和最终竖向有效应力分布特性, 得出如下结论:

(1) 当渗流固结方程符合线性偏微分方程时, 真空预压固结效果可以采用堆载预压等效, 等效附加应力可以采用非齐次边界的齐次化理论来推导。真空预压最终负压和最终竖向有效应力分布特性可以通过非齐次边界的齐次化理论来分析。

(2) 对于多层地基或竖向排水体通水量分段恒定的砂井地基, 当地层边界半透水时, 若各层渗透系数(或各段通水量)相等时最终负压沿深度单一线性衰减; 当各层渗透系数(或各段通水量)不相等时最终负压沿深度分段线性衰减; 当底层边界不透水时, 最终负压不随深度衰减。

(3) 对于多层地基或竖向排水体通水量分段恒定的砂井地基, 该层渗透系数(或该段通水量)与最底层渗透系数(或最低段通水量)的比值越小, 最终负压衰减越快, 底层边界处的最终负压值越小。

(4) 由于真空预压引起的最终竖向有效应力是最终负压的相反数, 故上述结论对真空预压产生的最终竖向有效应力沿深度分布规律同样适用。

参考文献:

- [1] 闫澍旺, 陈 环. 用真空加固软土地基的机制与计算方法[J]. 岩土工程学报, 1986, 8(2): 35 - 44. (YAN Shu-wang, CHEN Huan. Mechanism and calculation methods of vacuum stabilization of soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1986, 8(2): 35 - 44. (in Chinese))
- [2] CHU J, YAN W, YANG H. Soil improvement by the vacuum preloading method for an oil storage station[J]. Géotechnique, 2000, 50(6): 625 - 632.
- [3] 董志良. 堆载及真空预压砂井地基固结解析理论[J]. 水运工程, 1992(9): 1 - 7. (DONG Zhi-liang. Consolidation theory on heaped load & vacuum preloading of sand drain foundation[J]. Port & Water Engineering, 1992(9): 1 - 7. (in Chinese))
- [4] 彭 劼, 刘汉龙, 陈永辉, 等. 真空 - 堆载联合预压法软基加固对周围环境的影响[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(5): 656 - 659. (PENG Jie, LIU Han-long, CHEN Yong-hui, et al. Effect of soft ground under preloading with vacuum preloading on environment[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(5): 656 - 659. (in Chinese))
- [5] INDRARATNA B, RUJIKIATKAMJORN C, SATHANANTHAN L. Analytical and numerical solutions for a single vertical drain including the effects of vacuum preloading[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2005, 42(4): 994 - 1014.
- [6] CHAI J C, CARTER J P, HAYASHI S. Vacuum consolidation and its combination with embankment loading[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2006, 43(10): 985 - 996.
- [7] RUJIKIATKAMJORN C, INDRARATNA B. Analytical solutions and design curves for vacuum-assisted consolidation with both vertical and horizontal drainage[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2007, 44: 188 - 200.
- [8] 周 琦, 张功新, 王友元, 等. 真空预压条件下的砂井地基 Hansbo 固结解[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(增刊 2): 3994 - 3998. (ZHOU Qi, ZHANG Gong-xin, WANG You-yuan, et al. Hansbo consolidation solution for and-drained ground under vacuum preloading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(S2): 3994 - 3998. (in Chinese))
- [9] 郭 彪, 龚晓南, 卢萌盟, 等. 真空联合堆载预压下竖井地基固结解析解[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(6): 1045 - 1054. (GUO Biao, GONG Xiao-nan, LU Meng-meng, et al. Analytical solution for consolidation of vertical drains by vacuum-surcharge preloading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(6): 1045 - 1054. (in Chinese))
- [10] 鲍树峰, 周 琦, 陈平山, 等. 负压非均匀分布边界条件下砂井地基固结解析[J]. 水运工程, 2015, 501(3): 12 - 20. (BAO Shu-feng, ZHOU Qi, CHEN Ping-shan, et al. Consolidation analysis for sand drains foundations with non-uniform distribution of negative pressure boundary condition[J]. Port & Waterway Engineering, 2015, 501(3): 12 - 20. (in Chinese)).
- [11] 蒋基安, 陈海英, 陈 越, 等. 排水板真空度损耗的排水固结解析解[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(3): 404 - 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): 404 - 418. (in Chinese))
- [12] 吴跃东, 吴鸿昇, 罗如平, 等. 考虑真空度衰减及涂抹区渗透系数变化的真空预压固结解析解[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2016, **44**(2): 122 - 128. (WU Yue-dong, WU Hong-sheng, LUO Ru-ping, et al. Analytical solutions for vacuum preloading consolidation considering vacuum degree attenuation and change of permeability coefficient in smear zones[J]. Journal of Hohai University (Natural Science), 2016, **44**(2): 122 - 128. (in Chinese))
- [13] 朱群峰, 高长胜, 杨守华, 等. 超软淤泥地基处理中真空度传递特性研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(9): 1429 - 1432. (ZHU Qun-feng, GAO Chang-sheng, YANG Shou-hua, et al. Transfer properties of vacuum degree in treatment of super-soft muck foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(9): 1429 - 1432. (in Chinese))
- [14] 唐彤芝, 董江平, 黄家青, 等. 薄砂层长短板结合真空预压法处理吹填淤泥土试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(5): 899 - 905. (TANG Tong-zhi, DONG Jiang-ping, HUANG Jia-qing, et al. Experimental research on hydraulic filled mud consolidated by vacuum preloading method combining long and short boards with thin sand cushions[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(5): 899 - 905. (in Chinese))
- [15] 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): 1834 - 1883. (JIANG Yan-bin, HE Ning, XU Bin-hua, et al. Model tests on negative pressure distribution in vacuum preloading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(10): 1834 - 1883. (in Chinese))
- [16] ZHANG Zhen, YE Guan-bao, XU Yan. Comparative analysis on performance of vertical drain improved clay deposit under vacuum or surcharge loading[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2018, **46**: 146 - 154.
- [17] 胡亚元. 半透水边界砂井地基的真空预压固结[J]. 工程科学与技术, 2018, **50**(2): 32 - 41. (HU Ya-yuan. Consolidation solution for sand-drained ground with impeded boundaries under vacuum preloading[J]. Advanced Engineering Sciences, 2018, **50**(2): 32 - 41. (in Chinese))
- [18] 胡亚元. 半透水边界砂井真空联合堆载预压 Hansbo 固结解[J]. 工程科学学报, 2018, **40**(7): 783 - 792. (HU Ya-yuan. A Hansbo's consolidation solution of sand-drained ground with impeded boundaries under vacuum and surcharge preloading[J]. Chinese Journal of Engineering, 2018, **40**(7): 783 - 792. (in Chinese))
- [19] 岑仰润, 俞建霖, 龚晓南. 真空排水预压工程中真空度的现场测试与分析[J]. 岩土力学, 2003, **24**(4): 603 - 605. (CEN Yang-run, YU Jian-lin, GONG Xiao-nan. Field test and analysis of vacuum pressure in vacuum drainage preloading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, **24**(4): 603 - 605. (in Chinese))
- [20] 仲彦, 赵岩, 尹长权. 真空荷载的几种表述及其应用[J]. 中国港湾建设, 2014(10): 23 - 26. (ZHONG Yan, ZHAO Yan, YI Chang-quan. Some expressions of vacuum load and their application[J]. China Harbour Engineering, 2014(10): 23 - 26. (in Chinese))
- [21] 谢康和, 曾国熙. 等应变条件下的砂井地基固结解析理论[J]. 岩土工程学报, 1989, **11**(2): 3 - 17. (XIE Kang-he, ZENG Guo-xi. Analytical theory of sand-drained ground under equal strain condition[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1989, **11**(2): 3 - 17. (in Chinese))
- [22] HANSBO S. Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains[C]// Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Stockholm, 1981: 677 - 682.
- [23] 王瑞春, 谢康和. 半透水边界的竖向排水井地基粘弹性固结分析[J]. 长江科学院院报, 2001, **18**(6): 33 - 36. (WANG Rui-chun, XIE Kang-he. Analysis of viscoelastic consolidation of soil foundations by vertical drain wells considering semi-permeable boundary[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2001, **18**(6): 33 - 36. (in Chinese))
- [24] 丁天锐, 叶观宝, 许言, 等. 场地形成工程处理效果及真空度传递研究[J]. 公路交通科技(应用技术版), 2016(5): 156 - 158. (DING Tian-rui, YE Guan-bao, XU Yan, et al. Study on treatment effects and vacuum transfer in site formation engineering[J]. Journal of Highway and Transportation (Applied Science and Technology Edition), 2016(5): 156 - 158. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201906020

黄土-碎石毛细阻滞覆盖层储水能力实测与分析

焦卫国¹, 詹良通², 季永新³, 贺明卫¹, 刘振男¹

(1. 贵州理工学院土木工程学院, 贵州 贵阳 550003; 2. 浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058;

3. 贵州中建建筑科研设计院有限公司, 贵州 贵阳 550006)

摘要: 中国西北地区气候较干旱, 黄土分布广泛。就地取材采用当地的黄土作垃圾填埋场封场土质覆盖层具有技术可行性和良好的经济性。在西安江村沟垃圾填埋场建造了国内首个 20 m×30 m 大尺寸黄土-碎石毛细阻滞覆盖层现场试验基地, 在基地开展了极端降雨试验。水量分配测试结果表明: 总降雨量 214.8 mm; 坡面径流 1.7 mm, 占总降雨量的 0.8%; 土层存储(含蒸发) 199.57 mm, 占总降雨量的 92.9%; 渗漏 13.53 mm, 占降雨量的 6.3%。基质吸力与水份运移规律分析结果表明: 持续降雨条件下毛细阻滞覆盖层(900 mm)细粒土中表层土(15 cm 深度以上)和底层土(85 cm 深度以下)的孔压(或体积含水率)均较高; 底层土孔压(或体积含水率)较高是由于碎石-黄土界面间毛细阻滞效应对水份下渗的阻滞作用, 这是有别于单一土层降雨入渗水份运移的显著特征。储水能力评估结果表明: 极端降雨试验实测黄土-碎石毛细阻滞覆盖层有效储水量为 251.95 mm。采用室内吸湿土水特征曲线评估覆盖层有效储水能力, 有效储水量理论值 S_{fac} 为 218.75 mm, 实测值较理论值大 15.18%, 结果偏于安全。采用现场吸湿土水特征曲线评估覆盖层有效储水能力, 有效储水量理论值 S_{fac} 为 278.32 mm, 实测值比理论值小 9.47%, 偏于危险。防渗设计中建议采用室内吸湿土水特征曲线。

关键词: 垃圾填埋场; 覆盖层; 毛细阻滞效应; 有效储水能力; 现场测试; 极端降雨试验

中图分类号: TU47

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-1149-09

作者简介: 焦卫国(1983—), 男, 博士, 副教授, 从事非饱和土力学、环境土工方面的教学和研究工作。E-mail: 805810460@qq.com。

Field tests on water storage capacity of loess-gravel capillary barrier covers

JIAO Wei-guo¹, ZHANG Liang-tong², JI Yong-xin³, HE Ming-wei¹, LIU Zhen-nan¹

(1. School of Civil Engineering, Guizhou Institute of Technology, Guiyang 550003, China; 2. Geotechnical Research Institute, Zhejiang University,

Hangzhou 310058, China 3. Guizhou Construction Science Research and Design Institute of CSCEC Co., Ltd., Guiyang 550006, China)

Abstract: The climate in northwest China is arid and the loess which is technically feasible and economical used for soil cover in landfills is widely distributed. At Jiangchungou Landfill, Xi'an, the first large size loess-grass capillary barrier cover 20 m×30 m is built, and the extreme rainfall experiments are carried out. The results of water distribution tests show that: with 214.8 mm rainfall, the slope runoff is 1.7 mm, accounting for 0.8% of the total rainfall, and the storage of soil (containing evaporation) is 199.57 mm, accounting for 92.9% of the total rainfall, and the leakage is 11.53 mm, accounting for 6.3% of the rainfall. The analysis of matrix suction and water migration shows that: with continuous rainfall, the pore pressure (or volume water content) of the surface soil (above depth of 15 cm) and the bottom soil (below depth of 85 cm) in the capillary-barrier cover are all high. The high pore pressure (or volumetric water content) of the underlying soil is due to the capillary-barrier effects at the gravel-loess interface, which is the distinct feature of rainfall infiltration water movement different from that of single soil layer. The evaluation of water storage capacity shows that: the effective water storage capacity of the loess-grass cover is 251.95 mm, measured by the rainfall experiments. The theoretical value of the effective water storage S_{fac} is 218.75 mm, evaluated by the indoor hygroscopic soil-water characteristic curve. The measured value is 15.18% larger than the theoretical one, and the results are safe. The theoretical value of the effective water storage S_{fac} is 278.32 mm, evaluated by the field hygroscopic soil-water characteristic curve. The measured value is 9.47%, smaller than the theoretical one, and the results are dangerous. It is suggested that the indoor hygroscopic soil-water characteristic curve should be adopted in anti-seepage design.

Key words: landfill; cover; capillary-barrier effect; effective water storage capacity; field test; extreme rainfall experiment

基金项目: 黔科合基础[2017]1079、[2017]1513-4, 国家自然科学基金杰青基金项目(51625805); 黔科合 SY 字[2015]3055, LH 字[2016]7096; 中建四局科技研发(CSCEC4B-2015-KT-03)

收稿日期: 2018-08-13

*通讯作者(E-mail: 805810460@qq.com)

0 引言

当前,中国有近千座生活垃圾填埋场因库容饱和而面临终场封顶覆盖的问题。封顶覆盖层的主要功能是防渗。土质覆盖层(soil cover)利用非饱和土的储水特性降雨时存储入渗水份,晴朗时腾发释放水份;通过水份的存储-释放循环而实现防渗功能^[1]。土质覆盖层主要有单一型(monolithic soil cover)和毛细阻滞型(capillary barrier cover)两种。其中毛细阻滞覆盖层由细粒土下衬粗粒土而成。细粒土作核心储水层发挥储水作用,粗粒土作基础层并与细粒土构成毛细阻滞屏障,通过粗、细粒土间水力特性差异形成毛细阻滞作用而增大细粒土的储水能力^[1-2]。

Stormont等^[3-5], Khire等^[6]发现粗-细粒土形成毛细阻滞作用后细粒土储水能力比单层土有较大程度提高,并最早将毛细阻滞作用引入到土质覆盖层设计中。Aubertin^[7]、Yang等^[8]开展室内模型试验,通过在土层中埋设张力计和含水率探头对比测试了不同结构毛细阻滞作用对细粒土储水能力提升的效果^[7]。美国能源局(DOE)和环保署(EPA)在全美24个填埋场开展了土质覆盖层防渗性能评估项目(ACAP-Alternative Covers Assessment Program)^[9-11]。结果表明:在北美中西部干旱与半干旱气候区毛细阻滞覆盖层具有普适性,防渗效果较好^[10-13]。

中国西北地区气候普遍较干旱,黄土分布广泛。就地取材采用黄土作土质覆盖层具有技术可行性和良好的经济性^[14-15]。当前,国内有许多学者对毛细阻滞覆盖层进行了研究。赵慧等^[16]、陆海军等^[17]、Ng等^[18]、邓林恒等^[19]通过室内模型与数值分析相结合的方法在中国的中、东部湿润气候区对毛细阻滞覆盖层服役性状进行了研究。张文杰等^[20-22]在杭州(湿润气候)开展了毛细阻滞覆盖层一维土柱长期监测试验并分析了其长期服役性能。以上这些研究均针对中国湿润气候区,而针对中国西北较干旱地区的研究还较少。仅有的报道是焦卫国等^[14]、詹良通等^[15]初步分析了西北黄土作覆盖层的适宜性并估算了单一型和毛细阻滞型黄土覆盖层的初步设计厚度,但缺乏对黄土水份分布特性和实际储水能力的验证。本文在西安江村沟垃圾填埋场建造了国内首个20 m×30 m大尺寸黄土-碎石毛细阻滞覆盖层现场试验基地并在基地开展了极端降雨试验。测试了黄土覆盖层基质吸力、水份运移特性和各水量分配;分析了室内单元体和现场尺度黄土覆盖层的储水特性;验证并评估了黄土-碎石毛细阻滞覆盖层的理论和实际储水能力,为黄土覆盖层在中国西北地区的应用提供数据支撑。

1 覆盖层尺寸、结构、仪器与土性参数

1.1 覆盖层地理位置、平面尺寸、结构和仪器埋设

中国降雨量呈现出从东南沿海向西北内陆递减的趋势,西北地区气候普遍以干旱,半干旱和半湿润为主。西北地区陕西省西安市年均降水量 P 约500 mm,潜在蒸发量PET约600~700 mm,干湿指数(降水量/蒸发量)为0.5~1.0;属于半湿润气候,是西北地区中年降雨量最多,气候相对最湿润的地区之一。覆盖层试验基地位于西安市江村沟垃圾填埋场。江村沟垃圾填埋场是西安最大的垃圾处理设施,位于灞桥区狄寨乡,距西安市中心16 km,占地1100亩。覆盖层现场试验基地在第三期工程的7~8级平台间,边坡坡度14.8°,垃圾填埋龄期3~5 a(图1)。

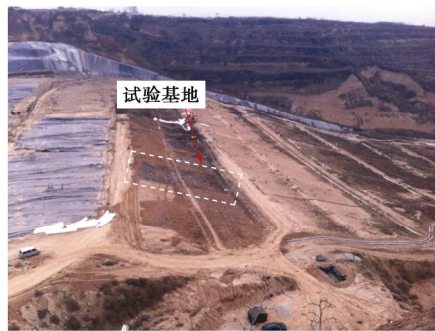


图1 西安江村沟垃圾填埋场黄土覆盖层试验基地

Fig. 1 Loess cover at Jiangcungou Landfill, Xi'an

试验覆盖层总尺寸30 m×20 m(长×宽),核心测试区尺寸24 m×10 m(长×宽)。宽度方向左右各预留5 m为核心测试区与场地周边的过渡区(图2, 3)。过渡区结构、土性参数同核心测试区。覆盖层黄土层厚0.90 m,剖面结构从上到下依次为30 cm厚植被土层(黄土和堆肥料混合,干密度1.35 g/cm³);60 cm厚黄土核心储水功能层(干密度1.45 g/cm³);15 cm厚碎石层(粒径0.5~2 cm,用于通气试验扩散层并作毛细阻滞效应粗粒土层)。核心测试区碎石层底部及四周设置了HDPE土工膜,隔断其与周边过渡区的水气联系并形成一个独立水文测试单元。核心测试区按坡顶、坡中和坡脚3个剖面 and 4个不同深度分别埋设了TDR、张力计、气压表和温度传感器等(图4)。同一剖面TDR和张力计成排间隔布置,埋设深度依次为15, 35, 60, 85 cm(图5)。张力计采用Soil moisture公司生产的jet-filled 2725型;TDR探头为自制三针式,信号测试仪为北美Campbell公司所产TDR100。气压和温度等用于覆盖层气相传导特性研究(其它文献详述)。试验基地旁设有小型气象站监测气象信息,建成后俯视见图3。

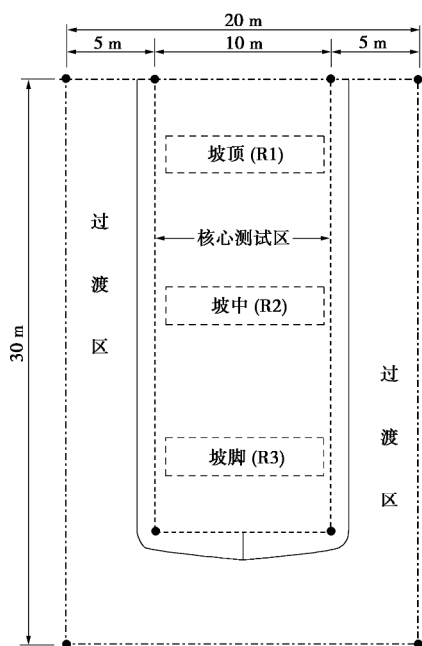


图 2 覆盖层试验基地平面布置图
Fig. 2 Plan of field cover



图 3 覆盖层试验基地俯视图
Fig. 3 Overview of final cover

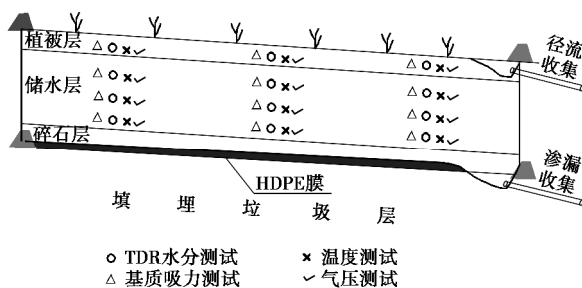


图 4 覆盖层结构和仪器埋设剖面
Fig. 4 Structure of final cover of loess and instrumentation

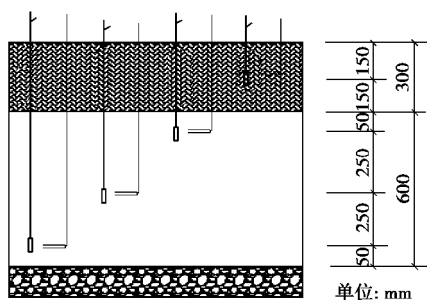


图 5 TDR 和张力计埋设深度细节图
Fig. 5 Depths of TDR and tension meters

1.2 降雨模拟装置

根据西安地区气象特征和黄土水力特性确定了试

验总降雨量 (214.8 mm) 和雨强 (2.98~3.00 mm/h) 并设计了降雨模拟装置。装置由喷头群、供水管、流量计、压力表、阀门和潜水泵组成。从坡顶到坡脚, 喷头群分 7 排间隔梅花形布置。在主管上分别布设过滤器、压力控制阀门、流量计、离心潜水压力泵和疏水阀, 每排支路上分别设置流量计和流量调节阀。过滤器过滤水中杂物防止堵塞喷头; 压力控制阀和疏水阀通过调节阀门的开启度以控制总管水头压力; 压力表用于显示喷射压力; 流量计测试流量、离心潜水泵为喷灌系统提供水源和动力。水源为场区自来水。试验中根据供水管中的流量计读取总降雨量; 底部 HDPE 膜、预埋的 PPR 管和集水池等收集覆盖层渗漏量; 坡面土梁围堰、HDPE 管等收集坡面径流量。

1.3 水力特性参数

试验黄土取自江村沟垃圾填埋场北侧 Q₃ 边坡地层。根据颗分和液塑限指标可知该黄土属于粉质黏土 (表 1)。室内, 采用体积压力板仪分别测试了干密度为 1.35, 1.45 g/cm³, 基质吸力范围为 0~1500 kPa 压实黄土的吸湿和脱湿过程土水特征曲线 (图 6)。

表 1 黄土基本参数

Table 1 Parameters of loess

土样 名称	界限粒径/mm			含量/%		
	>0.075	0.075~0.005	<0.005	w _L /%	w _p /%	I _p
Q ₃ 黄土	2.2%	71.8%	26%	36.7	22	15

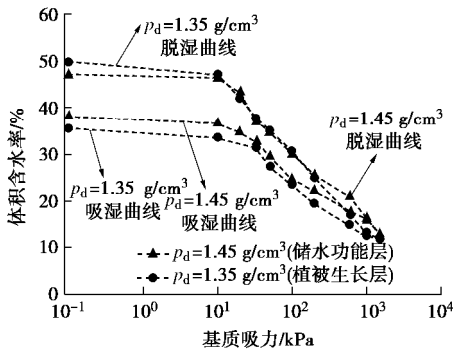


图 6 室内黄土吸湿和脱湿土水特征曲线
Fig. 6 Wetting and drying curves of soil-water characteristics for loess by laboratory testing

2 直接测试结果

2.1 测试方法、频率和水量平衡

在核心测试区和过渡区均进行了等强度极端降雨试验, 雨强为 2.98~3.00 mm/h。试验中通过 TDR 和张力计实时读取黄土层的基质吸力和体积含水率, 频率为 1 次/120 min。实时监测覆盖层坡面径流、渗漏产生的时间和流量。试验中水量平衡有下式:

$$P = R + S + P_r + E \quad (1)$$

式中, P 为降雨量, R 为坡面径流量, S 为土层存储量,

P_r 为渗漏量, E 为试验期蒸发量。其中, 降雨量 P 通过流量计读取; 坡面径流量 R 、渗漏量 P_r 为现场称量实测; 土层存储量 S 通过 TDR 实测含水率后经土层厚度积分算出。蒸发量 E 经上式水量平衡计算得出, 同时由气象监测数据并结合试验地附近蒸发量校核分析。

