

ISSN 1000 - 4548
CODEN YGXUEB

岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第 40 卷
Vol.40

第 1 期 (总 318 期)
No.1 (Total 318)

1

2018

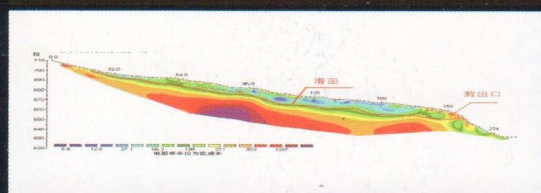
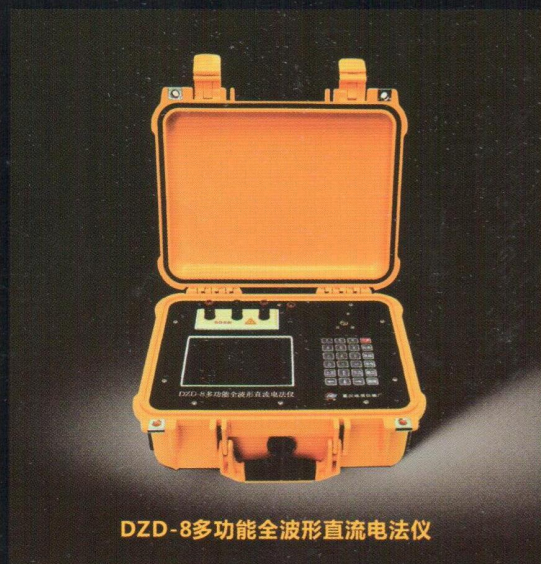
主 办

中国水利学会
中国力学学会
中国水力发电工程学会

中国土木工程学会
中国建筑学会
中国振动工程学会

ISSN 1000-4548





DUK-4超级高密度电法测量系统

主要用途：

岩溶、考古、人防工程勘察；堤防隐患、采空区、滑坡等地质灾害勘察；公路、铁路、桥梁、构筑物地基场地评价；地下水位探测及水资源勘查。

主要特点：

全球首创的电位电流全波形采集技术，可实时监控外界游离电干扰，全面提升原始数据质量；自由选择分布式或集中式进行高密度2D/3D模式下的自然电位/视电阻率/视极化率测量。



DZQ12/24/48 高分辨地震（面波）仪

可开展反射、折射、面波勘探，以及地震映像、地脉动、震动测量，还可开展桩基检测、剪切波速度测试，广泛应用于基岩、覆盖层、风化带调查，空洞、溶洞勘查，建筑物及桩基无损检测，爆破振动安全监测，岩体弹性力学参数测试，场地常时微动测量。



JKX-4钻孔全孔壁成像系统

主要用途：

观察钻孔中地质体的特征及细微构造，划分岩性，检测裂隙，可视化检查管桩、管道内的异常和缺陷。

主要特点：

高清——探管光照强度连续可调，高清还原全孔壁信息，无百叶窗或延时现象；高速——测试速度达到10m/min；高可靠——基于综合测井系统的防水密封技术；线缆长度：150—800米可选。



JGSB-1轻便工程测井系统

主要用途

水利水电、铁路、公路、市政、电力、交通、城建勘测等行业浅、中深度水文地质、工程地质综合数字测井。

可测参数

声波、自然电位、普通电阻率、三侧向电阻率、流体电阻率、极化率、井温、井径、井斜、流量、自然伽马、密度、磁化率、磁三分量等参数。

特点及功能

轻便-绞车采用Φ4.0三芯铠装电缆；电源方便-可使用直流12V或交流220V/50HZ作工作电源。



地址：重庆市沙坪坝区先锋街2号

销售热线：

023-65291554 89863540

技术服务：

023-89863101 89863541 89863772

传真：023-65291557

公司网址：www.cgif.com.cn

邮箱：cdy@cgif.com.cn

《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 40 卷第 1 期 (总 318) 2018 年 1 月出版

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 40, No. 1 (Total No. 318) Published in Jan. 2018

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。编者对稿件内容和论点不作改动。稿件一经选用应由第一作者参考审阅意见、稿面质疑、本刊体例作必要的修改补正或删减。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

黄文熙讲座

污染场地测试评价与处理技术 刘松玉 (1)

论 文

MICP 胶结钙质砂动力特性试验研究 刘汉龙, 肖 鹏, 肖 杨, 王建平, 陈育民, 楚 剑 (38)

20 万吨级卸荷式板桩码头离心模型试验研究 徐光明, 刘 阳, 任国峰, 顾行文 (46)

横观各向同性土的三维强度准则 路德春, 梁靖宇, 王国盛, 杜修力 (54)

飞机主起落架移动荷载作用下道基动力响应分析 凌道盛, 王云龙, 赵 云, 黄 博, 周燕国 (64)

基于赤平极射投影和 K-均值聚类算法的优势结构面分析 王俊杰, 冯 登, 柴贺军, 刘云飞 (74)

冻土二元介质模型探讨——以 -6℃ 冻结粉土为例 张 德, 刘恩龙, 刘星炎, 宋丙堂 (82)

基于土体的大变形分析钻井船插桩对邻近桩的影响 范怡飞, 王建华, 戴笑如 (91)

考虑风速影响的土表蒸发计算