2.2 覆盖层各水量分配测试结果

图 7 是直接测得的降雨量和覆盖层各水量分配情况。由图可见, 降雨试验从 6 月 24 日持续到 6 月 30 日, 总降雨量 214.8 mm。6 月 23 日—24 日降雨初期无坡面径流, 这是由于降雨雨强较小且表层土含水量低, 降雨量全部转化为入渗量。27 日降雨试验持续第 80h 覆盖层开始出现渗漏。29 日极端降雨停止, 坡面径流随即结束但渗漏一直持续到 7 月 2 日。降雨停止后继续监测覆盖层基质吸力、水份运移和渗漏量, 表 2 列出了降雨试验期间和结束后覆盖层各水量分配情况。由表可见, 约 92.9% 的降雨量全部转化为土层存储, 仅 0.8% 转化为坡面径流; 渗漏量累计 13.53 mm, 占本次降雨量的 6.3%。

表 2 极端降雨试验各水量分配

Table 2 Water distribution in extreme rainfall experiments (mm)

时间	各水量平衡与分配			
	坡面径流	土层存储 (包含蒸发量)	渗漏	累计降雨
6月23日	0	0	0	0
6月24日	0	36.63	0	36.63
6月25日	0.29	41.73	0	41.73
6月26日	0.57	108.33	0	108.33
6月27日	0.92	118.9	1.79	121.65
26月28日	1.47	181.7	5.08	188.25
6月29日*	1.7	204.8	8.3	214.8
6月30日	1.7	201.8	11.3	214.8
7月1日	1.7	199.97	13.13	214.8
7月2日	1.7	199.57	13.53	214.8
总计	1.7	199.57	13.53	214.8
百分比/%	0.8	92.9	6.30	100

注: *极端降雨停止。

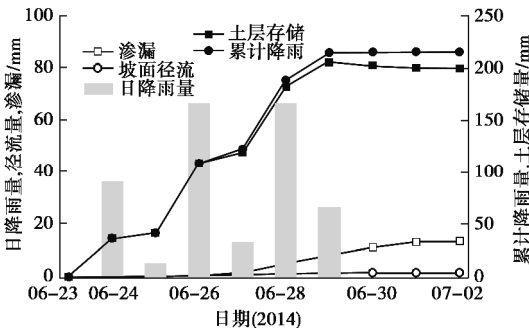


图 7 极端降雨试验水量分配和变化规律

Fig. 7 Water distribution in extreme rainfall experiments

2.3 覆盖层基质吸力测试结果

图 8 是降雨试验覆盖层坡面不同位置、不同深度土层孔隙水压力(基质吸力)随时间变化曲线。图例 R1, R2 和 R3 分别表示坡顶、坡中和坡脚; 15, 35,

60, 85 表示仪器埋设深度分别为坡面下 15, 35, 60, 85 cm。其中深度 15 cm 的仪器位于表层植被土中(植被土厚 30 cm); 85 cm 的仪器位于黄土-碎石交界面之上 5 cm 的黄土层中。以坡中剖面(R2)为例: 降雨初期(7 月 24 日), 埋深 15 cm 土层孔压从 -30 kPa 上升至 -15~-20 kPa, 而埋深 35 cm 以下土层孔压基本不变。此外, 25 日降雨短暂停止后坡顶、坡中和坡脚 3 个剖面表层黄土孔压均有不同程度的下降。推测一方面是由于西安地区夏季气温高日照强烈土层蒸发失水; 另一方面由于表层土中的水份向深层土运移有关。在降雨后期(7 月 28 日后), 无论是坡顶, 坡中还是坡脚各深度土层孔压均有显著的升高(0~-5 kPa)。其中底部深 85 cm 土层的孔压均要明显高于其它深度的土层, 达到 10 kPa。

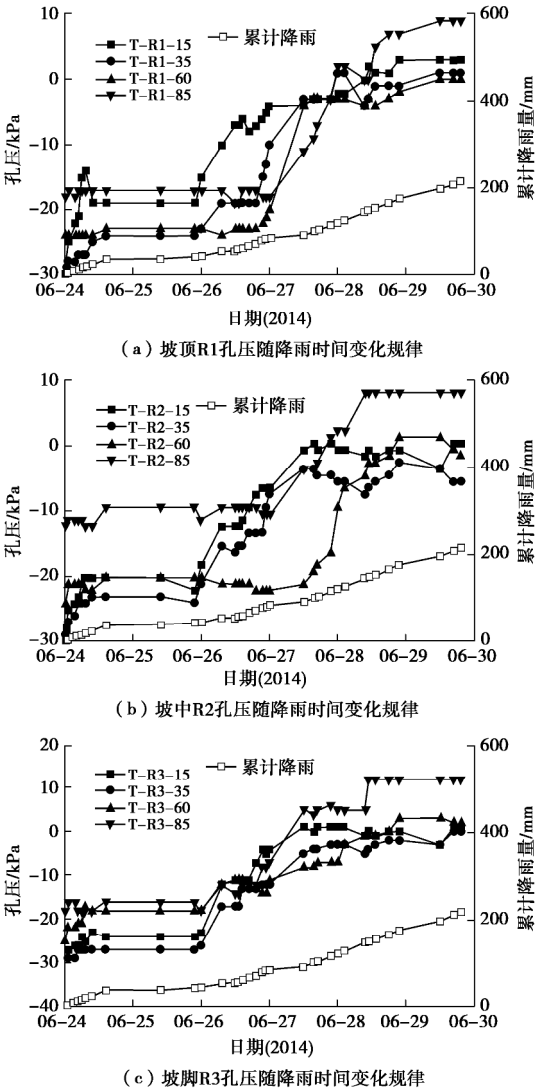


图 8 坡顶、坡中和坡脚孔压随降雨时间变化规律

Fig. 8 Variation of pore water pressure with rainfall time

2.4 覆盖层体积含水率测试结果

图 9 是降雨试验中坡顶、坡中和坡脚 3 个剖面不同深度土层含水率随降雨时间的变化规律, 图例同前。以坡中剖面(R2)为例: 6 月 24 日降雨初期, 埋深

15 cm 深度土层水份由 25% 上升至 28%, 而埋深 35 cm 以下土层含水率上升则较小。这与水份在土体中逐渐由表层土下渗运移到深层土有关。6 月 25 日由于降雨量较少, 覆盖层土体含水率变化较小。26 日—27 日由于降雨量增多土体含水率显著增加, 到 28 日土体含水率增加至 40% 左右; 29 日含水率不再明显增加, 稳定在 42%~43% 间。

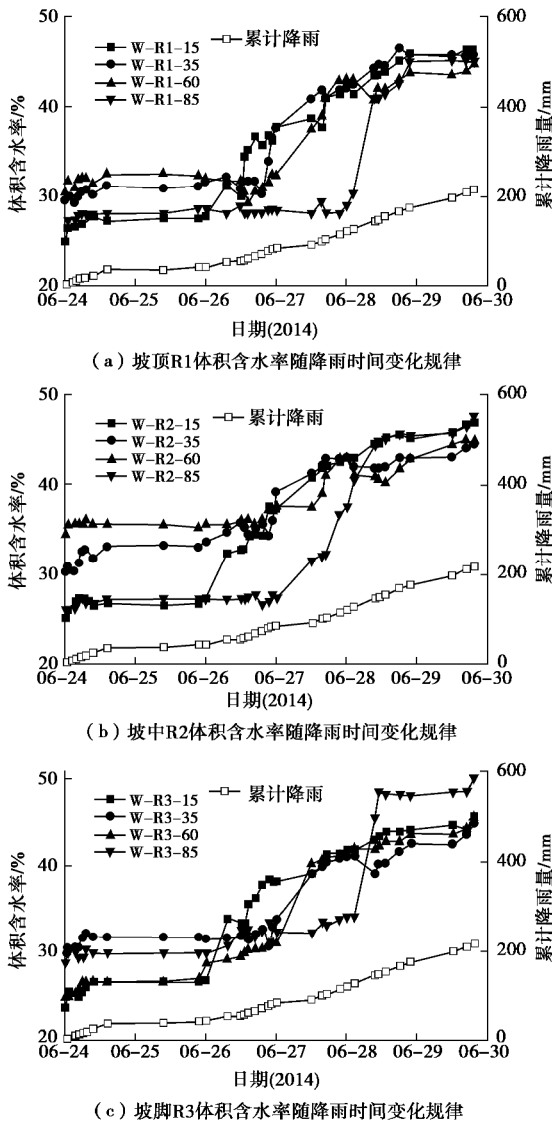


图 9 坡顶、坡中和坡脚体积含水率随降雨时间变化规律
Fig. 9 Variation of volumetric water content with rainfall time

3 数据讨论与分析

3.1 覆盖层基质吸力响应与水份运移规律

图 10 是以天为时间单位, 坡中剖面 (R2) 黄土层不同深度孔隙水压力 (基质吸力) 随降雨时间的变化情况。由图可见: 降雨前期 (6 月 23 日—26 日), 埋深 60 cm 以上土层孔压均有不同程度的升高, 而埋深 60~85 cm 土层孔压则变化较小。降雨中期 (6 月 27 日—28 日), 浅表层黄土 (埋深 15~35 cm) 孔压

达到 0 kPa 并保持不变, 而中下层黄土 (埋深 35~85 cm) 孔压则有较大程度升高。29 日降雨停止, 表层 (埋深 15 cm) 和底层 (埋深 85 cm) 黄土孔压明显比中部土层 (埋深 15~60 cm) 高。表层黄土孔压高可能是由于人工降雨水份入渗在黄土表层形成一近饱和层。图 11 是以天为时间单位, 坡中剖面 (R2) 黄土层不同深度体积含水率随降雨时间的变化规律。结合图 10 中不同深度土层孔压变化情况, 发现 24 日、25 日埋深 65 cm 以下土层孔压比 65 cm 以上土层高, 但其体积含水率则较 65 cm 以上土层低。这一方面由于张力计是在覆盖层建成后埋设, 官腔口径粗直, 降雨初期水份可能会沿着个别张力计管腔优先下渗到陶瓷头; 而 TDR 则在覆盖层施工期埋设, 水份难以沿着弯曲细小的导线优先下渗。

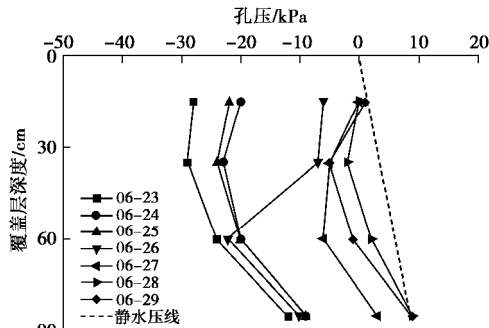


图 10 坡中剖面孔压随降雨天数变化规律
Fig. 10 Variation of pore water pressure with days

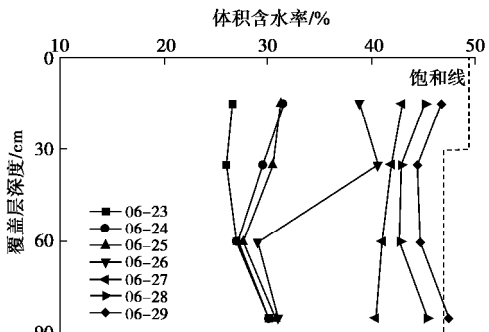


图 11 坡中剖面体积含水率随降雨天数变化规律
Fig. 11 Variation of volumetric water content with days

3.2 黄土-碎石毛细阻滞作用分析

图 12 是水份在单一土层中入渗运移所形成的湿润锋分区简图。由图可见: 在水份下渗过程中表层含水率 (孔压) 最高, 形成“近饱和层”。近饱和层与水份入渗强度、入渗持续时间与土体渗透性有关。紧接着为“过渡层”, 过渡层含水率 (孔压) 稍低。过渡层之下为“非饱和传导层”, 传导层前方为“湿润层”。湿润层最前方为水份运移的湿润锋, 该锋线是水份运移的最前端, 含水率最低。由此可见水份在单一土层中入渗运移规律, 随着深度的增加含水率 (孔压) 逐渐降低。

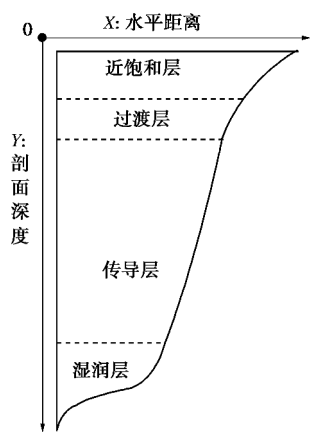


图 12 单一土层水份入渗运移规律^[23]
Fig. 12 Water migration in single soil layer

图 13, 14 是试验中不同日期, 覆盖层孔压和体积含水率随深度的变化规律。由图可见, 降雨前期 (23 日—26 日) 覆盖中上层土 (60 cm 深度以上) 孔压和体积含水率有较大幅度的升高。降雨中期 (26 日—27 日) 深层土 (35 cm 深度以下) 孔压上升明显较浅表层 (35 cm 深度以上) 黄土高, 结合图 14 可见深层土含水率升高明显较浅表层幅度大。降雨末期 (27 日—29 日), 深层土 (35 cm 深度以下) 孔压升高明显较浅表层 (35 cm 深度以上) 快。29 日降雨停止, 表层土 (15 cm 深度以上) 和底层土 (85 cm 深度以下) 的孔压接近静水压线且体积含水率均已接近饱和。底层土孔压 (含水率) 高, 是因为随着降雨的进行水份下渗到达黄土层底部, 由于碎石—黄土界面间毛细阻滞效应对水份下渗的阻滞作用, 导致土层底部水份滞留聚集而接近

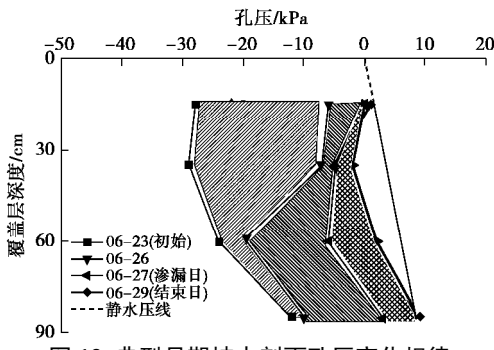


图 13 典型日期坡中剖面孔压变化规律
Fig. 13 Pore water pressures on typical date

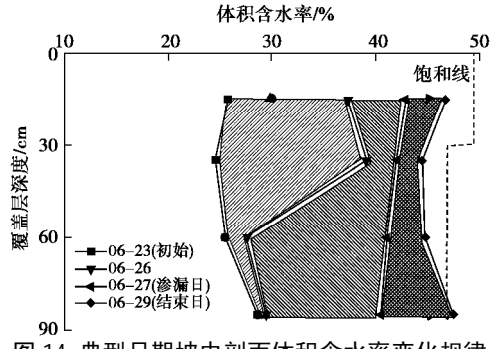


图 14 典型日期坡中剖面体积含水率变化规律
Fig. 14 Volumetric water contents on typical date

饱和。该现象表明碎石—黄土间的毛细阻滞效应发挥了作用, 同时也是有别于单一土层水份入渗的显著特征。

3.3 土层实际储水量分析

覆盖层土层实际储水量有两种计算方法: ①基于式 (1) 的水量平衡; 由总降雨量扣除坡面径流量、渗漏量和降雨试验期蒸发量可得土层实际储水量。②通过 TDR 探头测试不同深度土层体积含水率, 再由含水率与覆盖层土层厚度积分而算出土层实际储水量。方法一中, 试验期蒸发量包括降雨期喷头喷出的雨滴 (水雾和水珠) 与覆盖层表层饱和和裸土蒸发量两部分。纵有独立设置的气象站对覆盖层所处局部环境进行气象监测, 也难以准确计算。因此, 试验期蒸发量参考了国家气象台泾河气象站 6 月 23 日—7 月 2 日间的自由水面蒸发量 (数据来源于中国国家气象信息共享网—核心会员)。方法二中纵使在覆盖层坡顶、坡中和坡脚 3 个剖面不同深度累计埋设了 12 只 TDR, 但因覆盖层体量和尺度较大, 仍可能会有误差。表 3 是以上两种算法土层储水量的差异对比, 可见两种算法在 6 月 27、29 日仅仅相差 5~7 mm。随着计算时间的延长, 7 月 2 日 (渗漏停止日) 土层存储量相差 12.77 mm (累计降雨量 214.8 mm, 误差率为 5.94%)。考虑到方法一中蒸发量的不确定性后文统一采用 TDR 实测法。

表 3 土层实际存储量分析
Table 3 Analysis of actual storage of soil layers (mm)

日期和 大事件	参考蒸 发量	土层实际储水量		差异 ΔS ($\Delta S = S_1 - S_2$)
		水量平衡 法 S_1	TDR 实 测法 S_2	
06-24 降雨开始	6.5	—	—	—
06-27 渗漏开始	12.2	106.74	113.8	-7.06
06-29 降雨结束	29.3	175.5	169.8	5.70
07-02 渗漏停止	46.5	153.07	140.3	12.77

3.4 现场覆盖层储水特征参数 (SWCC) 分析

对覆盖层黄土的土水特征响应进行了监测, 监测频率为每日一测。图 15 是采用张力计和 TDR 测得的黄土覆盖层现场土水特征点 (体积含水率—基质吸力关系数据点) 与室内单元体黄土土水特征曲线的比较 (干密度均为 1.45 g/cm^3)。由图可见: 现场土水特征点的基质吸力主要分布于 0~50 kPa 间且一个吸力对应于多个含水率值, 比较离散。这与黄土层反复经历降雨—日照—降雨, 土体历经“吸湿—脱湿—吸湿”反复干湿循环, 因而多数测试点位于滞回环上有关 (室内体积压力板仪测试结果为 0~1500 kPa 主脱湿和主吸湿点)。

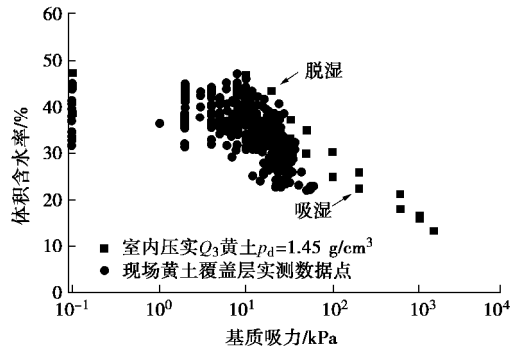


图 15 现场试验与室内测试黄土土水特征点对比

Fig. 15 Comparison between field and laboratory moisture content-suction curves

本次降雨试验中降雨入渗和降雨停止后蒸发失水是覆盖层土体典型的吸湿和脱湿过程。图 16 为两个时间段测得的现场黄土层的土水特征点, 其中脱湿点源于本次极端降雨试验后覆盖层经历西安 7 月夏季高温连续日照蒸发失水过程, 吸湿点来源于本次极端降雨试验水份入渗过程。由图可见: 降雨试验中黄土原位土水特征点基质吸力变化范围在 0~50 kPa, 体积含水率则在 45%~22%。以这些离散土水特征点为基础, 结合极端降雨试验期间现场取样测得浅表层黄土的近饱和和体积含水率 θ_s , 1500 kPa 下黄土残余含水率 θ_r , 可拟合出本次降雨试验中覆盖层现场黄土吸湿和脱湿土水特征曲线(图 16)。由图可见: 拟合得到的现场土水特征曲线与室内单元体测试得到的土水特征曲线有一定差别。现场脱湿曲线位于室内曲线的下方; 现场吸湿曲线在 0~30 kPa 范围较室内曲线高, 而 30~1500 kPa 较室内曲线低。分析两者的差别可能是由于: 一方面除前述现场部分测试点位于“吸湿—脱湿—吸湿”滞回环上因素外; 另一方面还与室内单元体制样和现场大尺度施工土料精细程度差异有关。图 17 显示了室内和现场施工所用土料对比情况。可见: 室内试验所用的土料经揉搓拌合处理后结构、质地非常均匀且筛除了粒径大于 2 mm 的颗粒(如姜石)。现场施工因体量较大, 土体压实均匀性以及土料结构中分布有大孔隙等。

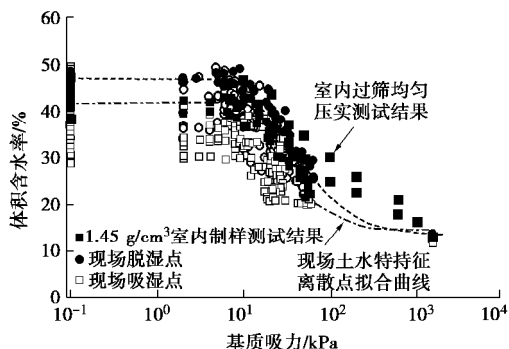
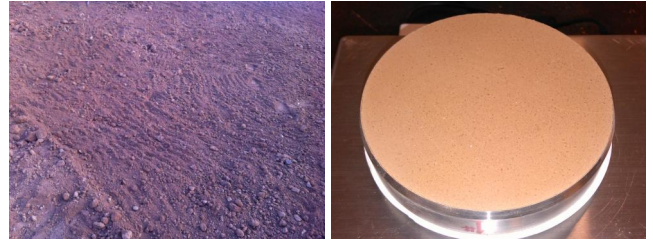


图 16 现场测试与室内试验黄土土水特征曲线

Fig. 16 Comparison between field and laboratory moisture content-suction curves



(a) 现场试验

(b) 室内试验

图 17 现场试验和室内试验土样对比

Fig. 17 Loesses in field (left) and laboratory (right)

3.5 覆盖层最大储水能力评估

Craig 等^[24]、Stormont 等^[25]、Tami 等^[26]对毛细阻滞覆盖层最大储水能力进行的研究表明: 渗漏发生时细-粗粒土交界面的基质吸力为粗粒土进水值 j_b , 此刻交界面上细粒土底层含水率为 q_b 。可进行如下简化计算: 细-粗粒土交界面基质吸力 j_b , 以界面为起点细粒土基质吸力沿厚度方向呈线性增加, 厚度 Z 处基质吸力为 $Z+j_b$ 。土层总储水量 S_{fo} 可用下式计算:

$$S_{fo} = \int_0^L q(z+j_b) dz, \quad (2)$$

式中, L 为细粒土层厚度, j_b 粗粒土进水值, $(Z+j_b)$ 为以界面为起点, 细粒土层厚度 Z 处基质吸力, $q(z+j_b)$ 为细粒土体积含水率和基质吸力之间的关系(如 V-G 模型^[27])。利用渗漏时刻土层总储水量 S_{fo} 扣除植被维持生存的最低储水量 S_{fm} (枯萎点所对应储水量)即可获得毛细阻滞覆盖层的有效储水量 S_{fac} 。本文通过室内和现场两个手段分别获得了黄土土水特征曲线, 介于两者储水特征参数(SWCC)间的差异, 分别采用上述两套参数对本次实测储水量进行评估。

(1) 采用室内吸湿土水特征曲线评估

图 18 是采用室内吸湿土水特征曲线评估覆盖层储水能力的情况。由图可见: 0~65 cm 深度土层 TDR 实测含水率为 42.0%~42.3%; 85 cm 深度土层 TDR 实测含水率为 36.7%。而该毛细阻滞覆盖层理论储水分布为: 黄土层含水率从粗-细粒土界面(90 cm)的 38.1%向表层递减至 34.7%。由理论值和实测值对比可

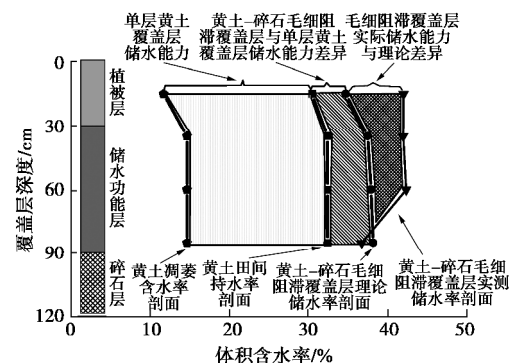


图 18 覆盖层实测储水量分析(室内吸湿 SWCC)

Fig. 18 Analysis of measured water storage by laboratory hygroscopic SWCC

- water diversion along inclined covers with capillary barrier effects[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2009, **46**: 1146 - 1164.
- [8] YANG Hong, RAHARDJO H, LEONG E C, et al. A study of infiltration on three sand capillary barriers[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2004, **41**: 629 - 643.
- [9] BONAPARTE R, GROSS B A, DANIEL D E, et al. Draft technical guidance for rcra/cercla final covers[S]. Response, Office of Solid Waste, 2004.
- [10] BENSON C H, KHIRE M V. Earthen covers for semi-arid and arid climates[J]. Geotechnical Special Publication, 1995(53): 20 - 217.
- [11] BENSON C H, ALBRIGHT W H, ROESLER A C, et al. Evaluation of final cover performance: field data from the alternative cover assessment program (ACAP)[J]. Proc Waste Management, 2002, **2**: 1 - 15.
- [12] ROSS B. The diversion capacity of capillary barriers[J]. Water Resources Research, 1990, **26**(10): 2625 - 2629.
- [13] ALBRIGHT W H, BENSON C H, GEE G W, et al. Field water balance of landfill final covers[J]. Journal of Environmental Quality, 2004, **33**(6): 2317.
- [14] 焦卫国, 詹良通, 孔令刚, 等. 黄土-碎石覆盖层毛细阻滞效应及设计厚度分析[J]. 浙江大学学报(工学版), 2016, **50**(11): 2128 - 2134. (JIAO Wei-guo, ZHAN Liang-tong, LAN Ji-wu, et al. Verification of capillary barrier effect of clayey loess-gravel cover and analysis of design thickness[J]. Journal of Zhejiang University: Engineering Science, 2016, **50**(11): 2128 - 2134. (in Chinese))
- [15] 詹良通, 焦卫国, 孔令刚, 等. 黄土作为西北地区填埋场土质覆盖层材料可行性及设计厚度分析[J]. 岩土力学, 2014, **12**(3): 384 - 389. (ZHAN Liang-tong, JIAO Wei-guo, KONG Ling-gang, et al. Feasibility analysis of using loess as soil cover material for landfills in the northwest of China[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(12): 3361 - 3369. (in Chinese))
- [16] 赵慧, 刘川顺, 王伟, 等. 垃圾填埋场腾发覆盖系统控制渗滤效果的研究[J]. 中国给水排水, 2008, **24**(9): 86 - 89. (ZHAO Hui, LIU Chuan-shun, WANG Wei, et al. Study of leachate control effect of evapotranspiration landfill cover system[J]. China Water & Wastewater, 2008, **24**(9): 86 - 89. (in Chinese))
- [17] 陆海军, 栾茂田, 张金利. 垃圾填埋场传统封顶和 ET 封顶的比较研究[J]. 岩土力学, 2009, **30**(2): 509 - 514. (LU Hai-jun, LUAN Mao-tian, ZHANG Jin-li. Research on comparison between traditional compacted clay and evapotranspiration cover systems of landfill[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(2): 509 - 514. (in Chinese))
- [18] NG C W W, WOONA K X, LEUNGA A K, et al. Experimental investigation of induced suction distribution in a grasscovered soil[J]. Ecological Engineering, 2013, **52**: 219 - 223.
- [19] 邓林恒, 詹良通, 陈云敏, 等. 含非饱和导排层的毛细阻滞型覆盖层性能模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(1): 75 - 80. (DENG Lin-heng, ZHAN Liang-tong, CHEN Yun-min, et al. Model tests on capillary-barrier cover with unsaturated drainage layer[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(1): 75 - 80. (in Chinese))
- [20] 张文杰, 耿潇. 垃圾填埋场毛细阻滞型腾发封顶工作机理及性能分析[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(3): 454 - 459. (ZHANG Wen-jie, GENG Xiao. Performance and mechanism of capillary-barrier evapotranspiration cover of landfills[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(3): 454 - 459. (in Chinese))
- [21] 张文杰, 邱战洪, 朱成仁, 等. 长三角地区填埋场 ET 封顶系统的性能评价[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(3): 384 - 389. (ZHANG Wen-jie, QIU Zhan-hong, ZHU Cheng-ren, et al. Evaluation of evapotranspiration covers of landfills in Yangtze river delta region[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(3): 384 - 389. (in Chinese))
- [22] 张文杰, 林午, 董林兵. 垃圾填埋场毛细阻滞型腾发封顶模型试验[J]. 岩土力学, 2014, **35**(5): 1263 - 1268. (ZHANG Wen-jie, LIN Wu, DONG Lin-bing. Model test of a capillary barrier evapotranspiration cover for landfills[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(5): 1263 - 1268. (in Chinese))
- [23] 康绍忠, 刘晓明, 熊运章. 土壤-植物-大气连续体水分传输理论及其应用[M]. 北京: 水利电力出版社, 1994: 22 - 26. (KANG Shao-zhong, LIU Xiao-ming, XIONG Yun-zhang. Water transport theory and its application in soil-plant-atmosphere continuum[M]. Beijing: Water Conservancy and Electricity Press, 1994: 22 - 26. (in Chinese))
- [24] CRAIG H. BENSON. Final Covers for waste containment systems a north american perspective[C]// XVII Conference of Geotechnics of Torino "Control and Management of Subsoil Pollutants". Torino, 1999.
- [25] STORMONT J C. The performance of two capillary barriers during constant infiltration, landfill closures, ASCE, GSP No. 53[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 1995: 77 - 92.
- [26] DENNY Tami, HARIANTO Rahardjo, ENG-CHOON Leong, et al. Design and laboratory verification of a physical model of sloping capillary barrier[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2004, **41**: 814 - 830.
- [27] VAN Genuchten M T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils[J]. Soil Sci Soc Am J, 1980, **44**(5): 892 - 898.

DOI: 10.11779/CJGE201906021

多孔介质中晶体的结晶压力分析

周凤玺^{1,2}, 应赛^{1,3}, 蔡袁强^{*2}

(1. 兰州理工大学土木工程学院, 甘肃 兰州 730050; 2. 浙江工业大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310014;

3. 长江师范学院建筑物全生命周期健康检测与灾害防治工程研究中心, 重庆 408100)

摘要: 孔隙溶液中结晶体产生的结晶压力是多孔材料宏观上形成介质变形、冻胀破坏的重要因素之一。以溶液-晶体的化学势平衡为基础, 考虑了溶液中的粒子相互作用, 分别对以过饱和比为驱动的盐分结晶体和以温度为驱动的冰结晶体进行了理论分析, 建立了非理想溶液中晶体对孔壁产生的最大结晶压力模型, 并对溶液的冰点温度进行了分析。以 NaCl 溶液和 Na₂SO₄ 溶液为例, 分别对不同浓度和不同温度下的盐、水结晶压力及冰点温度进行了参数分析。结果表明: 对于盐分结晶体, 其结晶压力与溶液的过饱和比、溶液活度以及结晶盐的类型密切相关; 对于冰晶体, 其结晶压力与环境温度以及溶液的活度相关。

关键词: 孔隙介质; 结晶压力; 冰点温度; 化学势

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-1158-06

作者简介: 周凤玺(1979—), 男, 博士, 主要从事岩土工程方面的教学与研究工作。E-mail: geolut@163.com。

Crystallization pressure of crystals in porous media

ZHOU Feng-xi^{1,2}, YING Sai^{1,3}, CAI Yuan-qiang²

(1. School of Civil Engineering, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China; 2. School of Civil Engineering and

Architecture, Zhejiang University of Technology, Hangzhou 310014, China; 3. Engineering Research Center for Health Monitoring in Building Life Cycle and Disaster Prevention, Yangtze Normal University, Chongqing 408100, China)

Abstract: The pressure exerted by growing crystals of salts or water in porous materials is a major factor to induce deformation and freeze-thaw damage. Theoretical derivations for the crystallization pressure of salt crystals driven by supersaturation and ice crystals driven by temperatures are presented based on the chemical potentials of solutions and crystals, in which the ion interaction is taken into account. The models for the maximum crystallization pressure that the growing crystals in non-ideal solution exert on the pore walls are developed. The pressure from crystallization of salts and water as well as the freezing temperature for solutions of aqueous NaCl and Na₂SO₄ under different concentrations and temperatures are parametrically analyzed, respectively. The results show that for the salt crystals, the crystallization pressure is closely related to the ratio of supersaturation, solution activity and type of salt crystals; for the ice crystals, the crystallization pressure is related to the ambient temperature and solution activity.

Key words: porous medium; crystallization pressure; freezing point temperature; chemical potential

0 引言

多孔介质中传热传质现象广泛存在于岩土工程、石油化工和生物工程等领域。在降雨、温度以及毛细作用等影响下, 孔隙水一般为含有特定溶质的溶液。在传热传质现象处于适当的条件下时(如溶液蒸发、环境温度降低等), 孔隙溶液中的溶质或水将会形成结晶体, 随着结晶条件的强化, 晶体不断增长, 从而对孔壁产生作用力, 即结晶压力。当结晶压力足够大时, 将会引起多孔介质材料出现变形甚至破坏现象。因此, 对孔隙介质中结晶压力的形成及其发展研究是多孔介质热力学问题的一个热点课题, 研究成果有着非常广

泛的工程应用背景。

孔隙中结晶体及结晶压力的形成和发展问题, 涉及到晶体热力学及化学、材料科学等多学科的交叉和耦合, 国内外学者多已经对相关问题进行了一定程度的研究和探讨。通过理论分析和试验研究, Espinosa 等^[1]给出了孔隙介质中溶质-晶体相变的动力学方程, 指出了盐分结晶的驱动因素为溶液的过饱和比。该相

基金项目: 国家自然科学基金项目(51868038); 甘肃省陇原青年创新创业人才项目

收稿日期: 2018-06-20

*通讯作者(E-mail: caiyq@zju.edu.cn)

变速率模型已得到了广泛地应用^[2-4]。在对孔隙水的冻结相变研究中, Wu 等^[5]、Lai 等^[6]提出了温度驱动的孔隙水冻结与融化过程的相关速率方程。孔隙中的结晶压力在岩石、混凝土、黏土砖及盐渍土等多孔材料中引起的变形和破坏已被广泛关注, 并进行了一系列的试验和理论研究^[7-13]。其中, Scherer 等^[12]在微观层面上建立的孔隙结晶热力学模型最具代表性。

本文在晶体热力学基础上, 以孔隙中溶质结晶以及冰晶对孔壁产生的最大结晶压力为主要研究内容, 通过理论分析分别给出了不同晶体的结晶压力计算模型, 并给出了溶液的冰点温度计算公式。在数值算例中, 分析讨论了溶液过饱和比、温度等因素对结晶压力的影响规律。通过对结晶压力的理论计算, 结合多孔介质的有效应力原理, 可以进一步在宏观层面上进行不同温度区间上的介质应力场、变形场等方面的分析。

1 结晶压力

对于多孔介质中的孔隙溶液, 在温度、水分或压力等达到一定的条件时, 溶液中的溶质会析出或孔隙水冻结而形成结晶体, 并随着晶体的不断生长, 受到孔壁的约束而对多孔介质骨架产生结晶作用力, 如图1所示。通常孔隙结晶体处于各向异性的受力状态, 晶体受约束面上的压力记为 p_c , 非约束面上为溶液产生的流体压力即为 $p_l < p_c$ 。通常情况下, 可溶盐与水的结晶条件有着显著地差别, 盐分的结晶主要是由孔隙溶液达到过饱和状态后产生, 而水的结晶一般是由于温度低于冰点后发生的相变。

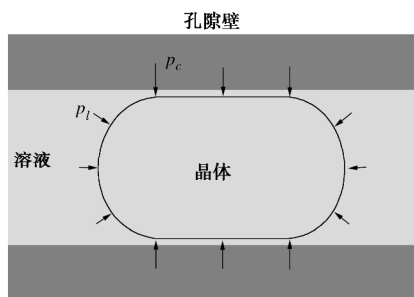


图1 孔隙中的结晶体示意图

Fig. 1 Schematic diagram of crystal confined between pore walls

1.1 盐分结晶热力学

对于过饱和的孔隙溶液, Correns 等通过大量的试验研究和理论分析, 建立了盐分结晶压力的表达式^[14]:

$$\Delta p = \frac{RT}{V_s} \ln \frac{m}{m_0} \quad (1)$$

式中 $\Delta p = p_c - p_l$ 为结晶体产生的压力; $R = 8.3145 \text{ MPa} \cdot \text{cm}^3 \text{ mol}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$ 为理想气体常数; T 为绝对温度; V_s 为晶体的摩尔体积; m 和 m_0 分别为当前溶液的摩尔质量浓度以及饱和摩尔质量浓度。

式(1)表明, 结晶压力的大小取决于溶液的过饱

和比。为了考虑非理想溶液对晶-液界面热力学特性的影响, Steiger 等^[12]对式(1)进行了修正, 为了方便阅读, 对其推导过程进行简要的介绍。

孔隙溶液中, 盐分晶体处于不断地与溶液进行离子交换的动态过程中, 孔隙溶液的化学等温式为

$$m_i = m_i^0 + RT \ln a_w \quad (2)$$

式中, m_i^0 为液体标准态的化学势, a_w 为溶液活度。

考虑在压力 p 作用下的孔隙晶体, 其化学势为

$$m_s^p = m_s^0 + w + pV_s \quad (3)$$

式中 m_s^0 表示在自由应力状态下结晶盐的化学势; w 为由于变形引起的摩尔应变能; 对于受孔壁约束的面上 $p = p_c$, 非约束的面上 $p = p_l$ 。

当晶体向溶液溶出的离子与溶液向晶体析出的离子数量相等时, 将达到晶-液平衡状态。根据化学势相等, 即

$$m_i = m_s^p \quad (4)$$

将式(2)、(3)代入式(4)可得

$$m_s^0 + w + pV_s = m_i^0 + RT \ln a_w \quad (5)$$

式(5)表明, 晶体的与非约束面相比较, 受约束面具有更高的溶解性。以等向压力 p_l 作用下的晶体作为参考状态, 并记此状态下的饱和活度为 $a_{w,0}$, 根据方程(5)则有

$$\ln \frac{a_w}{a_{w,0}} = \frac{(p_c - p_l)V_s + \Delta w}{RT} \quad (6)$$

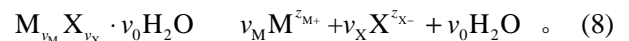
忽略参考状态和应力状态下摩尔体积的差值以及应变能, 则结晶应力可表示为

$$\Delta p = \frac{RT}{V_s} \ln \frac{a_w}{a_{w,0}} \quad (7)$$

式(7)表明, 只有当与晶体接触溶液的活度大于与参考状态溶液的活度时, 结晶体才能够产生结晶压力, 并且结晶压力的大小与过饱和比有关。

(1) 结晶盐压力

考虑结晶体含有 v_M 的电荷数为 z_M 正离子 M , v_X 的电荷数 z_X 负离子 X 和 v_0 个 H_2O , 其电离反应为



对于芒硝 $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$, $v_M = 2$, $v_X = 1$, $z_M = 1$, $z_X = 2$, $v_0 = 10$; 对于 NaCl , $v_M = 1$, $v_X = 1$, $z_M = 1$, $z_X = 1$, $v_0 = 0$ 。

盐溶液中第 i 种离子的化学势为

$$m_i = m_i^0 + RT \ln a_i \quad (9)$$

根据溶液的活度和活度系数 g 的定义

$$a = a_M^{v_M} a_X^{v_X} a_w^{v_0}, \quad a_i = g_i \frac{m_i}{m_0} \quad (10)$$

式中 $a_M^{v_M}$ 和 $a_X^{v_X}$ 分别为正负离子的活度; $m_i = v_i m$ 为第 i 种离子的质量摩尔浓度; $m_0 = 1 \text{ mol} \cdot \text{kg}^{-1}$ 。

由式(7), (10)可得到晶体压力为

$$\Delta p = \frac{RT}{V_s} \ln \frac{g_M^{v_M} m_M^{v_M} g_X^{v_X} m_X^{v_X} a_w^{v_0}}{g_{M,0}^{v_M} m_{M,0}^{v_M} g_{X,0}^{v_X} m_{X,0}^{v_X} a_{w,0}^{v_0}} \quad (11)$$

对于溶质仅为单一盐分的情况,引入平均活度系数

$$g_{\pm} = (g_M^{v_M} g_X^{v_X})^{1/v} \quad (12)$$

式中, $v = v_M + v_X$ 。

结合式(10)、(12),式(11)经过整理后可得

$$\Delta p = \frac{vRT}{V_s} \left(\ln \frac{m}{m_0} + \ln \frac{g_{\pm}}{g_{\pm,0}} + \frac{v_0}{v} \ln \frac{a_w}{a_{w,0}} \right) \quad (13)$$

方程(13)表明,盐分结晶引起的结晶压力不仅与溶液的浓度有关,还与溶液的活度有关。通常情况下溶液浓度越高,其活度将会降低,因此 $\ln g_{\pm}/g_{\pm,0}$ 项为负值,则意味着将会减小结晶压力。

(2) 溶液活度

在电解质溶液中,离子相互作用使得离子通常不能完全发挥其作用,离子实际发挥作用的浓度称为有效浓度或活度,可以表示为^[12]

$$\ln a_w = -f \frac{M_w}{1000} \nu m \quad (14)$$

式中 $M_w = 18.0153 \text{ g} \cdot \text{mol}^{-1}$ 为水的摩尔质量; f 为渗透参数,且有

$$(f-1) = |z_M z_X| f^f + 2m \frac{\nu_M \nu_X}{\nu} B_{MX}^f + 2m^2 \frac{(\nu_M \nu_X)^{3/2}}{\nu} C_{MX}^f \quad (15)$$

$$B_{MX}^f = b_{MX}^{(0)} + b_{MX}^{(1)} \exp(-a_1^{1/2}) + b_{MX}^{(2)} \exp(-a_2^{1/2}) \quad (16)$$

其中,

$$f^f = -A_f \frac{I^{1/2}}{1+bI^{1/2}}, \quad I = \frac{1}{2} \sum_i m_i z_i^2 \quad (17)$$

其中, I 为溶液的离子强度, z_i 为第 i 种离子的离子价, A_f 和 b 为 Debye-Hückel 参数, $b_{MX}^{(0)}$, $b_{MX}^{(1)}$, $b_{MX}^{(2)}$, a_1 , a_2 和 C_{MX}^f 为离子间相互作用的参数。

平均活度 g_{\pm} 可表示为

$$\ln g_{\pm} = |z_M z_X| f^g + 2m \frac{\nu_M \nu_X}{\nu} B_{MX}^g \quad (18)$$

$$\begin{aligned} \text{式中, } f^g = & -A_f \left[\frac{I^{1/2}}{1+bI^{1/2}} + \frac{2}{b} \ln(1+bI^{1/2}) \right], \quad B_{MX}^g = \\ & 2b_{MX}^{(0)} + \frac{2b_{MX}^{(1)}}{a_1^2 I} \left[1 - \left(1 + a_1 I^{1/2} - \frac{1}{2} a_1^2 I \right) \exp(-a_1 I^{1/2}) \right] + \frac{2b_{MX}^{(2)}}{a_2^2 I} \\ & \left[1 - \left(1 + a_2 I^{1/2} - \frac{1}{2} a_2^2 I \right) \exp(-a_2 I^{1/2}) \right], \quad C_{MX}^g = \frac{3}{2} C_{MX}^f. \end{aligned}$$

由以上理论推导可见,首先通过式(14), (18)计算得到溶液的活度以及活度系数,然后再利用方程(13)就可得到过饱和比为 m 的 MX 溶液引起的结晶压力,该公式推导过程是基于各向异性压力作用下的化学势平衡,其中并未考虑表面能的影响,所以本文中的模型适用于晶体尺寸大于 $0.1 \sim 1 \mu\text{m}$ 的情况,即

此时可以忽略晶体尺寸效应的影响。为对本模型进行验证,以 Na_2SO_4 溶液产生芒硝晶体为例,将式(13)与其他结晶压力计算模型得到的结晶压力相对比,结果绘于图2。当将溶液看作理想溶液时,忽略式(13)中第二项,其结果与曲线2一致,当将溶液看作理想溶液且不计溶液活度的影响时,忽略式(13)中第二项与第三项,其结果与曲线1一致,当忽略溶液中盐的电离的影响时,式(13)退化为 Correns 和 Steinborn 结晶压力计算公式,其结果与曲线4一致。

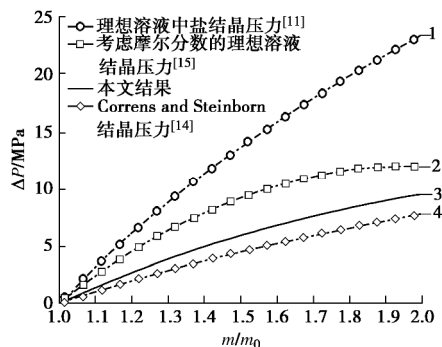


图2 $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ 结晶压力

Fig. 2 Crystallization pressures of sodium sulfate

1.2 水分结晶

(1) 溶液的冰点温度

考虑纯水在标准态时的冰点温度为 $T_m = 273.15 \text{ K}$, 若孔隙水中溶解有易溶盐时,溶液浓度通常会影响到溶液的冰点温度^[16]。随着溶液本身的温度的降低到冰点温度后,孔隙溶液将析出冰晶,当冰-溶液达到平衡时,冰的化学势 m_i 与溶液的化学势 m_i 相等,即

$$m_i(T, p) = m_i(T, p, a_w) \quad (19)$$

结合式(2)可得冰-溶液体系共存时,两相自由能之差为

$$m_i - m_i^0 = RT \ln a_w = -\Delta G \quad (20)$$

根据 Gibbs-Helmholtz 方程,在常压情况下

$$\Delta G = \Delta H - T \Delta S \quad (21)$$

式中, ΔG , ΔH 和 ΔS 分别表示冰-水相变过程引起的 Gibbs 自由能增量,焓增和熵增。在温度变化不大的情况下,可忽略温度对焓变的影响, $\Delta H = H_w - H_i \approx L_{wi}$ 为相变潜热,在本文计算中取 $6010 \text{ J} \cdot \text{mol}^{-1}$ 。

方程(21)中 ΔG 和 $\Delta G/T$ 关于温度 T 的一阶导数分别为

$$\frac{\partial(\Delta G)}{\partial T} = -\Delta S, \quad \frac{\partial(\Delta G/T)}{\partial T} = \frac{-L_{wi}}{T^2} \quad (22)$$

将式(20)两边对 a_w 求导,并结合式(22)可得

$$\frac{1}{a_w} = \frac{L_{wi}}{RT^2} \frac{\partial T}{\partial a_w} \quad (23)$$

考虑纯水的活度为 $a_w = 1$, 冰点温度为 T_m , 积分上式

$$\int_1^{a_w} \frac{1}{a_w} da_w = \int_{T_m}^{T_m^*} \frac{L_{wi}}{RT^2} dT \quad (24)$$

可得不考虑冰-液表面自由能时, 溶液活度为 a_w 的冰点温度 T_m^* 为

$$T_m^* = \frac{T_m}{1 - \frac{T_m R}{L_{wi}} \ln a_w} \quad (25)$$

式(25)表明, 溶液的有效浓度对其冰点温度有着显著地影响, 随着溶液活度的增加, 溶液的冰点温度将降低。

(2) 结晶冰引起的结晶压力

如图1所示, 在冰晶-溶液共存的两相体系中, 如果温度降低 dT , 则溶液中将会有冰颗粒继续析出, 从而对孔壁产生 dp 的结晶压力增量, 直到冰-液的化学势再次达到平衡, 即

$$m_i(p + dp, T + dT, a_w + da_w) = m_i(p + dp, T + dT) \quad (26)$$

在重新回到平衡状态后, 冰颗粒和溶液的化学势增量应满足

$$dm_i = dm_i \quad (27)$$

式中, m_i 为冰晶的化学势。

忽略结晶压力对孔隙溶液压力 p_l 的影响, 式(27)可写为

$$\left(\frac{\partial m_i}{\partial T}\right)_{p_l, a_w} dT + \left(\frac{\partial m_i}{\partial a_w}\right)_{T, p_l} da_w = \left(\frac{\partial m_i}{\partial T}\right)_{p_l} dT + \left(\frac{\partial m_i}{\partial p}\right)_T dp \quad (28)$$

结合方程(2), 则有

$$(-S_i dT)_{p_l, a_w} + \left(\frac{RT}{a_w} da_w\right)_{T, p_l} = (-S_i dT)_{p_l} + (V_i dp)_T \quad (29)$$

式中, S_l 和 S_i 分别表示溶液和冰的熵, V_i 表示冰结晶体的体积模量。

考虑有 $L_{wi} = T \Delta S$, 由式(29)可得到

$$dp = \frac{1}{V_i} \left[\left(L_{wi} \frac{dT}{T} \right)_{p_l, a_w} - \left(RT \frac{da_w}{a_w} \right)_{T, p_l} \right] \quad (30)$$

以溶液冰点温度 T_m^* 时的溶液压力 p_l 以及溶液活度 a_w^* 为参考值, 对式(30)进行积分可得到冰晶产生的结晶压力为

$$\Delta p = \frac{1}{V_i} \left[L_{wi} \ln(T/T_m^*) - R(T - T_m^*) \ln(a_w/a_w^*) \right] \quad (31)$$

由于缺少在负温下的粒子相互作用参数的数据, 这里溶液活度与温度的关系近似的表示为^[6]

表1 离子相互作用参数及饱和浓度和最大浓度^[12]

Table 1 Values of ion interaction parameters, saturated molalities and maximum molalities

参数	$b_{MX}^{(0)}/(\text{kg} \cdot \text{mol}^{-1})$	$b_{MX}^{(1)}/(\text{kg} \cdot \text{mol}^{-1})$	$b_{MX}^{(2)}/(\text{kg} \cdot \text{mol}^{-1})$	$C_{MX}^f/(\text{kg} \cdot \text{mol}^{-1})$	$vRTV_m^{-1}/\text{MPa}$	$m_0/(\text{mol} \cdot \text{kg}^{-1})$	$m_{\max}/(\text{mol} \cdot \text{kg}^{-1})$
NaCl	0.2558	0.5700	-0.4493	-0.009405	183.5	6.152	13.5
Na ₂ SO ₄	0.1939	1.4285	-0.5954	-0.008222	140.0	3.622	12.0

$$\ln \frac{a_w}{a_w^*} = - \left(\frac{\Delta_m H_{wi}(T_m^*) - \Delta C_p T_m^*}{R} \right) \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_m^*} \right) - \frac{\Delta C_p}{R} \ln \left(\frac{T_m^*}{T} \right) \quad (32)$$

式中, $\Delta_m H_{wi}(T_m^*)$ 和 ΔC_p 分别表示纯水在正常熔点下的潜热和冰水比热容之差。在计算中取 $\Delta_m H_{wi}(T_m^*) = 6010 \text{ J} \cdot \text{mol}^{-1}$, $\Delta C_p = 38.2 \text{ J} \cdot \text{K}^{-1} \cdot \text{mol}^{-1}$ 。

从式(32)可以看出, 冰晶引起的结晶压力不仅与温度有关, 还与溶液的活度有关。如果不考虑温度变化引起的溶液活度改变对冰结晶压力的影响, 即式(30)中的 $da_w = 0$, 并利用 Taylor 展开式第一项简化表示对数函数:

$$\ln(T/T_m^*) \approx \frac{T - T_m^*}{T_m^*} \quad (33)$$

则式(31)可简化为

$$\Delta p = \frac{L_{wi}}{V_i} \frac{T - T_m^*}{T_m^*} \quad (34)$$

式(34)为纯水状态下的冰结晶压力, 与 Saetersdal^[17]、Kurylyk 等^[18]提出的一类冻结土 Clapeyron 方程的冰结晶压力相一致。

3 分析与讨论

以 NaCl 溶液和 Na₂SO₄ 溶液为例, 分别对最大盐析出和冻结引起的结晶压力进行了分析。在本文中取离子相互作用参数 $A_f = 0.39148 \text{ kg}^{-1/2} \cdot \text{mol}^{-1/2}$, $b = 1.2 \text{ kg}^{-1/2} \cdot \text{mol}^{-1/2}$, 以及计算参数 $a_1 = 1.4$, $a_2 = 0.5$, 其余参数如表1所示。需要说明的是, 由于参考数据有限, 本文计算中未考虑温度对离子相互作用参数的影响。

3.1 盐分结晶压力

在电解质溶液中, 由于离子间的相互作用使得离子通常不能完全发挥其作用, 从而导致离子的浓度与离子实际发挥作用的浓度(有效浓度, 或活度)不相等, 通常活度的数值通常比其对应的浓度数值要小。图3, 4分别绘出了 NaCl 溶液和 Na₂SO₄ 溶液的活度和活度系数随着溶液浓度的变化曲线(该曲线对应 Na₂SO₄ 溶液产生无水芒硝晶体的情况)。可以看出随着溶液浓度的增加, 活度显著减小, 并且在相同过饱和和比时, NaCl 溶液要比 Na₂SO₄ 溶液的活度降低严重。

由于过饱和和比 m/m_0 是盐析出并产生结晶压力的驱动因素, 图5给出了盐结晶最大结晶压力分别随

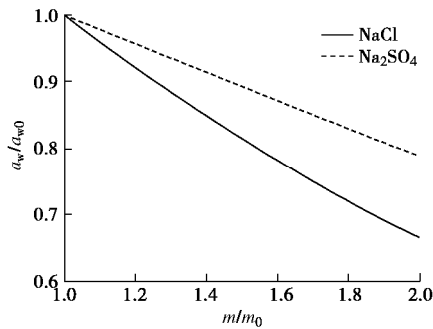


图3 溶液活度的变化

Fig. 3 Activities of solutions

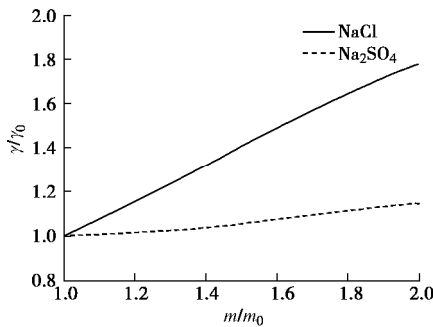


图4 溶液活度系数的变化

Fig. 4 Activity coefficients of solutions

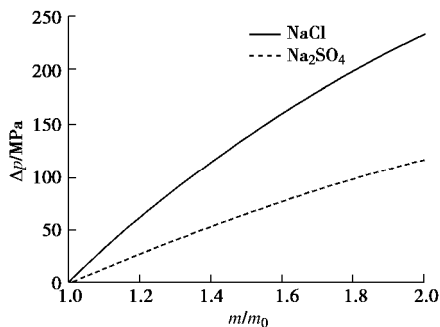
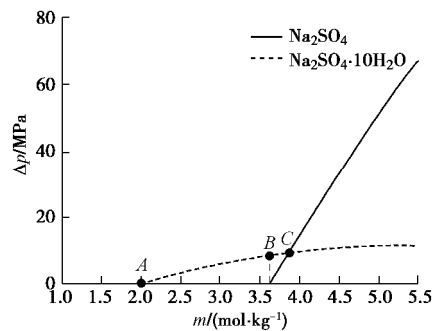


图5 盐结晶压力

Fig. 5 Crystallization pressures of salt crystals

NaCl 溶液和 Na_2SO_4 溶液过饱和比的变化曲线 (该曲线对应 Na_2SO_4 溶液产生无水芒硝晶体的情况)。从图中可以看出, 结晶压力 Δp 随着溶液过饱和比 m/m_0 的增加逐渐增大, 即使是过饱和比较小时, 也能产生很大的结晶压力, 从而造成多孔介质材料, 如混凝土, 建筑用砖等抗拉强度低的材料发生破坏。通常情况下, 盐分会结晶形成不同的水合物, 如无水芒硝 Na_2SO_4 晶体和芒硝 $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ 晶体。由于相同盐分不同形式水合物的饱和浓度不同, 因此在相同的溶液浓度时所产生的结晶压力也不同。图 6 为无水芒硝 Na_2SO_4 晶体和芒硝 $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ 晶体产生的压力随溶液浓度的变化曲线。图 6 中 A 点和 B 点分别为析出 $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ 晶体和 Na_2SO_4 晶体是所需的溶液饱和浓度。可以看出, 由于化合水的存在减小了芒硝 $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ 的结晶压力, 而随着溶液浓度的进一步增加到 B 点后, 溶液中将同时析出 Na_2SO_4 晶体和 $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ 晶体, 但根据式 (5) 的分析, 晶体的

溶解性随着压力的增大而增加, 因此在 B 点附近析出 Na_2SO_4 晶体所需的浓度很难到达过饱和状态, 因此此阶段仍然以 $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ 晶体为主, 直到溶液饱和度和度到达 C 点 (图 6 中的 C 点表示两种晶体在相同的溶液浓度下产生了相同的结晶压力)。经过 C 点以后虽然 Na_2SO_4 晶体可能产生更大的结晶压力, 但同样由于压力增大对应于溶解度提高, 因此 C 点后 Na_2SO_4 晶体处于不稳定状态。

图6 $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ 和 Na_2SO_4 产生的结晶压力Fig. 6 Crystallization pressures of $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ and Na_2SO_4

3.2 冰结晶压力

与盐分的结晶不同, 水的结晶一般是由于自身温度低于冰点温度后发生相变产生。图 7 绘出了不同浓度条件下 NaCl 溶液和 Na_2SO_4 溶液的冰点温度 T_m^* 。从图中可以明显的看出, 溶液浓度对其冰点温度有着显著地影响, 且随着浓度的增加, 冰点温度不断降低。

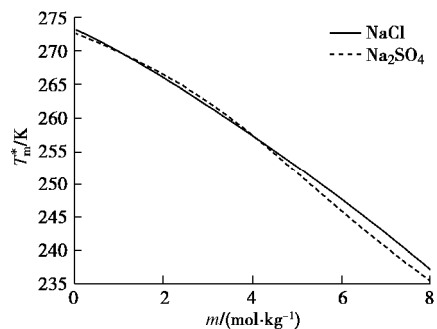


图7 溶液的冰点温度

Fig. 7 Freezing point temperatures of solutions

由于温度是冰晶析出并产生结晶压力的主要原因, 在不同浓度下, 图 8, 9 分别绘出了 NaCl 溶液和 Na_2SO_4 溶液中冰压力随温度的变化曲线。图中—○—的

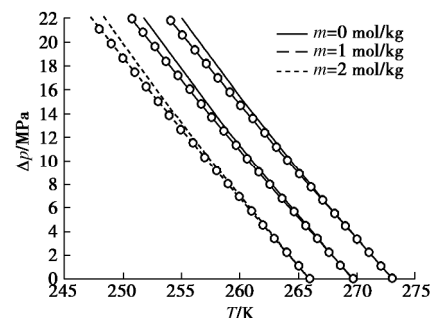
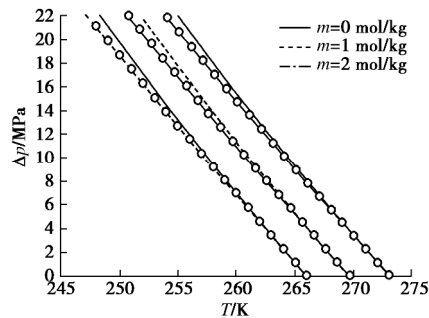


图8 NaCl 溶液的冰结晶压力

Fig. 8 Ice pressure in NaCl solution

图9 Na_2SO_4 溶液的冰结晶压力Fig. 9 Ice pressures in Na_2SO_4 solution

曲线表示没有考虑温度对溶液活度影响时的结晶压力。从图8, 9中可以看出, 结晶压力随温度的降低基本呈线性增加, 而溶液浓度对结晶压力的影响主要在于对起始压力的温度, 即冰点温度的影响上。

4 结 论

本文在前人的研究基础之上, 对孔隙溶液中盐、水结晶体产生的结晶压力进行了分析。以晶-液化学势平衡为条件, 建立了非理想溶液中最大结晶压力的数学模型, 适用于晶体尺寸大于 $0.1 \sim 1 \mu\text{m}$ 的情况。

(1) 对于盐分结晶体, 其结晶压力与溶液的过饱和比、溶液活度以及结晶盐的类型密切相关。结晶压力随着过饱和比和溶液活度的增加而增大。

(2) 对于冰晶体, 其结晶压力与环境温度以及溶液的活度相关。结晶压力随温度的降低基本呈线性增加, 而溶液的冰点温度主要受到溶液浓度的影响。

参考文献:

- [1] ESPINOSA R M, FRANKE L, DECKELMANN G. Phase changes of salts in porous materials: Crystallization, hydration and deliquescence[J]. *Construction & Building Materials*, 2008, **22**(8): 1758 - 1773.
- [2] GAWIN D, KONIORCZYK M, PESAVENTO F. Modelling of hydro-thermo-chemo-mechanical phenomena in building materials[J]. *Bulletin of the Polish Academy of Sciences Technical Sciences*, 2013, **61**(1): 51 - 63.
- [3] CASTELLAZZI G, MIRANDA S D, GREMENTIERI L, et al. Multiphase model for hygrothermal analysis of porous media with salt crystallization and hydration[J]. *Materials & Structures*, 2016, **49**(3): 1039 - 1063.
- [4] CASTELLAZZI G, DE MIRANDA S, GREMENTIERI L, et al. Modelling of Non-Isothermal salt transport and crystallization in historic masonry[J]. *Key Engineering Materials*, 2015, **624**: 222 - 229.
- [5] WU D, LAI Y, ZHANG M. Thermo-hydro-salt-mechanical coupled model for saturated porous media based on crystallization kinetics[J]. *Cold Regions Science & Technology*, 2016, **133**: 94 - 107.
- [6] LAI Y, WU D, ZHANG M. Crystallization deformation of a saline soil during freezing and thawing processes[J]. *Applied Thermal Engineering*, 2017, **120**: 463 - 473.
- [7] TANG L, NILSSON L O. Chloride binding capacity and binding isotherms of opc pastes and mortars[J]. *Cement & Concrete Research*, 1993, **23**(2): 247 - 253.
- [8] PEL L, HUININK H, KOPINGA K. Salt transport and crystallization in porous building materials[J]. *Magnetic Resonance Imaging*, 2003, **21**(3): 317 - 320.
- [9] LUBELLI B, HEES R P J V, GROOT C J W P. Sodium chloride crystallization in a "salt transporting" restoration plaster[J]. *Cement & Concrete Research*, 2006, **36**(8): 1467 - 1474.
- [10] RIJNERS L A, HUININK H P, PEL L, et al. Experimental evidence of crystallization pressure inside porous media[J]. *Physical Review Letters*, 2005, **94**(7): 075503.
- [11] FLATT R J, STEIGER M, SCHERER G W. A commented translation of the paper by C.W. Correns and W. Steinborn on crystallization pressure[J]. *Environmental Geology*, 2007, **52**(2): 187 - 203.
- [12] STEIGER M. Crystal growth in porous materials: I the crystallization pressure of large crystals[J]. *Journal of Crystal Growth*, 2005, **282**(3): 470 - 481.
- [13] 据晓冬, 冯文娟, 张玉军, 等. 脆性孔隙介质内的结晶应力[J]. *岩土工程学报*, 2016, **38**(7): 1246 - 1253. (JU Xiao-dong, FENG Wen-juan, ZHANG Yu-jun, et al. Crystallization stresses in brittle porous media[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2016, **38**(7): 1246 - 1253. (in Chinese))
- [14] CORRENS Carl W. Growth and dissolution of crystals under linear pressure[J]. *Discussions of the Faraday Society*, 1949, **5**: 267 - 271.
- [15] FLATT R J. Salt damage in porous materials: how high supersaturations are generated[J]. *Journal of Crystal Growth*, 2002, **242**(3): 435 - 454.
- [16] BANIN A, ANDERSON D M. Effects of salt concentration changes during freezing on the unfrozen water content of porous materials[J]. *Water Resources Research*, 1974, **10**(1): 124 - 128.
- [17] SAETERSDAL R. Heaving conditions by freezing of soils[J]. *Engineering Geology*, 1981, **18**(1/2/3/4): 291 - 305.
- [18] KURYLYK B L, WATANABE K. The mathematical representation of freezing and thawing processes in variably-saturated, non-deformable soils[J]. *Advances in Water Resources*, 2013, **60**(60): 160 - 177.

DOI: 10.11779/CJGE201906022

裂隙岩体渗流溶质运移耦合离散裂隙模型数值计算方法

李馨馨¹, 徐 轶²

(1. 武汉大学水资源与水电工程科学国家重点实验室, 湖北 武汉 430072; 2. 长江勘测规划设计研究院, 湖北 武汉 430010)

摘 要: 研究裂隙岩体渗流溶质运移问题对于岩土工程地下水污染物预测控制具有重要意义。基于离散裂隙网络模型, 采用实体单元模拟基质岩块、无厚度单元模拟复杂裂隙网络, 提出了裂隙岩体渗流溶质运移耦合的三维数值计算方法。针对无反应项和含反应项两种情况, 通过算例分析了单裂隙中溶质迁移行为, 并与精细模拟方法、解析方法的结果进行对比验证; 进一步将该法应用于预测大规模裂隙岩体溶质浓度分布规律及发展趋势, 并评价了主要影响因素。结果表明, 该法可有效模拟裂隙网络、基质岩块中水分溶质传输行为; 由于贯通裂隙网络的优势流影响, 溶质羽主要受控于裂隙水的对流作用, 出现了高度非均匀分布现象; 通过参数敏感性分析发现, 相较于岩块基质的扩散作用, 裂隙开度产生的对流作用是影响浓度场分布的主控因素。在保证精度的前提下, 该法可大幅减小计算量和计算时长, 对于解决含复杂裂隙网络岩体渗流传质的三维数值模拟问题具有明显优势。

关键词: 裂隙岩体; 渗流溶质运移耦合; 离散裂隙网络; 三维有限元计算

中图分类号: TU45

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-1164-08

作者简介: 李馨馨(1990—), 女, 博士后, 主要从事岩土工程数值仿真方面的研究工作。E-mail: lixinxin@whu.edu.cn。

Hydraulic and solute transport coupling model for fractured rock mass with discrete fracture network using computational method

LI Xin-xin¹, XU Yi²

(1. State Key Laboratory of Water Resources and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan 430072, China;

2. Changjiang Institute of Survey, Planning, Design and Research, Wuhan 430010, China)

Abstract: The hydraulic and solute transport in fractured rock mass is of great importance for controlling the pollutant migration in groundwater. Based on the discrete fracture network model, a 3D computational method is proposed to investigate the coupling behavior of hydraulic and solute transport in fractured rock mass, with rock matrix modeled by solid elements and complex fracture networks represented by the zero-thickness elements. The proposed method is validated against the results from the refined modeling and analytical approach in the case of solute transport in a fracture-matrix system without and with reactions. It is further employed to simulate the mass transport process in fractured rock mass containing a large-scale fracture network, to predict the solute concentration distribution and to estimate the main influencing factors of the solute field. It is shown that the proposed numerical method is capable of capturing the water and solute movement in the fracture network and rock matrix. Due to the dominant flows in the percolated fracture network, the solute plume is greatly affected by convection of water flows in fractures, resulting in a highly heterogeneous distribution. With the aid of parametric sensitivity analysis, it is demonstrated that the convection effect attributable to fracture aperture is the main control factor affecting the solute field, compared with the diffusion effect caused by fracture matrix. On the premise of ensuring the calculation accuracy, the proposed method brings down the computational cost and also possesses an apparent advantage in settling down the three-dimensional computational solution for fractured rock mass containing a complex discrete fracture network.

Key words: fractured rock mass; hydraulic and solute transport coupling; discrete fracture network; 3D FE modeling

0 引 言

随着地下资源的开发和利用, 核废料地下深部贮存、垃圾填埋场滤液下渗及输油管道泄漏等岩石工程的安全和环境问题日益显著^[1]。这些都源于水-岩间的相互作用, 涉及多个物理化学反应过程, 主要包括渗

流场和溶质场等。为了探究水-岩相互作用下岩块及裂隙空间结构和传输特性的变化规律, 研究者尝试从机理、试验和模型等方面发展渗流溶质运移耦合理论^[2-4]。

基金项目: 中央高校基本科研业务费专项资金项目 (2042018gf0015)

收稿日期: 2018-05-23

耦合机制主要体现在渗流速度对溶质对流传输的作用, 而化学溶质的存在也将对地下水的流动性态产生影响, 包括影响水的黏度和密度等, 同时也会对岩体产生溶解(或吸附)作用, 进而影响裂隙岩体的渗透性。由于耦合作用的复杂性及裂隙岩体的高度非均质性, 采用数学模型进行数值仿真是分析裂隙岩体渗流传质过程的重要手段。

采用不同数学方法描述裂隙岩体中流体及溶质的传输模型大体分为连续介质模型和离散介质模型。离散介质模型可以显式地考虑裂隙中的水分和溶质运移过程, 很好地刻画由裂隙随机分布造成的物质传输各向异性, 因此得到了广泛应用^[5-6]。例如, 速宝玉等^[1]提出单裂隙渗流-化学溶解耦合模型, 揭示了溶质浓度对裂隙面溶解速率的影响, 反映了渗透特性的变化规律。Zhu 等^[2]推导了单裂隙中不同反应速率污染物迁移行为的解析公式, 并与精细模拟方法给出的结果对比, 发现二者吻合较好。Zhou 等^[7]研究了单向流和平面径向流条件下填充单裂隙-基质系统中的反应性溶质运移行为。以上研究仅针对单裂隙情况, 而岩体中裂隙数量巨大且分布复杂, 为准确描述真实裂隙岩体, 需要考虑离散裂隙网络的存在。董志高等^[8]提出了裂隙网络中质点转移概率和运移时间的计算方法, 仿真了示踪剂质点在二维裂隙网络中的运动, 但计算量较大, 算法优化有待改进。姚池等^[3]采用粒子追踪法模拟了溶质在二维离散网络中随渗流的运移过程。Ngo 等^[9]采用非协调网格剖分大尺度裂隙网络, 并基于开源程序 DuMux 求解对流弥散方程, 模拟了裂隙网络中溶质传输过程, 但忽略了基质岩块的作用。

综上所述, 一方面, 由于裂隙数量大、分布随机, 数值模拟中存在网格离散化难度较大、数值弥散振荡现象突出、计算量和存储量急剧增加等问题, 目前的研究多集中在单条裂隙^[10-12]或二维少量裂隙^[3, 8]情况, 不足以表征真实裂隙分布特征, 难以应用于实际工程。另一方面, 一些模型^[3, 8-9]仅考虑裂隙网络的作用, 忽略了块体的影响, 而有研究表明, 当岩块具有较高孔隙性时, 其间溶质扩散作用将对整个区域的传输过程产生重要影响, 甚至成为控制性因素^[2, 9]。同时考虑基质岩块和裂隙进行仿真计算将增加网格离散化难度和计算量, 如何在保证计算精度的前提下准确量化基质和裂隙之间的物质交换是亟待解决的问题。因此, 有必要深入开展大规模复杂裂隙岩体渗流传质过程的三维数值模拟方法研究。

本文将岩体视为由基质岩块和离散裂隙网络组成的双重介质, 建立裂隙岩体三维渗流溶质运移耦合数学模型。采用无厚度单元模拟裂隙网络, 推导相应的有限元格式, 基于商业有限元软件 COMSOL

Multiphysics 进行二次开发, 实现耦合数学模型的全耦合求解。通过与精细模拟方法和解析方法的结果相比较, 验证了本文方法的有效性, 最后将该法应用于含复杂裂隙网络岩体渗流溶质运移的数值模拟中。

1 渗流溶质运移耦合数学模型

裂隙岩体中流体运动的驱动力为水压力梯度, 可溶性溶质则在地下水渗流场和高浓度梯度共同作用下在岩体中发生运动。为定量描述岩体裂隙网络系统地下水溶质运移问题需运用非连续介质方法。本文基于离散裂隙网络模型, 根据基质岩块与裂隙间的物质交换量, 建立渗流溶质运移耦合数学模型。

假设裂隙岩体中基岩和裂隙内的水流都满足达西流, 且基岩和裂隙之间的水流和溶质交换使用耦合项来描述。同时为简化分析, 假定流体及固体的密度为常数且水力特性不变, 则裂隙岩体中渗流溶质运移耦合数学模型采用的控制方程如下:

(1) 基质岩块渗流场方程

$$S_m \frac{\partial p}{\partial t} + \nabla u_m = Q_m, \quad (1)$$

$$u_m = -\frac{k_m}{h} \nabla p. \quad (2)$$

式中 p 为水压力 (Pa); t 表示时间 (s); S_m 为岩块的储水系数 (1/Pa); Q_m 为渗流的源汇项 (1/s); u_m 为岩块中的水流速 (m/s); h 为水的动力黏度 (Pa·s); k_m 为岩块渗透率 (m²)。

(2) 裂隙内渗流场方程

$$d_f S_f \frac{\partial p}{\partial t} + \nabla_t \left(-\frac{k_f}{h} d_f \nabla_t p \right) = Q_f. \quad (3)$$

式中 S_f 为裂隙的储水系数 (1/Pa); k_f 为裂隙的渗透率 (m²); d_f 为裂隙的开度 (m); Q_f 表示从岩块流入裂隙的流量 (m/s),

$$Q_f = -\frac{k_f}{h} \frac{\partial p}{\partial n}, \quad (4)$$

其中, n 表示裂隙面法向。

真实岩体裂隙可看作是由两个具有相同或不同粗糙度的壁面叠合而成。根据立方定律, 裂隙的渗透率可表示为^[1, 6]

$$k_f = x d_f^2 / 12, \quad (5)$$

式中, x 是粗糙度修正系数。

(3) 岩块和裂隙内浓度场方程

裂隙岩体内溶质运移涉及基质岩块和裂隙内部物质的对流扩散、反应及二者之间的物质交换, 浓度场数学模型参考文献[2, 13]中描述单裂隙系统含反应项的溶质运移模型, 控制方程为

$$R_m \frac{\partial C_m}{\partial t} + u_m \nabla C_m = \nabla (D_m \nabla C_m) - I_m R_m C_m, \quad (6)$$

$$R_f \frac{\partial C_f}{\partial t} + u_f \nabla C_f = \nabla (D_f \nabla C_f) - \frac{w}{d_f} - I_f R_f C_f. \quad (7)$$

式中 C 为溶质浓度 (mol/m^3); u 为水的流速 (m/s); D 为水动力弥散系数 (m^2/s); w 表示裂隙与基岩之间的溶质质量传递 ($\text{mol}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$); R 为阻滞系数, 一般取 1.0; $I R C$ 为反应项, I 为裂隙和基质的一阶反应速率 (s)。下标 m 和 f 分别代表基岩和裂隙。

一般地, 裂隙与基岩之间的溶质质量传递项可表示为

$$w = \left(u_m C_m - f_m D_m \frac{\partial C_m}{\partial n} \right)_{G_f}, \quad \text{即在裂隙-基岩界面}$$

面 G_f 处对流弥散引起的溶质交换^[14]。其中, f_m 为基岩孔隙率。考虑到裂隙开度极小, 可认为在横向方向上裂隙溶质瞬间充分混合, 即裂隙内横向方向溶质浓度一致, 此时裂隙界面处的溶质质量交换可表示为

$$w = a_s (C_f - C_m), \quad (8)$$

式中, a_s 为质量传递系数 (m/s)。

2 数值模拟方法

基于随机离散裂隙网络模型, 采用实体单元模拟岩块、无厚度单元模拟大规模裂隙, 提出裂隙岩体渗流溶质运移耦合的三维数值模拟方法。

2.1 随机离散裂隙网络模拟

由于岩体地质构造复杂, 直接获得较大范围裂隙网络系统的分布信息十分困难。因此, 目前多根据裂隙几何统计特征参数随机生成裂隙网络来描述深部裂隙岩体。一般来说, 实际岩体中裂隙数量巨大且分布较密集, 形成的裂隙网络具有高度非均质性, 这给数值模拟带来了较大的难度。因此, 二维离散裂隙网络模型得到了广泛的应用和发展。但简化的二维模型会忽略岩体实际的空间形态, 难以准确反映三维裂隙岩体中的渗流传质作用机理。本文采用文献[15]中的方法, 根据裂隙迹长、间距、密度、开度和走向等信息建立相应的裂隙几何特征统计模型, 再通过蒙特卡罗方法生成三维随机离散裂隙网络模型。

离散裂隙网络模型的显著特点是可以显式地考虑裂隙的存在, 并且在刻画由裂隙几何分布及开度不均匀引起的渗流场、浓度场各向异性和非均匀性方面具有显著优势。相对于其他两个方向来说, 裂隙开度方向尺寸极小, 但开度直接影响其渗透性, 类似于混凝土中的裂纹网络及界面过渡区结构, 裂隙网络作为岩体中的薄弱介质, 具备高渗透性、低强度材料属性, 在模拟中必须予以充分考虑。一般采用特殊的单元来描述裂隙, 例如扩展单元^[16]、复合单元^[17]、嵌入单元^[18]和无厚度单元^[19]等。无厚度单元在模拟裂隙、裂纹和

界面过渡区等薄层结构中具有显著优势, 笔者曾提出模拟混凝土中微裂纹网络^[20]及界面过渡区结构^[21]内水分传输行为的无厚度平面单元算法。本文在已有研究^[20-21]的基础上, 将无厚度单元进一步推广到裂隙岩体渗流溶质运移耦合的三维数值模拟中。

2.2 有限元离散格式

采用有限单元法求解裂隙岩体的渗流溶质运移耦合控制方程。空间离散采用一般的伽辽金加权余量法, 时间离散采用向后欧拉法 (Backward Euler)。上述方程的有限元离散格式为

$$[K_p]\{p\} + [S]\left\{\frac{\partial p}{\partial t}\right\} = \{Q\}, \quad (9)$$

$$[K_c]\{C\} + [D]\left\{\frac{\partial C}{\partial t}\right\} = \{W\}, \quad (10)$$

式中,

$$[K_p] = \iiint_W \nabla N^T \left(-\frac{k_m}{h} \right) \nabla N dW + \iint_g \nabla_t N_f^T d_f \cdot \left(-\frac{k_f}{h} \right) \nabla_t N_f dG, \quad (11)$$

$$[S] = \iiint_W N^T S_m N dW + \iint_g N_f^T d_f S_f N_f dG, \quad (12)$$

$$[Q] = \iint_G N^T \bar{q} dG, \quad (13)$$

$$[K_c] = \iiint_W \nabla N^T D_m \nabla N dW + \iint_g \nabla_t N_f^T d_f D_f \nabla_t N_f dG + \iint_g N_f^T \left(-\frac{k_f}{h} d_f \nabla_t p \right) \nabla_t N_f dG - \iint_W N^T I_m N dW - \iint_g N_f^T I_f N_f dG, \quad (14)$$

$$[D] = \iiint_W N^T N dW + \iint_g N_f^T d_f N_f dG, \quad (15)$$

$$[W] = \iint_G N^T \bar{f} dG + \iint_g N^T w dG, \quad (16)$$

式中, W 为岩块计算域, g 为裂隙计算域, G 为计算域边界, N 为 W 中的形函数, N_f 为裂隙的形函数, \bar{q} 为边界外法向流量 (m/s), \bar{f} 为边界外法向浓度通量 ($\text{mol}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$)。

2.3 算法实现

本文基于商业软件 COMSOL Multiphysics 进行二次开发实现渗流传质耦合模型的数值求解。采用无厚度平面单元模拟裂隙, 实体单元模拟基岩, 进一步考虑裂隙岩体渗流溶质运移耦合分析、岩块与裂隙之间的物质交换, 编写相应程序代码并在软件中实现。其中, 利用软件内置的溶质运移、渗流模块对岩块进行分析; 裂隙无厚度单元则采用软件提供的低维单元—Coefficient Form boundary PDE Interfaces 进行二次开发来模拟; 通过设置岩块单元与裂隙单元之间的物理量交换来实现耦合。与精细模拟相比, 该法将裂隙开度隐含到控制方程中, 前处理中无需考虑裂隙开度,

可降低模型的网格离散难度, 简化求解过程, 有效减少数值弥散振荡现象。

3 算例验证

为了验证建立的数值计算方法的有效性和可靠性, 针对无反应项和含反应项两种情况, 考虑单裂隙渗流溶质运移行为, 将无厚度单元模拟结果与实体单元精细模拟结果及解析解进行对比验证。

3.1 无反应项单裂隙情况

为研究裂隙和基岩之间溶质交换, 针对无反应项单条裂隙渗流溶质运移问题进行分析。假设裂隙中溶质浓度只与 x 坐标相关, 裂隙内水的流速恒定为 u_f , 忽略基岩中平行于裂隙方向的溶质传输及裂隙中的溶质扩散, 则裂隙面上任意时刻浓度分布解析公式为^[2]

$$C_f(x, t) = C_0 \operatorname{erfc} \left\{ \left(\frac{f_m D_m x}{u_f d_f} \right) \sqrt{\left[\frac{D_m}{u_f} (u_f t - x) \right]^{1/2}} \right\}, \quad (17)$$

式中, C_0 为注入浓度 (mol/m^3)。

选取计算区域 $50 \text{ m} \times 5 \text{ m}$, 基岩扩散系数 $1.16 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$, 孔隙率 0.1。为与解析解对比, 忽略裂隙中的扩散作用 (扩散系数取 $1.0 \times 10^{-25} \text{ m}^2/\text{s}$)。裂隙开度 0.001 m , 裂隙水流速 $1 \text{ m}/\text{d}$ 。初始浓度 $0 \text{ mol}/\text{m}^3$, 裂隙左侧入口浓度 $1 \text{ mol}/\text{m}^3$, 其余边界为零溶质通量边界, 质量传递系数取 $0.1 \text{ m}/\text{s}$ 。图 1 为计算模型示意图, 基于以上材料参数和计算条件, 模拟溶质在单裂隙中的运移过程。同时开展精细模拟 (即裂隙采用具有实际开度的实体单元模拟), 并与式 (17) 中解析解对比。两种数值计算方法有限元网格基本相同, 见图 2。采用瞬态求解, 计算总时长 3000 d , 时间步长取 0.1 d 。

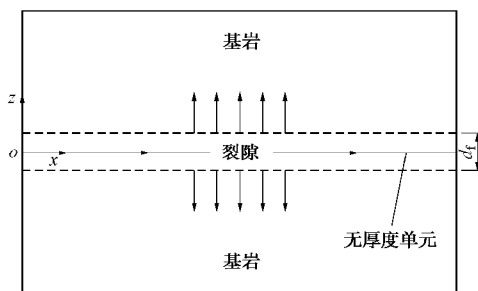


图 1 计算模型示意图

Fig. 1 Illustration of numerical model

图 3, 4 给出了裂隙面上不同位置浓度随时间变化规律。可以看出, 溶质分布范围随时间不断扩大, 离裂隙入口越近, 浓度越大且增加速率越快 (图 3); 裂隙面方向上相应位置浓度不断增加, 但浓度总体增加幅度减小 (图 4)。本文结果与精细模拟结果及解析解基本吻合。

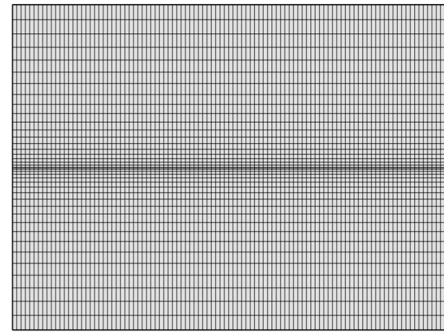


图 2 计算有限元网格

Fig. 2 FE meshes of numerical model

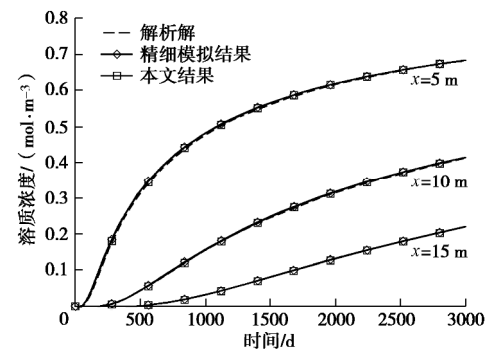


图 3 裂隙面 $x=5, 10, 15 \text{ m}$ 处浓度随时间变化规律

Fig. 3 Concentration distribution in fracture at locations of $x=5, 10$ and 15 m

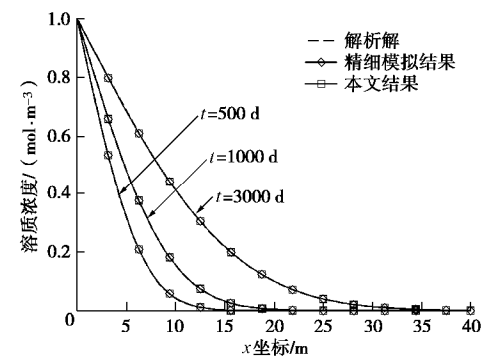


图 4 $t=500, 1000, 3000 \text{ d}$ 时裂隙面上浓度变化规律

Fig. 4 Concentration distribution in fracture at elapsed time of $t=500, 1000$ and 3000 d

3.2 含反应项单裂隙情况

含反应项单裂隙渗流溶质运移的解析方程中包括复杂积分形式, 无法直接求解。但针对稳定场状态 (时间趋于无穷大), 可以得到解析解^[2]:

$$C_f(x, t \rightarrow \infty) = C_0 \exp \left(-\frac{x R_f I_f}{u_f} - \frac{2 x f_m}{u_f d_f} \sqrt{R_m D_m I_m} \right). \quad (18)$$

采用提出的方法开展数值分析, 参考文献[2], 裂隙和基岩的一阶反应速率分别取 $2 \times 10^{-3}/\text{d}$ 和 $1 \times 10^{-3}/\text{d}$, 裂隙和基质的阻滞系数都取 1.0, 其余参数取值和计算条件设定与 3.1 节相同。

图5给出了裂隙面上无穷大时间解析结果和 $t=3000\text{ d}$ 数值模拟结果。 $t=3000\text{ d}$ 时浓度场已基本达到稳定状态, 可视为稳定场计算结果, 与解析解对比发现二者规律及结果基本一致。与图4无反应项情况相比可以看出, 由于反应项的存在, 裂隙面各位置浓度有所降低。

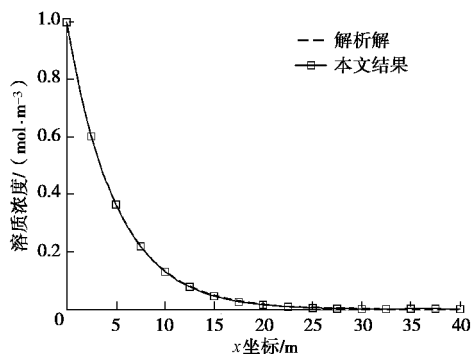


图5 裂隙面上稳定场条件下数值解和解析解对比

Fig. 5 Comparison between numerical and analytical results under steady condition

总的来看, 本文方法可以有效地模拟单裂隙中的渗流溶质运移行为和准确量化裂隙与岩块之间的流量和浓度交换。基于渗流溶质运移耦合模型, 采用无厚度单元模拟裂隙的数值计算方法是可行且可靠的。

4 复杂裂隙网络渗流溶质运移模拟

为探究本文方法在含大规模复杂裂隙网络模型中的适用性, 同时采用二维和三维离散裂隙网络模型仿真裂隙岩体内部的渗流传质行为, 研究裂隙和岩块中的渗流传质耦合作用机制、预测溶质羽发展趋势以及评价影响浓度场分布的主要因素。本节旨在说明无厚度单元模拟方法在大规模离散裂隙岩体数值仿真方面的有效性, 为简化分析, 将不考虑反应项的影响。

裂隙随机分布在岩体中, 相互交叉、搭接形成贯通的裂隙网络。根据裂隙的统计参数, 随机生成裂隙网络, 所得到的裂隙系统与真实的岩体裂隙在几何形貌上可能并不太相同, 但其主要特征参数在统计意义上是相同的, 可以反映真实岩体裂隙系统在渗流和传质过程中的主要特点。生成的离散裂隙网络模型见图6。其中, 二维模型范围为 $10\text{ m} \times 10\text{ m}$, 裂隙迹长服从对数正态分布, 平均值为 1.0 m , 方差为 0.2 m^2 , 裂隙数量为500条; 三维模型范围为 $10\text{ m} \times 10\text{ m} \times 10\text{ m}$, 裂隙简化为空间圆盘, 迹长服从对数正态分布, 平均值为 2.0 m , 方差为 0.1 m^2 , 裂隙数量为300条。岩块渗透率 $1.0 \times 10^{-16}\text{ m}^2$, 扩散系数 $5.0 \times 10^{-9}\text{ m}^2/\text{s}$; 裂隙开度 0.0005 m , 粗糙度系数0.0048, 根据立方定律得

渗透率为 $1.0 \times 10^{-10}\text{ m}^2$ 。由于裂隙中溶质运移以对流作用为主, 忽略其扩散作用, 扩散系数取为 $1 \times 10^{-25}\text{ m}^2/\text{s}$ 。计算初始条件和边界条件: ①渗流场, 岩体内初始水头 10 m , 左侧边界水头 20 m , 右侧边界水头 10 m , 模型外部表面为不透水边界。②浓度场, 岩块和裂隙的初始浓度均为 $0\text{ mol}/\text{m}^3$, 左侧边界浓度 $1.0\text{ mol}/\text{m}^3$, 其余外表面为零溶质通量边界。采用瞬态求解, 计算总时长为 150 d , 时间步长取 0.1 d 。

关于裂隙岩体渗流场的研究成果已非常丰富, 限于篇幅, 在此不再赘述, 以下仅针对浓度场分布规律进行说明和分析。

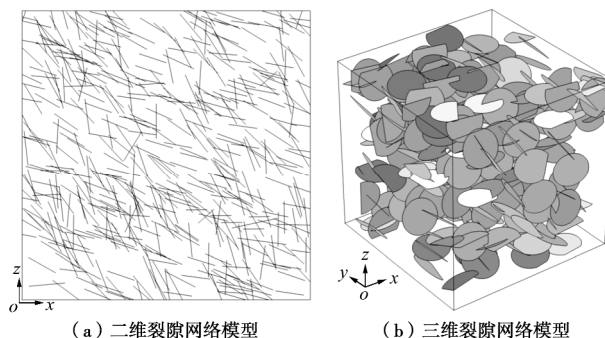


图6 岩体二维和三维裂隙网络模型

Fig. 6 2D and 3D geometry models for fractured rock mass

(1) 岩体内浓度场分布结果

图7, 8给出了不同时刻裂隙岩体二维模型和三维模型中浓度场随时间变化规律。可以看出, 裂隙岩体具有高度非均质性, 由于岩块中对流和扩散作用较小, 裂隙网络是主要的导水通道, 尤其是贯通裂隙网络, 其间水流速度高且对流作用强, 出现了明显的优势流^[22], 进而导致溶质羽迁移出现不规则现象, 即溶质沿着裂隙网络主控制通道运移; 由于基岩中溶质的扩散作用, 部分溶质也由裂隙网络进入基质岩块, 溶质羽范围扩大; 同时可以观察到三维模型中浓度场的空间非均匀分布, 由于二维平面外的空间扩散对流效应受限, 二维模型中溶质仅能在平面内运动, 而针对三维情况, 这一传输阻力减小, 一般来说三维介质模型的物质传输特性要大于二维^[17, 23]。除了受到空间效应的影响, 二维和三维模型溶质运移的差异性也表现在主贯通裂隙网络溶质输送能力的差别。

因此, 由于裂隙网络的非均匀及各向异性分布, 导致了裂隙岩体渗流场及浓度场分布不均匀。从耦合机制角度来看, 裂隙水的对流作用和基岩浓度的扩散作用同时控制溶质分布, 但对流作用起主导作用。采用本文方法可有效地反映裂隙岩体中的渗流溶质运移耦合机制, 实时地预测溶质浓度分布范围及发展趋势。

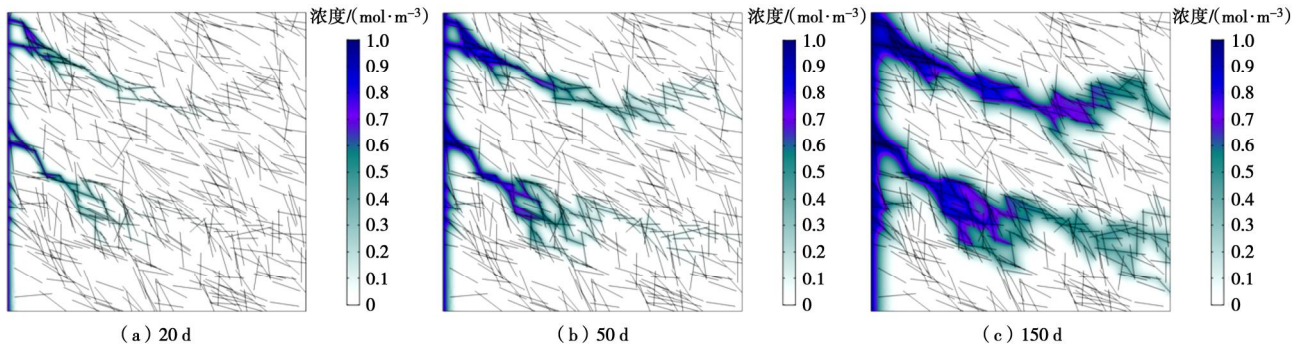


图7 裂隙岩体二维模型浓度场分布规律

Fig. 7 2D modeling of concentration distribution in fractured rock mass at different elapsed time

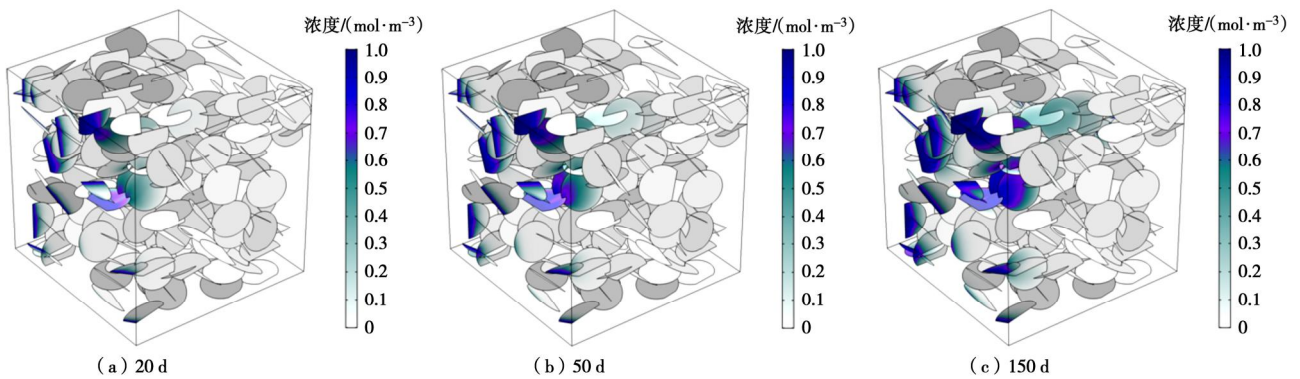


图8 裂隙岩体三维模型浓度场分布规律

Fig. 8 3D modeling of concentration distribution in fractured rock mass at different elapsed time

(2) 主要影响因素

仿真裂隙岩体中溶质运移过程涉及多个影响因素, 为了量化裂隙岩体对流和扩散作用对溶质分布的影响, 分别选取裂隙开度及基质扩散系数两个参数进行敏感性分析。当考虑裂隙开度影响时, 基质岩块扩散系数取为 $5.0 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$; 考虑基质岩块扩散系数影响时, 裂隙开度取 0.0005 m , 保持不变。为了简化计算, 采用二维模型进行说明。

图9、10分别给出了不同裂隙开度和岩块扩散系数时出口平均浓度随时间变化规律, 出口平均浓度为出口边界浓度积分取平均得来。

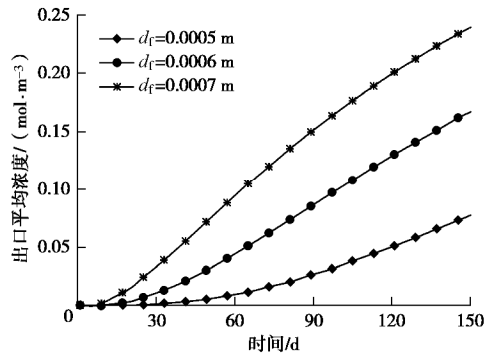


图9 不同裂隙开度出口平均浓度随时间变化过程

Fig. 9 Average concentrations on outlet surface against time with different fracture apertures

可以看出, 随着裂隙开度增大, 出口平均浓度增加更快(图9), 说明溶质到达出口边界时间更短, 这

是由于裂隙开度增加, 渗流流速增大, 对流作用增强。随着基岩扩散系数增加, 出口平均浓度增加趋缓(图10), 说明溶质到达出口边界时间更长, 这是由于裂隙渗透率不变时对流作用一定, 此时部分溶质受到对流作用的影响沿着主控裂隙网络运动, 最终从出口边界流出, 而一部分溶质则在扩散作用下渗入基质中, 岩体扩散系数越大扩散作用越强, 因而导致溶质到达出口边界的速度反而减小。对比图9、10, 裂隙开度对溶质分布影响更加明显, 进一步说明了裂隙水对流作用是影响渗流溶质运移耦合过程的主要控制因素。

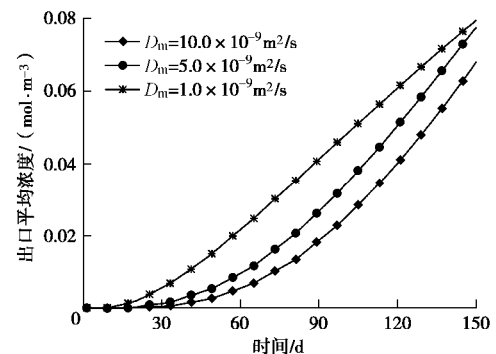


图10 不同岩块扩散系数出口平均浓度随时间变化过程

Fig. 10 Average concentrations on outlet surface against time with different matrix diffusion coefficients

5 结 论

本文发展了裂隙岩体渗流溶质运移耦合模型的三

维数值计算方法。将该法与精细模拟方法及解析方法进行了对比验证,并进一步应用于预测大规模裂隙网络岩体内的渗流及传质耦合行为,揭示了裂隙岩体中溶质浓度场分布规律及主要影响因素。

(1)提出了裂隙岩体渗流传质耦合的三维数值计算方法。将裂隙岩体视为由离散裂隙网络和岩块组成的系统,采用无厚度单元模拟离散裂隙,基于渗流溶质运移耦合数学模型,实现裂隙岩体渗流传质的数值模拟。该算法可以大幅减小前处理网格剖分难度和降低计算量,在大规模裂隙网络岩体研究中具有较大优势和应用前景。

(2)开展算例分析将本文方法与精细模拟方法及解析方法的结果进行对比,发现裂隙中浓度分布结果较为一致,说明了提出的耦合模型和数值计算方法的有效性和可靠性。

(3)以大规模裂隙岩体系统为研究背景开展仿真分析,结果表明:由于裂隙网络具有非均匀及各向异性,导致了溶质羽出现高度不均匀分布现象,裂隙水对流作用是影响浓度场分布的主控因素,采用本文方法可有效反映裂隙岩体中渗流传质耦合机制。

需要补充的是,本文所提出的裂隙岩体渗流传质耦合数值模拟方法未涉及岩体变形,当深部岩体中水压力较大时,有必要深入研究裂隙岩体中流固质三场耦合效应及其数值模拟。

参考文献:

- [1] 速宝玉, 张文捷, 盛金昌, 等. 渗流-化学溶解耦合作用下岩石单裂隙渗透特性研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(11): 3361 - 3366. (SU Bao-yu, ZHANG Wen-jie, SHENG Jin-chang, et al. Study of permeability in single fracture under effects of coupled fluid flow and chemical dissolution[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(11): 3361 - 3366. (in Chinese))
- [2] ZHU Y H, ZHAN H B, JIN M G. Analytical solutions of solute transport in a fracture-matrix system with different reaction rates for fracture and matrix[J]. Journal of Hydrology, 2016, **539**: 447 - 456.
- [3] 姚池, 姜清辉, 位伟, 等. 复杂裂隙岩体水-力耦合模型及溶质运移模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(8): 1656 - 1665. (YAO Chi, JIANG Qing-hui, WEI Wei, et al. Numerical simulation of hydro-mechanical coupling and solute transport in complex fractured rock masses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(8): 1656 - 1665. (in Chinese))
- [4] 王锦国, 周志芳. 裂隙岩体溶质运移模型研究[J]. 岩土力学, 2005, **26**(2): 270 - 276. (WANG Jin-guo, ZHOU Zhi-fang. Study on model of solute transport in fractured rock mass[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(2): 270 - 276. (in Chinese))
- [5] HADGU T, KARRA S, KALININA E, et al. A comparative study of discrete fracture network and equivalent continuum models for simulating flow and transport in the far field of a hypothetical nuclear waste repository in crystalline host rock[J]. Journal of Hydrology, 2017, **553**: 59 - 70.
- [6] HYMAN J D, KARRA S, MAKEDONSKA N, et al. dfnWorks: a discrete fracture network framework for modeling subsurface flow and transport[J]. Computers & Geosciences, 2015, **84**: 10 - 19.
- [7] ZHOU R J, ZHAN H B, CHEN K W. Reactive solute transport in a filled single fracture-matrix system under unilateral and radial flows[J]. Advances in Water Resources, 2017, **104**: 183 - 194.
- [8] 董志高, 吴继敏, 黄勇. 二维裂隙网络溶质运移仿真模拟[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(8): 1256 - 1260. (DONG Zhi-gao, WU Ji-min, HUANG Yong. Simulation of solute transport in two-dimensional fracture network[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(8): 1256 - 1260. (in Chinese))
- [9] NGO T D, FOURNO A, NOETINGER B. Modeling of transport processes through large-scale discrete fracture networks using conforming meshes and open-source software[J]. Journal of Hydrology, 2017, **554**: 66 - 79.
- [10] 霍吉祥, 宋汉周, 杜京浓, 等. 表面反应和扩散迁移联合控制的粗糙单裂隙渗流-溶解耦合模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(5): 1013 - 1021. (HUO Ji-xiang, SONG Han-zhou, DU Jing-nong, et al. Coupled fluid flow and chemical dissolution model based on surface reaction and mass transfer control in a rough fracture[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(5): 1013 - 1021. (in Chinese))
- [11] CHEN K W, ZHAN H B. A Green's function method for two-dimensional reactive solute transport in a parallel fracture-matrix system[J]. Journal of Contaminant Hydrology, 2018.
- [12] ZOU L, JING L, CVETKOVIC V. Assumptions of the analytical solution for solute transport in a fracture-matrix system[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2016, **83**: 211 - 217.
- [13] TANG D H, FRIND E O, SUDICKY E A. Contaminant transport in fractured porous media: analytical solution for a single fracture[J]. Water Resources Research, 1981, **17**(3): 555 - 564.

- [14] 薛强, 梁冰, 刘建军. 裂隙岩体中污染物运移过程的数值模拟[J]. 岩土力学, 2003(增刊 2): 35 - 38. (XUE Qiang, LIANG Bing, LIU Jian-jun. Numerical simulation of contaminant transport in jointed rock mass[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003(S2): 35 - 38. (in Chinese))
- [15] THOVERT J F, MOURZENKO V V, ADLER P M. Percolation in three-dimensional fracture networks for arbitrary size and shape distributions[J]. Physical Review E, 2017, **95**(4): 042112.
- [16] BERRONE S, PIERACCINI S, SCIALO S. On simulations of discrete fracture network flows with an optimization-based extended finite element method[J]. SIAM Journal on Scientific Computing, 2013, **35**(2): A908 - A935.
- [17] 薛雯. 裂隙岩体渗流-传热耦合的复合单元模型[J]. 岩土力学, 2016, **37**(1): 263 - 268. (XUE Luan-luan. A composite element model for coupled seepage-heat transfer of fractured rock mass[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(1): 263 - 268. (in Chinese))
- [18] 钱鹏, 徐千军. 不同裂纹分布的孔隙材料渗透系数[J]. 工程力学, 2017, **34**(12): 39 - 47. (QIAN Peng, XU Qian-jun. Permeability of porous material with different crack distributions[J]. Engineering Mechanics, 2017, **34**(12): 39 - 47. (in Chinese))
- [19] 陈必光, 宋二祥, 程晓辉. 二维裂隙岩体渗流传热的离散裂隙网络模型数值计算方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(1): 43 - 51. (CHEN Bi-guang, SONG Er-xiang, CHENG Xiao-hui. A numerical method for discrete fracture network model for flow and heat transfer in two-dimensional fractured rocks[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(1): 43 - 51. (in Chinese))
- [20] LI X X, CHEN S H, XU Q, et al. Modeling capillary water absorption in concrete with discrete crack network[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2017, **30**(1): 04017263.
- [21] LI X X, XU Y, CHEN S H. Computational homogenization of effective permeability in three-phase mesoscale concrete[J]. Construction and Building Materials, 2016, **121**: 100 - 111.
- [22] 梁越, 王俊杰, 刘明维. 基于流网单元的污染物优势运移数值模型[J]. 岩土力学, 2015, **36**(10): 3007 - 3014. (LIANG Yue, WANG Jun-jie, LIU Ming-wei. Numerical model for contaminant preferential migration based on flow net element[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(10): 3007 - 3014. (in Chinese))
- [23] NILENIUS F, LARSSON F, LUNDGREN K, et al. Computational homogenization of diffusion in three-phase mesoscale concrete[J]. Computational Mechanics, 2014, **54**(2): 461 - 472.

《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/CJGE201906023

土体干缩裂隙发育方向及演化特征的层间摩擦效应研究

曾 浩, 唐朝生*, 林 奎, 徐金鉴, 刘俊东, 荣德政, 王东伟, 施 斌

(南京大学地球科学与工程学院, 江苏 南京 210023)

摘 要: 自然界中的土体通常成层分布, 在干旱条件下, 表层土体的干缩开裂过程极易受层间接触条件的制约。为了探究土层间摩擦效应对土体干缩裂隙发育方向及其演化特征的影响, 开展了一系列室内干燥试验。试验共配置了 3 组初始饱和的泥浆样, 在 30℃ 的室温条件下干燥失水, 通过在试样底部铺设不同粗糙度的砂纸来模拟不同土层间的摩擦效应。试验过程中对试样表面及侧面进行定时拍照, 从不同角度记录了裂隙发育全过程, 通过分析, 获得了一些新发现: ①干缩裂隙不仅能从土体表面向下发育, 而且还可能率先从土体底部向上发育, 这不同于以往的习惯性认识; ②初始裂隙的发育位置受土质条件及基底摩擦条件的共同制约, 对于非均质性比较严重或者表面存在明显“杂点”的土体而言, 裂隙往往首先从表面“杂点”处产生并向下发育, 而对均质性较好的土体而言, 在基底摩擦效应的影响下裂隙可以率先从土体底部生成并逐渐向上发育, 且土体底部的裂隙发育程度甚至会高于表面的裂隙发育程度; ③底部生成的裂隙以斜向上发育居多, 这可能与裂隙发育过程中受到的剪切应力作用有关; ④干燥过程中, 土体呈向心收缩, 存在明显的收缩核现象; ⑤基底摩擦效应能改变土体干缩开裂过程中内部应力场的演化, 从而对土体的横向和纵向收缩应变及剖面含水率的空间分布产生影响, 如基底摩擦越大, 土体横向收缩应变越小, 而纵向收缩应变越大。

关键词: 干缩开裂; 摩擦效应; 裂隙发育方向; 收缩应变; 剖面含水率; 收缩核

中图分类号: TU445.4

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)06-1172-09

作者简介: 曾 浩(1995—), 男, 江西玉山人, 硕士研究生, 主要从事环境岩土工程和工程地质方面的研究工作。E-mail: MG1729094@smail.nju.edu.cn。

Interfacial friction dependence of propagation direction and evolution characteristics of soil desiccation cracks

ZENG Hao, TANG Chao-sheng, LIN Luan, XU Jin-jian, LIU Jun-dong, RONG De-zheng, WANG Dong-wei, SHI Bin

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

Abstract: As the soils in nature are distributed in layers, the desiccation cracking process of the top soil is easily constrained by the contact conditions between the soil layers under drought conditions. A series of laboratory desiccation tests are therefore conducted to investigate the influences of interfacial frictional effect between soil layers on the developing direction and evolution characteristics of soil desiccation cracking. In the tests, three slurry samples with the initial saturation are prepared and dried under a constant room temperature of 30℃. Different interfacial friction conditions are designed at the bottom of the samples to simulate the frictional effect between soil layers in nature. During drying, photos of the surface and side of the samples at regular intervals are taken to record the development process of soil cracks from different angles. Some new discoveries show: (1) The soil desiccation cracks can develop from the surface downwards and may be firstly generated from the bottom of the soil and gradually develop upwards, which is different from the previous habitual understanding; (2) During the drying process, the initial development position and development degree of cracks are constrained by both the soil properties and the substrate friction conditions. For the soils with severe inhomogeneous or obvious flaws on the surface, the cracks are generated and develop from the surface flaws of soils, while for the relatively homogeneous soils, the cracks can be firstly generated from the bottom of the soil and gradually develop upwards under the influences of the substrate friction. Moreover, after the drying is completed, the development degree of the bottom cracks of the soils is even higher than that of the surface cracks. (3) The bottom cracks mostly propagate in inclined direction, and they are probably related to the developed shear stress. (4) During drying, the soil shrinks concentrically, and noticeable shrinkage nucleus at

基金项目: 国家自然科学基金项目 (41572246, 41772280); 优秀青年科学基金项目 (41322019); 国家自然科学基金重点项目 (41230636); 江苏省自然科学基金项目 (BK20171228, BK20170394); 中央高校基本科研业务费专项资金资助项目 (2015-2020)

收稿日期: 2018-04-25

*通讯作者 (E-mail: tangchaosheng@nju.edu.cn)

the bottom of soil appears at the bottom of the soils. (5) The substrate friction effect can change the internal stress field during the desiccation cracking process of soils, and therefore affects the transverse and longitudinal strains and profile water content distribution of the soils. For example, the larger the substrate frictional degree, the smaller the transverse strain of soils, but the greater the longitudinal strain of soils.

Key words: desiccation cracking; frictional effect; crack development direction; shrinkage strain; profile water content; shrinkage nucleus

0 引 言

在干旱气候条件下, 土体干缩开裂是一种常见的自然现象, 也是近些年来岩土/地质工程等领域一直关注的热点问题。这主要是因为裂隙的产生使得土体完整性遭到破坏, 极大地弱化了土体结构, 导致土体强度和稳定性降低^[1-6]。此外, 土体中的裂隙能为水分迁移提供快速通道, 加速水分在土体内的渗流。在降雨条件下, 雨水能通过裂隙快速入渗到土体内部, 导致力学性质劣化, 从而诱发滑坡和泥石流等灾害^[7-10]。受全球气候变化的影响, 未来干旱气候的发生频率和影响范围有增加趋势, 土体的干缩开裂问题可能越发严重。深入掌握裂隙的发育过程及现象背后的机理, 对提升工程界应对气候变化的能力和指导防灾减灾具有重要意义。

然而, 目前国内外学者对土体干缩开裂的研究还存在很多不足。比如研究角度几乎都停留在对土体表面裂隙发育及演化过程的分析上, 且主要局限在表面裂隙发育的影响因素及表面裂隙网络几何形态学特征描述等方面。如探究温度、黏粒含量、试样尺寸和试验条件等相关因素对表面裂隙发育程度的影响^[11-17]; 将分形维数、数字图像处理技术和统计学方法等应用于表征裂隙网络的几何形态^[11-12, 18-24]。但必须指出的是, 土体裂隙发育及演化过程存在于三维空间中, 如果将研究角度仅仅停留在二维表面上, 必然会在很大程度上制约人们对土体干缩裂隙发育及演化机理的认知。

此外, 目前学界普遍认为, 干燥条件下土体收缩变形受到限制是导致开裂的主要原因之一^[14-15, 25-30]。而在自然界中, 对土体干缩变形的限制主要来自于土体的边界条件, 这是因为自然界中的土体在形成过程中存在成层分布特征, 不同土层的物理性质往往存在较大的差异, 干燥过程中上下土层间会因为收缩变形程度不协调而产生相对位移现象。由于土层界面并不完全光滑, 存在一定的摩擦效应, 通常会对土体收缩变形产生限制作用, 进而影响土体干缩裂隙的发育过

程。过去国内外部分学者围绕该问题开展了一些探索性研究, 发现界面粗糙度越大, 土体表面裂隙发育程度越高, 且基底摩擦的存在能使薄层土体快速断裂^[31-33]。然而, 以往的研究都是基于土体表面的裂隙发育现象来探讨层间摩擦效应的影响, 忽视了土体内部裂隙的发育情况, 尤其是有关土层界面上是否会发育裂隙? 如果发育裂隙, 裂隙又会如何演化? 存在什么规律? 这些问题尚未在国内外文献中见到报道。

为了进一步阐明土体干缩开裂的层间摩擦效应, 尤其是不同界面接触条件下干缩裂隙的发育方向及演化特征, 本文有针对性地模拟了多种土层界面接触条件, 开展了一系列室内干燥试验, 对观测到的一些试验现象及其机理进行了探讨, 相关成果对进一步理解自然界中土体的干缩开裂问题具有参考意义。

1 试验材料与方法

1.1 试验材料

试验所用土样为南京地区的下蜀土, 呈褐黄色, 取土深度约为 0.5~1.5 m, 其基本物理性质如表 1 所示。

1.2 试样制备

土样取回后经过风干粉碎, 过 2 mm 筛。为了使试样均匀, 首先将过筛后的土样配成含水率为 170% 的泥浆样, 并在振动台上振动 5 min, 以排除搅拌过程中泥浆内部产生的气泡, 然后密封在容器中, 静置 72 h。待泥浆沉积稳定后, 抽去表面清液, 测得此时含水率为 67%, 最后将泥浆倒入特制的试验容器中进行干燥。试验所用容器规格为长 50 cm、宽 10 cm 以及高 30 cm 的特制有机玻璃盒。为了便于后期利用相机清晰地记录侧面裂隙发育过程, 有机玻璃盒的一面侧壁板设计为可拆卸模式(图 1)。需要说明的是, 在倒入泥浆前应对容器内壁涂抹凡士林使其光滑, 以尽量消除内壁摩擦作用对土样收缩变形的影响。

1.3 试验方法

为了探究土层间摩擦效应对土体干缩裂隙的影

表 1 下蜀土基本物理性质

Table 1 Physical properties of Xiashu soil

比重 G_s	液限 $w_L/\%$	塑限 $w_p/\%$	塑性指数 I_p	最优含水率 $w_{opt}/\%$	最大干密度 $\rho_d/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	黏粒含量($d<0.005\ \mu\text{m}$)/%
2.73	34.5	19.5	18	16.2	1.70	22

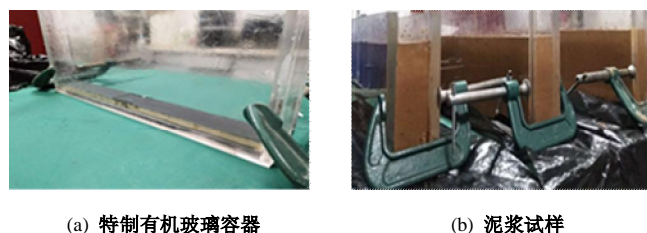


图1 试样制备照片

Fig. 1 Photos of sample preparation

响, 本次试验共制备了3组初始饱和的泥浆样(S1, S2和S3), 分别选用了80目(对应砂粒径为0.18 mm)、120目(对应砂粒径为0.12 mm)和240目(对应砂粒径为0.063 mm)3种规格的砂纸铺设在容器底面来模拟不同的界面接触条件, 其中目数越小的砂纸对应粗糙度越大, 理论上在土体收缩变形过程中所能产生的摩擦效应也越强。每组土样初始厚度均为13.5 cm, 并在同等条件下制备了3个平行样, 相关参数如表2所示。

表2 各组试样的参数

Table 2 Parameters of samples

试样 编号	底面粗糙 条件	砂纸中砂颗粒粒 径/mm	试样初始厚 度/cm
S1	80目砂纸	0.18	13.5
S2	120目砂纸	0.12	13.5
S3	240目砂纸	0.063	13.5

将3组试样置于恒定30℃的空调房间内进行干燥, 待试样蒸发一段时间, 土体达到一定硬度后, 卸下有机玻璃盒的侧板, 定时对试样表面及侧面进行拍照, 记录裂隙的形成及发育过程。在干燥结束后, 测定所有试样的最终厚度, 计算纵向收缩应变(厚度减小量与初始厚度的比值百分数)。需要指出的是, 由于土体的收缩变形存在空间差异性, 干燥结束后土体厚度并不均一, 需要测量多个点计算平均值, 以减小误差。此外, 试验结束后在不同深度处取样, 利用烘干法测定各组试样的剖面含水率分布情况。

2 试验结果

2.1 干缩裂隙发育过程

在试验过程中, 通过对各组试样定期拍照, 记录了其表面及侧面裂隙发育的动态过程。考虑到各组平行样展示了相似的试验现象, 下文将选取典型试样为代表进行分析。以试样S1和S2为例, 图2给出了试样S1第一条裂隙C₁1的整个发育过程。从图中不难看出, 由于试样土质无法做到绝对均一, 以及容器侧壁涂抹的凡士林不够均匀, 致使试样表面容易形成“杂点”(图2(a))。裂隙C₁1首先在表面“杂点”处生

成, 并在裂隙尖端的引导下不断横向延伸, 直至横穿整个土体表面(图2(b))。随着干燥的持续进行, 下层土体水分不断减小, 裂隙C₁1逐渐向下发育, 并最终贯穿整个土体剖面(图2(c))。当裂隙C₁1贯穿整个土体剖面以后, 一方面由于裂隙两侧土块收缩变形失去了侧向约束, 另一方面由于裂隙形成后增加了试样水/气接触面积, 加速了土体局部失水收缩, 进而导致裂隙C₁1两侧土块不断朝相反方向收缩, 裂隙宽度不断扩展(图2(d))。对于上述反映的土体表面裂隙首先从“杂点”处产生的这一试验现象, 近年来国内外学者通过试验也得出了类似的结论^[20, 34-36]。

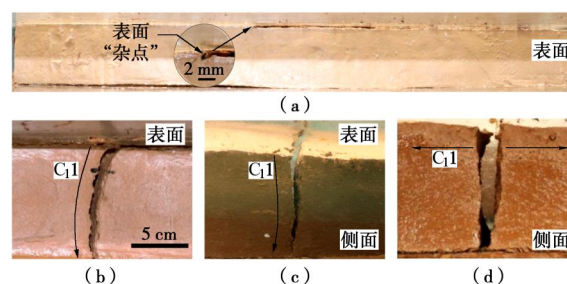


图2 试样S1第一条裂隙从表面“杂点”处生成并发育

Fig. 2 First crack of sample S1 generated and developed from surface flaws

当C₁1裂隙贯穿整个剖面后(图3(a)), 随着干燥的持续, 从侧面观察到试样S1的底部开始产生新的裂隙C₂2, 并从底部向上发育(图3(b))。与土体表面近似向下垂直发育的裂隙不同, 从底部发育的裂隙的初始方向与基底垂直方向存在一定的角度, 即呈斜向上生长(图3(b)~(e))。此外, 在干燥结束后, 并非每一条从底部产生的裂隙都能贯穿整个土体剖面, 部分裂隙可能在土层中间位置终止发育(C₂2), 亦或与其他裂隙相交(C₄4)。对于此类裂隙, 是无法从土体表面上观察到的。这一现象说明, 土体的干缩裂隙并不完全像以往文献中所强调的那样始终从表面向下发育, 在特定条件下也可以从底部向上发育。此外, 笔者在试样底部铺设不同粒径的砂土模拟真实的土层条件时, 也发现了类似现象, 即部分裂隙率先从底部生成并向上发育(受篇幅限制, 相关试验照片未在本文展示)。

为了更好地掌握土体干缩裂隙的发育方向和演化规律, 下面以试样S2为例做进一步说明。图4所呈现的是试样S2在干燥过程中不同时刻侧面的裂隙图像。从图中可以清晰地看出, 试样S2在干燥过程中的第一条裂隙C₂1是从土体底部生成并斜向上发育, 最终贯穿整个土体剖面(图4(a), (b))。随着干燥的持续, 裂隙C₂2, C₂3, C₂4分别从试样表面和底部产生并逐渐纵向扩展(图4(c), (d))。裂隙C₂2的

产生与试样 S1 中的第一条裂隙 C₁1 产生原因一致, 也是从表面“杂点”处产生并发育(图 4(c)). 此外, 就试样裂隙的整个发育过程来看, 在干燥后期, 新裂隙的产生主要由基底摩擦效应所导致, 且裂隙主要的发育方向及演化特征为由底部产生并逐渐斜向上发育, 最终在土层中部位置发育终止, 如裂隙 C₂6~C₂15(图 4(e)).

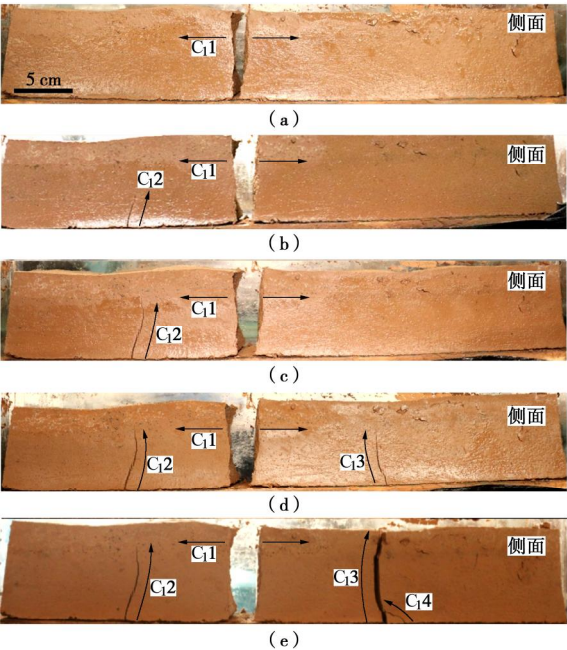


图 3 试样 S1 部分裂隙从底部生成并向上发育

Fig. 3 Partial cracks of sample S1 generated from bottom and their upward development

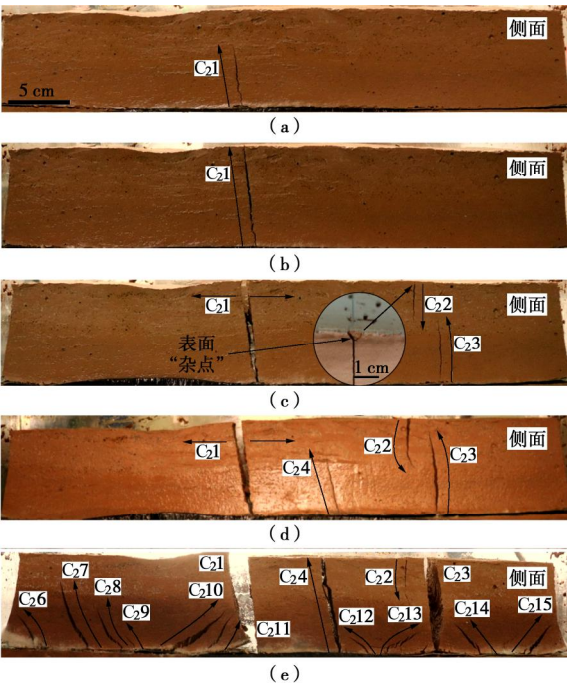


图 4 试样 S2 裂隙发育过程

Fig. 4 Development of cracks of sample S2

2.2 干燥结束后裂隙形态特征

为了比较各组试样在干燥结束后, 表面和底面裂隙发育程度, 本文统计了 3 组试样干燥完全后, 由表面生成并向下发育以及从底部生成并向上发育的裂隙条数。需要指出的是, 为了便于肉眼区别, 本文所统计的裂隙长度都在 1 cm 以上, 且裂隙形态较为连续。图 5 展示了 3 组试样干燥结束后的最终状态, 其中 Cs 表示的是从表面生成并向下发育的裂隙, 而 Cx 表示的是从底边生成并向上发育的裂隙。将统计数据汇总到表 3 中, 不难发现, 各组试样干燥结束后, 由表面率先发育的裂隙均只有 1 条, 这与由底部产生并向上发育的裂隙条数数值上相差很大。如试样 S2, 由底部产生并向上发育的裂隙有 13 条之多(图 5(b)). 此外, 图 5(b)、(c) 更加明显地展现出, 从底部生成的多数裂隙在向上发育过程中, 无法贯穿土层剖面, 并且其发育方向偏离基底垂直方向。值得注意的是, 也存在部分从底部生成的裂隙其发育过程类似与表面生成的裂隙, 即发育方向基本垂直于基底, 如图 5(b) 中的裂隙 Cx11。需要指出的是, 除了在试样底部铺设砂纸模拟相对粗糙的界面条件外, 笔者对底部涂抹凡士林的界面条件也开展了相应的试验研究, 发现由表面向下发育的裂隙也只有 1 条, 但未发现由底面向上发育的裂隙(受篇幅限制, 相关试验照片未在本文展示)。

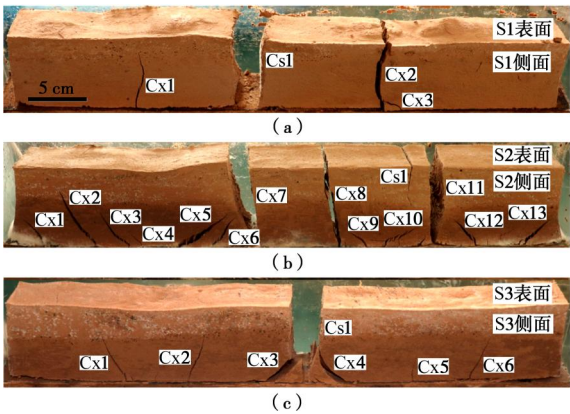


图 5 各组试样干燥结束后的形态特征

Fig. 5 Morphological characteristics of three samples after drying

表 3 各组试样干燥结束后表面与底部裂隙发育程度

Table 3 Development of surface and bottom cracks of three samples after drying

试样编号	从表面向下发育的 裂隙条数/条	从底面向上发育的裂 隙条数/条
S1	1	3
S2	1	13
S3	1	6

在各组试样干燥完成后, 通过观察试样底部裂隙

几何形态(图6),可清晰发现,土体收缩过程中呈现向心收缩现象,并且在基底摩擦效应的影响下,土体底部存在明显的收缩核,即土体底部裂隙围绕着某一近似圆形小区域而展开,裂隙形态也呈现圆弧状。该现象与唐朝生等^[36]通过对土体表面裂隙进行PIV(粒子图像测速技术)动态演化分析所得出的现象类似,他们发现土样在干缩过程中表面也存在收缩核现象。此外,图6还反映出了两个收缩核之间必存在一条或多条纵向裂隙,如试样S1中的裂隙Cx1以及试样S3中的裂隙Cx5(图6(a),(c))。

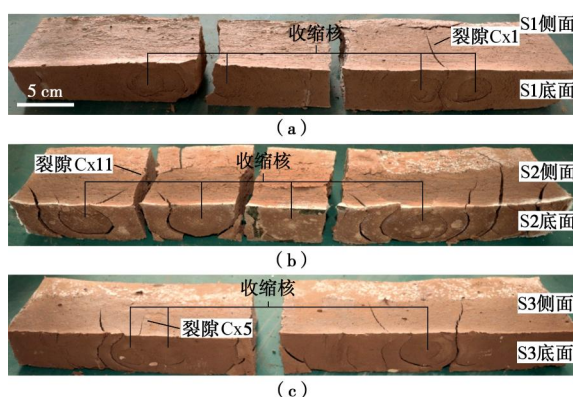


图6 收缩核现象

Fig. 6 Shrinkage nucleus phenomena

2.3 蒸发与收缩特性

干燥过程中,土体裂隙产生的基本过程可划分为:水分蒸发—体积收缩—裂隙形成。因此在探究土体干缩裂隙演化的过程中,有必要对其蒸发以及收缩特性进行定量描述。因此本文测定了各组试样在干燥结束后的表面横向收缩应变和剖面方向上的纵向收缩应变,并通过对不同深度处的土样测定其对应的含水率,从而获得各组试样剖面含水率的分布特征,相关数据如表4和图7所示。表4的数据表明,基底摩擦效应对试样的干缩变形具有较大的影响。基底摩擦效应越大,对应试样的横向收缩应变越小,而纵向收缩应变越大。如对比试样S1与S2,其中S1基底粗糙程度大于S2,在干燥结束后,试样S1的横向收缩应变为14.91%,比试样S2小0.38%,而纵向收缩应变为51.85%,比试样S2大4.44%。对于底面涂抹凡士林的试样,测得横向收缩应变为19.14%,比表4中的3组试样都要大。值得注意的是,相比纵向收缩应变的差异,各组试样间表面横向收缩应变相差不大。

表4 干燥结束后各组试样的横向和纵向收缩应变值

Table 4 Transverse and longitudinal strain values of three samples

after drying		
试样编号	横向收缩应变/%	纵向收缩应变/%
S1	14.91	51.85
S2	15.29	47.41
S3	16.12	45.19

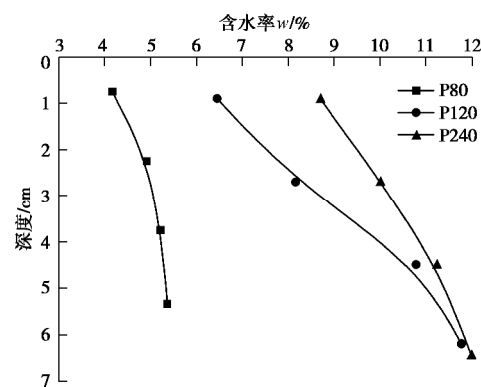


图7 各组试样干燥结束后的剖面含水率分布曲线

Fig. 7 Distribution curves of profile water content of three samples after drying

此外,从各组试样剖面含水率分布曲线可以看出(图7),基底摩擦效应越大的试样,其剖面含水率总体较小,并且随着深度的增加,对应区域的含水率也逐渐增加。此外,由曲线的斜率可知,含水率的变化幅度也随着深度的增加而逐渐变缓。如干燥结束后,试样S1在0.75~2.25 cm深度区间内含水率变化幅度约为0.7%,而在2.25~3.75 cm深度区间内含水率变化幅度大约只有0.3%。关于剖面含水率沿深度方向的变化趋势与Tollenaar等^[37]通过试验所得出的现象基本一致。

3 讨论

3.1 干缩裂隙自上而下的发育过程

在干燥过程中,随着土体内水分不断蒸发,土颗粒在基质吸力的作用下逐渐相互靠拢^[26, 38],土体在宏观上发生横向和纵向收缩变形^[34, 39]。由于水分蒸发首先从土体表面开始,因此表面土体最先发生收缩变形。对于土质不均匀或表面存在“杂点”的土体而言,在收缩变形过程中由基质吸力产生的张拉应力容易在“杂点”处发生应力集中^[34-36],当所集聚的张拉应力超过土体自身的抗拉强度时,裂隙在表面“杂点”处随之产生^[13, 36],如图8给出了土体干缩裂隙自上而下发育过程中受力状态示意图。虽然裂隙形成后局部应变能释放,但在裂隙尖端处由于裂隙两侧收缩变形方向相反,使得该处始终为应力集中位置(图8),因此裂隙在“杂点”处形成后,在裂隙尖端的指引下沿内部张拉应力最大的土体表面横向传播。随着干燥的持续进行,下层土体受到的张拉应力随含水率的减小而逐渐增加,从而驱使裂隙在尖端的“牵引”下不断向下发育^[26, 36]。由于本次试验对象为经搅拌后结构相对均匀的泥浆样,从而干燥过程中裂隙尖端周围的应力场分布较为均匀,由此表面裂隙生成后可以近似垂直

地向下发育。

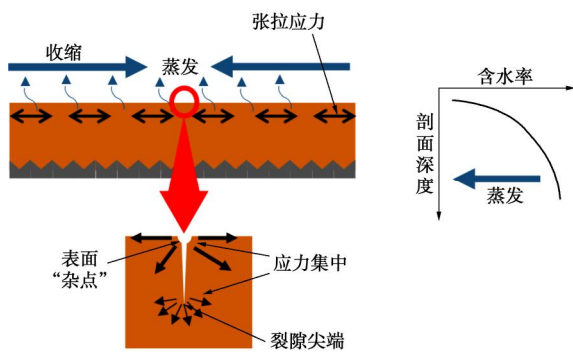


图8 干燥过程中土体表面开裂时的受力状态示意图

Fig. 8 Mechanical state of crack initiation and propagation on soil surface during drying

3.2 层间摩擦效应对干缩裂隙发育的影响

如前所述,目前学界普遍认为干缩裂隙的产生主要是由张拉应力集中所引起的^[14-15, 25-30, 34-35],根本原因在于干燥过程中土体横向收缩变形受到限制^[14]。由此可见,基底摩擦效应的存在正是能够限制干燥过程中上覆土体的横向收缩变形(表4数据也可以证明该观点),进而对其干缩裂隙的发育产生影响。图9给出了,在基底摩擦效应影响下,干燥过程中土体底部产生裂隙以及发育时的受力状态示意图。

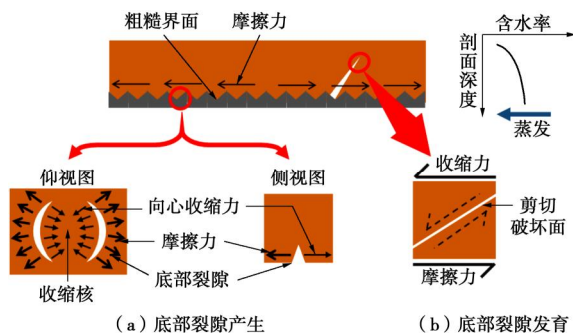


图9 干燥过程中土体底面开裂时的受力状态示意图

Fig. 9 Mechanical state of crack initiation and propagation on soil substrate during drying

结合图6观察到的现象,即干燥结束后底部收缩核周围呈现明显的环状裂隙,可以说明:当界面上土体发生收缩变形时,基底摩擦力会对收缩变形产生限制作用,并在试样底面形成张拉应力,当张拉应力集聚并最终超过试样的抗拉强度时,底面便会产生裂隙,如图9(a)。与表面产生的裂隙发育过程类似的是,随着蒸发的持续,在底部产生的裂隙也在其尖端的牵引下不断向上发育(图4(a), (b))。然而,与干燥过程中完全由自身张拉应力集聚所导致的土体裂隙不同点在于,基底摩擦力虽然是由土体自身收缩所引起,但对上覆土体而言总归是一种外力作用,并且直接作用面始终在试样底部。当底部形成的裂隙向上发育时,

由于裂隙尖端附近土体内部的收缩力与基底摩擦力不在同一水平面上,且方向可能相反,从而导致土体受到剪切作用(图9(b))。根据材料力学原理,剪切作用形成的破坏面与剪切应力方向必成一角度,其角度大小与所受剪切应力大小有关。因此,笔者推断,由底部产生的裂隙大多呈斜向上发育现象(图4)很可能与试样中的剪切应力作用有关,但该观点有待进一步论证。

上述现象也有例外的情况,如图5(b)中的裂隙Cx11和图5(c)中的裂隙Cx5,其发育方向都是垂直于土体底面。对于这一现象的形成机理,需要根据界面上土体的收缩特点来加以说明。同样是结合图6观察到的收缩核现象,发现从底部近似垂直向上发育的裂隙主要存在于两个收缩核的中间位置。由此可以推断,上述裂隙发育起点处的土体实际上受到了方向相反且分别指向两侧收缩核核心的拉应力,因此该类从底部垂直向上发育的裂隙也是张拉破坏所导致,其破坏机制与表面发育的裂隙类似。由以上分析可知,两个收缩核中间位置产生的裂隙主要受张拉应力的控制,而围绕某一收缩核产生的斜向裂隙在形成时受张拉应力控制,但在后期发育过程中则可能受剪切应力控制。为了验证上述观点,以及阐明收缩核的形成原因和影响因素,后续需要围绕该课题开展更精细的研究。

需要指出的是,摩擦力的产生需要接触物体之间存在相对运动趋势,所以基底摩擦力的大小与土体收缩变形趋势有关。由于干燥过程中水分蒸发在土体剖面上存在梯度变化^[19, 26],蒸发作用需要经过较长时间才能对界面上的土体含水率产生影响,使其发生收缩变形,进而激发摩擦效应。而在此之前,上层土体已经经历了较长时间的蒸发,土吸力相对较高,土体自身抗拉强度也与初始饱和状态时相比有了很大的提高^[13],这使得上层土体在干燥后期很难产生新的裂隙,此时土体裂隙的生成与发育主要由基底摩擦效应所主导,而且大多数由基底产生的裂隙在向上发育的过程中无法穿透上层土体,在剖面中间位置处即停止生长(图3~5)。此外,摩擦力对界面土体的收缩限制作用覆盖了整个接触面,只要界面上某处土体一旦发生收缩,摩擦力的限制作用就会随之产生。这使得在基底摩擦效应的影响下,界面土体很容易发生开裂。因此干燥结束后土体底部裂隙发育程度高于表面(表3)。并且,对于较为均质的土体而言,即使干燥过程中表面未产生裂隙,但随着干燥的持续,裂隙也会在基底摩擦的影响下从底部产生(图4(a))。而对于底面涂抹了凡士林的试样,由于基底相对光滑,摩擦力非常小,不足以形成能使试样发生破坏的张拉应力,因此试验中

未在底部发育裂隙。

3.3 层间摩擦效应对土体内部应力场和水分场演化的影响

对于表4数据所反映的现象,即土体收缩变形与基底摩擦效应存在关联,主要是因为土颗粒横向收缩受到基底摩擦的限制,使得干燥过程中由土体内部张拉应力所产生的应变能主要通过颗粒间相对自由的纵向位移来释放,如图10给出了在基底摩擦效应影响下土体颗粒间应力场分布的示意图。由此可见,基底摩擦效应能导致土体内张拉应力场的演化形式发生改变,从而对土体收缩变形程度产生影响。因此,在干燥过程中,基底摩擦效应越大,土体横向收缩受到的限制越大,则纵向收缩变形越发明显。然而,由于本次试验过程中试样相对较厚,导致界面上的摩擦效应对土体表面横向收缩的影响较弱,因此表4中不同界面粗糙度条件下,土体表面横向收缩变形的数据差距不大。

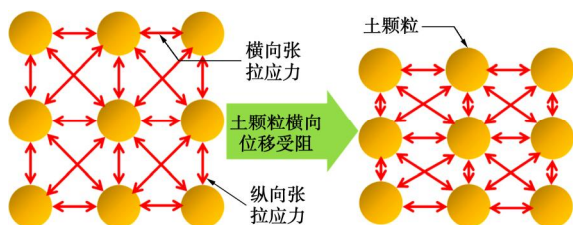


图10 在基底摩擦效应影响下土体应力场的分布

Fig. 10 Distribution of stress field of soil impacted by substrate friction effect

值得注意的是,土体纵向收缩应变实质上为厚度的变化。土体厚度的大小对干燥过程中水分场空间分布特征有重要影响^[19, 23]。越厚的土体,蒸发过程中水分子逸出土体内的迁移路径越长,并且对存在于下层土体的水分子而言,在外逸过程中需要克服由上层土体吸力所产生的阻力,水分子离土体表面越远,整个外逸过程需克服的阻力越大,水分子越难向上层迁移。因此沿剖面而下,土体含水率也大,并且变化幅度也逐渐减小。结合前文分析过的干燥过程中基底摩擦效应与土体纵向收缩应变的关系,可以推出基底摩擦效应越大,土体在干燥过程中纵向收缩变形越大,即土体厚度变化越大,使得土体内水分越容易向外蒸发,干燥结束后土体剖面含水率越小(图7)。此外,根据上述土体剖面含水率的空间分布规律,也可以看出干燥过程中下层土体含水率相对较高,抗拉强度较低,导致收缩过程中,在摩擦力的作用下,下层土体容易产生裂隙。

4 结 论

本文开展了一系列室内干燥试验,探究了土层间

摩擦效应对土体干缩裂隙发育特征的影响,得到如下主要结论:

(1) 土体干缩裂隙不仅能在表面产生,也能在土层底部产生。裂隙初始发育位置受土质条件与基底摩擦条件的共同制约。当土体表面存在“杂点”时,裂隙优先从表面“杂点”处生成,否则裂隙有可能在基底摩擦效应作用下率先从底部生成。

(2) 从表面生成的裂隙,其发育方向几乎垂直向下,属于典型的张拉破坏,而从底面产生的裂隙,大部分都呈斜向发育,该现象可能与剪切应力作用有关。此外,许多从底部向上发育的裂隙在干燥结束后未能贯穿整个土体剖面,而是发育到在土层中间位置处便终止。

(3) 在干燥后期,基底摩擦效应对土体干缩裂隙发育起主导作用,新生裂隙绝大部分由基底摩擦效应所引起,且干燥结束后底部裂隙发育程度远高于表面。

(4) 基底摩擦效应能影响土体在干燥过程中内部应力场与水分场的演化特征。基底摩擦效应越大,干燥结束后土体横向收缩变形和剖面含水率越小,而纵向收缩应变越大。此外,土体剖面含水率沿深度向下不断增加,但变化幅度逐渐减弱。

(5) 土体干燥收缩过程中具有向心收缩特征,存在明显的收缩核现象,且两个收缩核之间必定存在一条或多条裂隙。

需要指出的是,受沉积环境的影响,自然界中土层间相互交错,各土层性质变化多样,干缩裂隙发育过程非常复杂。本文基于室内试验,初步探讨了土体干缩开裂的层间摩擦效应。虽然试验过程存在着假设和简化,但根据研究结果可以确定的是,土体分层属性对土体干缩裂隙发育方向及演化特征有着极为重要的影响。尤其是本文发现干缩裂隙并非总是从表面向下发育,很多情况下都是从土层底部向上发育,且底部的裂隙发育程度甚至高于表面,更是颠覆了以往的习惯性认识。此外,由于从底部向上发育的裂隙很大一部分无法贯穿土体剖面,隐伏于土体内部,因此,如果只从表面来研究土体的干缩开裂问题,则会严重低估土体的裂隙发育程度,进而导致工程中高估土体的力学性能,引发潜在的风险。为了进一步明确本文观测到的试验现象,课题组接下来将开展针对性的原位调查和试验,以期提供更有价值的成果。

参考文献:

- [1] KODIKARA J, COSTA S. Desiccation cracking in clayey soils: mechanisms and modelling[M]// Multiphysical Testing of Soils and Shales. Berlin: Springer, 2013: 21 - 32.
- [2] HEWITT P J, PHILIP L K. Problems of clay desiccation in

- composite lining systems[J]. *Engineering Geology*, 1999, **53**(2): 107 – 113.
- [3] RAYHANI M H, YANFUL E K, FAKHER A. Desiccation-induced cracking and its effect on the hydraulic conductive[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2007, **44**(3): 276 – 283.
- [4] NELSON J D, MILLER D J. *Expansive soils: problems and practice in foundation and pavement engineering*[M]. New York: John Wiley, 1992.
- [5] AYAD R, KONRAD J M, SOULIÉ M. Desiccation of a sensitive clay: application of the model CRACK[J]. *International Zoo Yearbook*, 1997, **34**(34): 943 – 951.
- [6] LOZADA C, THOREL L, CAICEDO B. Effects of cracks and desiccation on the bearing capacity of soil deposits[J]. *Géotechnique Letters*, 2015, **5**(3): 112 – 117.
- [7] BAKER R. Tensile strength, tension cracks, and stability of slopes[J]. *Soils & Foundations*, 1981, **21**(2): 1 – 19.
- [8] 陈守义. 考虑入渗和蒸发影响的土坡稳定性分析方法[J]. *岩土力学*, 1997(2): 8 – 12. (CHEN Shou-yi. A method of stability analysis taken effects of infiltration and evaporation into consideration for soil slopes[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 1997(2): 8 – 12. (in Chinese))
- [9] 姚海林, 郑少河, 陈守义. 考虑裂隙及雨水入渗影响的膨胀土边坡稳定性分析[J]. *岩土工程学报*, 2001, **23**(5): 606 – 609. (YAO Hai-lin, ZHENG Shao-he, CHEN Shou-yi, et al. Analysis on the slope stability of expansive soils considering cracks and infiltration of rain[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2001, **23**(5): 606 – 609. (in Chinese))
- [10] 殷宗泽, 袁俊平, 韦 杰, 等. 论裂隙对膨胀土边坡稳定的影响[J]. *岩土工程学报*, 2012, **34**(12): 2155 – 2161. (YIN Zong-ze, YUAN Jun-ping, WEI Jie, et al. Influences of fissures on slope stability of expansive soil[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2012, **34**(12): 2155 – 2161. (in Chinese))
- [11] TANG C S, CUI Y J, TANG A M, et al. Experiment evidence on the temperature dependence of desiccation cracking behavior of clayey soils[J]. *Engineering Geology*, 2010, **114**(3/4): 261 – 266.
- [12] TANG C, SHI B, LIU C, et al. Influencing factors of geometrical structure of surface shrinkage cracks in clayey soils[J]. *Engineering Geology*, 2008, **101**(3): 204 – 219.
- [13] 唐朝生, 施 斌, 刘 春. 膨胀土收缩开裂特性研究[J]. *工程地质学报*, 2012, **20**(5): 663 – 673. (TANG Chao-sheng, SHI Bin, LIU Chun. Study on desiccation cracking behavior of expansive soil[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2012, **20**(5): 663 – 673. (in Chinese))
- [14] TOWNER G D. The mechanics of cracking of drying clay[J]. *Journal of Agricultural Engineering Research*, 1987, **36**(2): 115 – 124.
- [15] MITCHELL J K, SOGA K. *Fundamentals of soil behavior*[J]. *Soil Science Society of America Journal*, 1976, **40**(4): 827 – 866.
- [16] LAKSHMIKANTHAM R, PRATPERE C, LEDESMA-ALBERTO. Experimental evidence of size effect in soil cracking[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2012, **49**(3): 264 – 284.
- [17] 袁 权, 谢锦宇, 任 柯. 边界约束对膨胀土干缩开裂的影响[J]. *工程地质学报*, 2016, **24**(4): 604 – 609. (YUAN Quan, XIE Jin-yu, REN Ke, et al. Effect of boundary constraints on desiccation crack of swelling soil[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2016, **24**(4): 604 – 609. (in Chinese))
- [18] 易顺民, 黎志恒, 张延中. 膨胀土裂隙结构的分形特征及其意义[J]. *岩石工程学报*, 1999, **21**(3): 294 – 298. (YI Shun-min, LI Zhi-heng, ZHANG Yan-zhong. The fractal characteristics of fractures in expansion soil and its significance[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 1999, **21**(3): 294 – 298. (in Chinese))
- [19] 唐朝生, 施 斌, 顾 凯. 土中水分的蒸发过程试验研究[J]. *工程地质学报*, 2011(6): 875 – 881. (TANG Chao-sheng, SHI Bin, GU Kai. Experimental investigation on evaporation process of water in soil during drying[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2011(6): 875 – 881. (in Chinese))
- [20] 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.
- [21] LIU C, TANG C S, SHI B, et al. Automatic quantification of crack patterns by image processing[J]. *Computers & Geosciences*, 2013, **57**(4): 77 – 80.
- [22] KODIKARA J, BARBOUR S L, FREDLUND D G. An idealized framework for the analysis of cohesive soils undergoing desiccation[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1997, **34**(4): 477 – 488.
- [23] 唐朝生, 施 斌, 刘 春. 影响黏性土表面干缩裂缝结构形态的因素及定量分析[J]. *水利学报*, 2007, **38**(10): 1186 – 1193. (TANG Chao-sheng, SHI Bin, LIU Chun. Factors affecting the surface cracking in clay due to drying shrinkage[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2007, **38**(10): 1186 – 1193. (in Chinese))

- 1186 - 1193. (in Chinese))
- [24] 唐朝生, 王德银, 施 斌. 土体干缩裂隙网络定量分析[J]. 岩土工程学报, 2013, **33**(12): 2298 - 2305. (TANG Chao-sheng, WANG De-yin, SHI Bin, et al. Quantitative analysis of soil desiccation crack network[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **33**(12): 2298 - 2305. (in Chinese))
- [25] MORRIS P H, GRAHAM J, WILLIAMS D J. Cracking in drying soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1992, **29**(2): 263 - 277.
- [26] FREDLUND D G, RAHARDJO H. Soil mechanics for unsaturated soils[M]. New York: John Wiley & Sons, 1993.
- [27] YESILLER N, MILLER C J, INCI G, et al. Desiccation and cracking behavior of three compacted landfill liner soils[J]. Engineering Geology, 2000, **57**(1): 105 - 121.
- [28] AMARASIRI A L, COSTA S, KODIKARA J K. Determination of cohesive properties for mode I fracture from compacted clay beams[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2011, **48**(8): 1163 - 1173.
- [29] 曾 浩, 唐朝生, 刘昌黎, 等. 控制厚度条件下土体干缩开裂的界面摩擦效应[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(3): 544 - 553. (ZENG Hao, TANG Chao-sheng, LIU Chang-li, et al. Effects of boundary friction and layer thickness on desiccation cracking behaviors of soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(3): 544 - 553. (in Chinese))
- [30] HUECKEL T. On effective stress concepts and deformation in clays subjected to environmental loads: discussion[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1992, **29**(6): 1120 - 1125
- [31] 刘昌黎, 唐朝生, 李昊达, 等. 界面粗糙度对土体龟裂影响的试验研究[J]. 工程地质学报, 2017, **25**(5): 1314 - 1321. (LIU Chang-li, TANG Chao-sheng, LI Hao-da, et al. Experimental study on the effect of interfacial roughness on desiccation cracking behavior of soil[J]. Journal of Engineering Geology, 2017, **25**(5): 1314 - 1321. (in Chinese))
- [32] SHORLIN K A, DE BRUYN J R, GRAHAM M, et al. Development and geometry of isotropic and directional shrinkage-crack patterns[J]. Physical Review E Statistical Physics Plasmas Fluids & Related Interdisciplinary Topics, 1999, **61**(6 Pt B): 6950.
- [33] GROISMAN A, KAPLAN E. An experimental study of cracking induced by desiccation[J]. Europhysics Letters, 2007, **25**(6): 415.
- [34] PERON H, HUECKEL T, LALOUI L, et al. Fundamentals of desiccation cracking of fine-grained soils: experimental characterisation and mechanisms identification.[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2009, **46**(10): 1177 - 1201.
- [35] PERON H, LALOUI L, HU L, et al. Desiccation cracking of soils[J]. Chemosphere, 2009, **13**(7/8): 869 - 888.
- [36] 唐朝生, 施 斌, 崔玉军. 土体干缩裂隙的形成发育过程及机理[J]. 岩土工程学报, 2018: 1415 - 1423. (TANG Chao-sheng, SHI Bin, CUI Yu-Jun. Behaviors and mechanisms of desiccation cracking of soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018: 1415 - 1423. (in Chinese))
- [37] TOLLENAAR R N, PAASSEN L A V, JOMMI C. Observations on the desiccation and cracking of clay layers[J]. Engineering Geology, 2017, **230**: 23 - 31.
- [38] LU N, LIKOS W J. Unsaturated soil mechanics[M]. J. Wiley, 2004.
- [39] TANG C S, SHI B, LIU C, et al. Experimental characterization of shrinkage and desiccation cracking in thin clay layer[J]. Applied Clay Science, 2011, **52**(1): 69 - 77.

本期广告索引

- 封 2 北京筑信达咨询有限公司
封 3 北京理正软件股份有限公司
封 4 上海分元土木工程有限公司

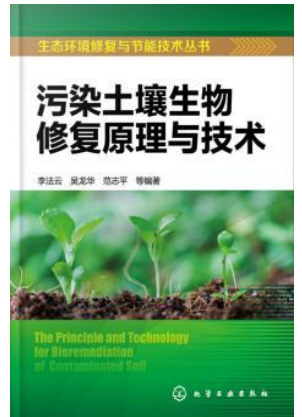
土壤生物工程技术在水利生态修复中应用

——评《污染土壤生物修复原理与技术》

徐水平

(河南水利与环境职业学院水利工程系, 郑州 450008)

科学技术是一把双刃剑, 它既能够通过经济和社会发展以造福于人类, 同时也在一定条件下为人类的生存和发展带来消极后果。经济的快速发展使得大量的工业、医疗、农业等化学废弃物品危及土壤环境, 土壤生物遭到了严重的污染。众所周知的是, 土壤污染已成为限制中国农产品国际贸易和社会经济可持续发展的重大障碍之一, 土壤污染已成为当前生态环境中的亟待解决的问题。由李法云、吴龙华、范志平等主编的《污染土壤生物与修复原理技术》一书无疑是雪中送炭, 该书是生态环境学的内属学科, 是生态环境修复与节能技术丛书系列, 旨在为从事土壤污染控制与修复等领域的工程技术人员、科研人员和管理人员提供借鉴, 此外, 该书中提到的一些知识也能够为近几年来水利生态修复提供有效参考。该书共分为三篇十章, 第一篇详细介绍了土壤环境的性质、质量与典型污染物; 第二篇重点介绍生物修复的原理; 第三篇则是关于生物工程修复技术; 而十章分别论述了土壤的性质和环境容量、土壤污染与可持续利用、典型污染物在土壤环境中的化学行为及其生态效应、污染土壤微生物修复原理、植物修复原理、动物修复原理、生物修复工程技术、生物修复工程设计和项目管理以及生物修复技术工程应用案例。



一、注重从实际出发, 遵循理论联系实际原则

该书是关于生态环境修复与节能技术系列丛书, 重点介绍的是土壤的污染以及修复问题。书中强调理论要联系实际, 例如在书的绪论中就谈到了当前我国土壤污染的现状以及修复的紧迫性, 并对当前我国土壤污染中出现的一系列问题, 提出了相应的理论基础, 以及针对性的修复技术。可持续发展是应时代的变迁、社会的经济发展而提出的一个新的发展观, 可持续发展的核心思想是, 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充分的资源和良好的资源环境。而当前的土壤污染问题已经到了必须要结合可持续发展的理念才能得以又好又快解决的紧要关头, 该书中充分联系当前的发展状况, 将可持续发展理念融入其中, 以倡导公众用可持续发展的理念利用好土地资源。

二、因材施教, 对症下药, 难易结合

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, 注重因材施教, 讲究难易结合。例如书中提到的土壤的性质、质量和典型土壤污染物的化学行为及生态效应等都是从比较简单内容着手, 并在此基础上逐步深入, 充分地介绍了关于修复污染土壤微生物、植物修复和动物修复的基本原理。在介绍基本原理和主要内容的基础上, 适当地反映了污染土壤生物修复领域的最新研究成果以及进展状况, 不仅能够增加高等学校相关专业师生的知识储备, 还可以为从事土壤污染控制与修复等领域的工程技术人员、科研人员和管理人员作参考借鉴。

三、内容丰富, 例证充分, 详略得当

该书涉及的范围较为宽广, 内容丰富而不累赘, 例证充分而不繁杂, 可谓详略得当。书中在谈到一些较为晦涩、难以理解的问题时还列举了一些工程实例作为参考依据, 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。书中在生物修复工程技术、工程设计和项目管理以及生物修复技术工程提到的应用实际案例, 能够使读者对污染土壤生物修复的原理、发展和技术应用有较为明晰和透彻的了解。除此以外还在第三章当中将土壤污染与可持续利用充分联系在一起, 介绍了土壤污染是怎样产生的, 以期从源头解决问题, 并且介绍了土壤环境的质量标准, 大量列举了国内外各个国家关于土壤污染防治与修复相关法规, 对于不能够从源头阻止土壤污染的情况, 提供了一些相关法规作参考借鉴。

土壤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、赖以生存的物质基础。土壤污染对人类带来的只有百害而无一利。土壤中的污染物通过地下水的污染以及污染物的转移构成对人类生存环境多个层面上的不良胁迫和危害, 此外, 土壤污染还会降低农作物的品质, 使得食物的卫生品质被严重影响, 从而危害人们的身体健康。因此, 污染土壤生物修复应该成为当前环境问题当中首要解决的问题。污染土壤生物与修复的实践具有较强的现实意义, 既可以因材施教, 又可以满足当前社会经济发展中“既要金山银山, 又要绿水青山”的绿色发展理念的需要。而《污染土壤生物与修复原理技术》一书不仅为当前严重的土壤污染问题提供了充分的理论指导和技术支持, 此外, 在水利生态的修复中, 也能够一定程度上借鉴土壤生物工程技术来解决水利的修复问题。总而言之, 当前的土壤、水利等环境问题的修复刻不容缓, 该书告诉我们, 要注重从实际出发, 遵循理论联系实际原则, 还要注重因材施教, 讲究难易结合。在土壤修复等一系列环境破坏问题中, 该书具有重要的参考价值意义, 它是土壤污染修复中不可或缺的一部分。

作者简介: 徐水平 (1966—), 男, 汉, 江苏无锡人, 副教授, 研究方向: 水利工程建设与管理。

水利工程中的岩土地质勘察分析

——评《岩土工程勘察》

张竞超

(河南水利与环境职业学院, 河南 郑州 450052)

岩土地质勘察是水利工程建设发展中最重要的一环。科学的岩土地质勘察能够全面掌握水利工程地质情况,有效降低工程施工风险系数,为水利工程提供安全保障,提高工程建设的安全系数,推进水利工程的顺利实施,有效提高工程建设质量和水准。水利工程是一项复杂的系统性工程,必须要提高岩土地质勘察的重视度。但目前水利工程中岩土地质勘察还存在岩土勘探方法不合理,未能使用正确的勘探手段,缺乏科学性和合理性。忽视岩土地质勘察的价值,忽视岩土地质勘察的质量,对岩土地质勘察的监管力度小,勘察与施工建设脱节等问题。水利工程中的岩土地质勘察工作刻不容缓,由姜宝良著,黄河水利出版社出版的《岩土工程勘察》第2版(2016年8月1日)一书以岩土工程为主体,简要概述了岩土工程的相关内容,分析我国岩土工程勘察的发展之路,对岩土工程勘察阶段和勘察方法做系统论述,以下从该书的三大突出特点入手,全面解读岩土工程勘察,旨在为我国水利工程中的岩土地质勘察寻求发展方向,推动我国水利工程事业的发展。

内容详尽,全面探讨了岩土工程勘察工作。

该书作者以岩土工程勘察为研究对象,首先从整体上概述了岩土工程学科、勘察阶段和勘察方法,展望我国岩土工程勘察的发展。接着全面解读岩土工程勘察的理论和方法,对岩土工程勘察进行分级,鉴定和分类岩石和土,明确各类岩土工程勘察的基本要求。然后,解读不良地质作用和地质灾害,介绍特殊性岩土和地下水,展开工程地质测绘和调查,进行岩土测试,现场检验地基基础,检测地下水,形成岩土工程分析评价和成果报告,最后,结合岩土工程勘察实例,概述工程状况,明确勘察目的、任务及依据,指明勘察方法,检测场地工程地质条件,分析评价岩土工程。可以清晰的看出,该书内容在结构上是较为完整的,内容比较详尽,以先综述后分述的总分式来全面探讨了岩土工程勘察工作,在满足学习者循序渐进的学习需求的同时也有利于读者从整体上把握本书内容,为读者建立清晰可见的框架结构,全面了解岩土工程勘察的内容。

重点突出,深入解析岩土工程勘察的内容。

该书在全面探讨岩土工程勘察工作的同时突出勘察的基本内容,作者明确指出岩土工程的勘察要做好工程地质测绘和调查、原位测试、现场检验和监测、岩土工程定性或定量分析评价、成果报告等工作内容。明确工程地质测绘的目的要求、方法内容以及准备工作,对地基基础、不良地质、地质灾害、地下水等进行全面检验和监测,编制岩土工程勘察纲要,分析选定岩土参数,完成成果报告的基本要求。水利工程是一项综合性较强的工程,其岩土地质勘察又是重中之重的工作任务之一,抓住勘察的核心内容,才会达到事半功倍的效果。该书详略得当,重点内容突出,书中第七章到第十章都在叙述岩土工程勘察内容,篇幅较长,给读者留下深刻的印象,便于读者轻松掌握岩土工程勘察的重点,把握勘察基本要领,为水利工程中的岩土勘察奠定坚实基础。水利工程中的岩土地质勘察可以从工程地质调查和测绘、勘探及采取土试样、原位测试、室内试验、现场检验和检测等方面着手,提高勘察效率。

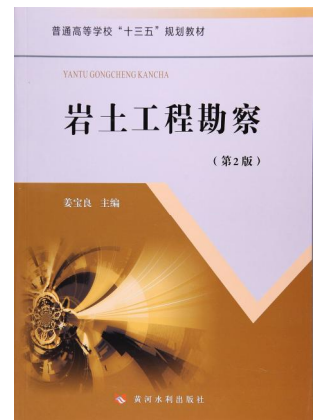
意义深远,指导水利工程科学勘察岩土地质。

一方面,科学运用勘察方法。该书作者指出水利工程中岩土地质勘察要运用科学的勘察方法,把握好先进技术与科学方法之间的平衡。随着科学技术的日益发展和工程勘察理论的不断成熟,各种新的勘察方法应运而生。水利工程建设是一项复杂的综合性工程,需要新技术新方法的有力支撑。在具体工程实践中,要结合岩土地质的实际情况,将多样化的勘察手段与科学技术结合起来,高校解决岩土地质勘察问题,推动水利工程建设与发展。

另一方面,重视勘察阶段工作。作者在书中指明,岩土工程勘察要重视勘察阶段的工作,协调好各阶段勘察力量。初期的选址勘察阶段要在研究相搜集到的资料和现场调查的基础上,根据规程勘察要求对拟建场地进行科学合理的评定,判断其建设的合理性。二期的初步勘察阶段,在选址勘察的基础上,依据所掌握的勘察信息对岩土工程地质进行测绘、调查及测试,判断地形、地质结构的稳定性,规划工程的平面布置图,对地基基础工程和不良地质、地质灾害、特殊性岩土、地下水等进行勘察和评价,并提出相应的整治方案。三期的详细勘察阶段,选取勘探孔深度,因地制宜,依据当地经验标准来确定岩土分类、鉴定标准、分布情况、结构,地下水的地质参数、埋藏量、作用评价等。

综上所述,水利工程中的地质勘察要在全面找准勘察内容的基础上,运用科学的勘察方法,深入勘察的各阶段,实现工程的有序建设和科学发展。该书内容详尽,重点突出,详略得当,意义深远,围绕岩土工程的勘察,系统的论述了工程勘察的基本内容、勘察阶段和基础要求。既可作为高等院校岩土工程及相关专业的教材,也可作岩土工程从业人员的学习参考书目,是岩土工程勘察工作中值得收藏的一本佳作。

作者简介:张竞超(1972—),女,汉族,河南郑州人,硕士,副教授,主要研究:水利工程,水利工程管理。



理正深基坑平面有限元软件

震撼来袭

主要功能

软件采用二维图形化和参数化结合的建模方式，采用平面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洞时，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。

前后处理

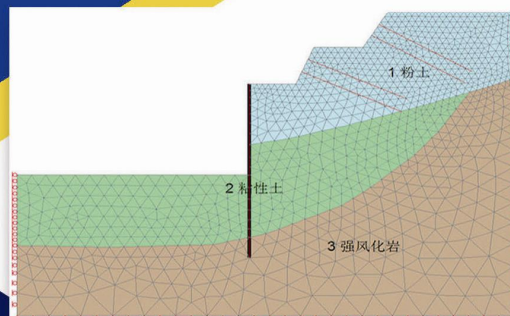
前处理充分考虑到基坑工程专业特色，操作便利直观；后处理可以输出图文并茂的各种位移、应力应变、结构内力图形。

环境影响

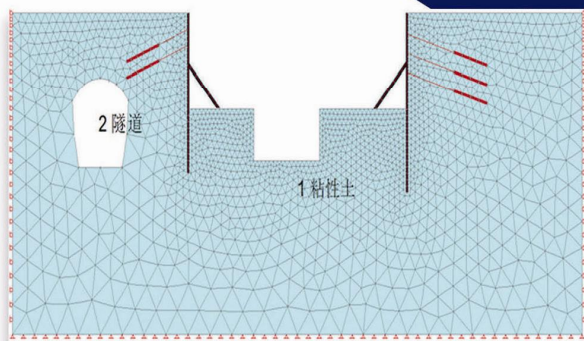
考虑基坑周边有建筑物或隧洞时，坑壁侧向位移和地表沉降计算；还可进行复杂地质条件下坑内坑外地表不平整的基坑分析。

完全兼容理正深基坑软件

可直接读入深基坑软件例题，既可以直接计算，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。



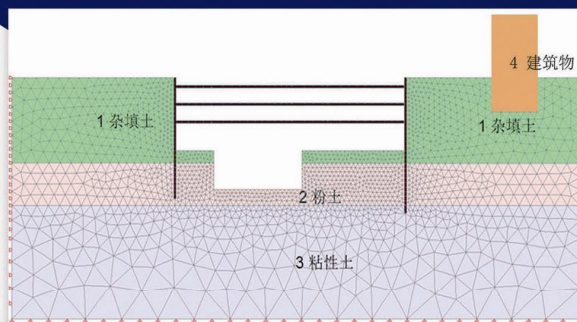
不均匀地层、排桩+土钉联合支护的多地层计算分析



坑边有隧道的多种支护组合

组合支护

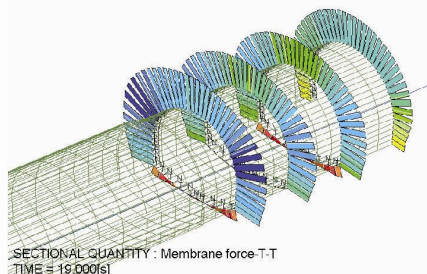
突破传统深基坑软件单一支护的限制，可进行多种支护的组合。比如排桩、水泥土墙、土钉、对撑、斜撑等多种支护模型组合支护的结构分析。



坑边有建筑物的多种支护组合



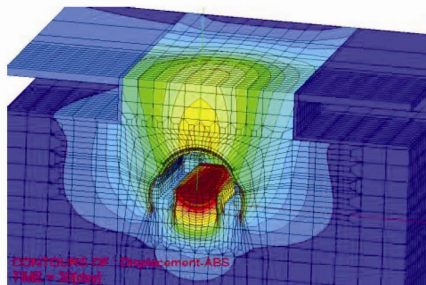
三维岩土有限元分析软件 Z_SOIL.PC2016



SECTIONAL QUANTITY : Membrane force-T-T
TIME = 19,000[s]

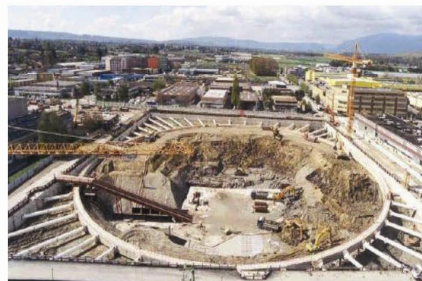
功能简介

- 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 - 非饱和渗流分析(瞬态、稳态流)
- 流固耦合和其他耦合分析
- 蠕变分析
- 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
- ◇ 虚拟土工试验室工具箱
- ◇ 提供基坑支护建模模板
- 参数分析
- 自动计算初始应力场和稳定渗流场



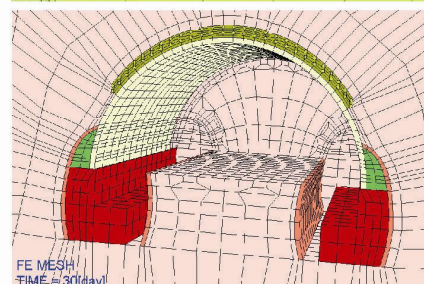
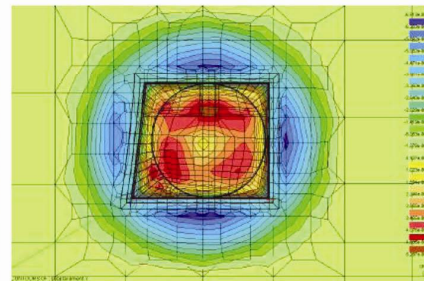
软件介绍

- 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

- ◇ 混凝土的弹塑性损伤模型
- Mohr-Coulomb 模型
- Drucker-Prager-Cap 盖帽模型;
- Duncan-Chang 模型;
- Modified Cam-clay 模型
- HSS 小应变硬化土模型
- ECP-Hujeux 模型
- Multi-laminate 成层介质模型
- Hoek-Brown Smooth 模型
- Menétrey-Willam 混凝土软化模型
- ◇ 砂土液化模型
- 其他本构模型



单元库

- 桁架单元
- 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--65984546 传真: 021--65984546

A 栋 12 层 B27 室, 200433

手机: 158 0198 3135 QQ 群: 68722113

公司网站: www.geofem.com.cn

电子邮箱: sh_geofem@hotmail.com

GeoFEM

业精于专 止于至善

说明:

价格、服务、网络版、教育版用户购买附加许可权
使软件可用于商业目的、以及促销详情敬请电话或
Email 垂询。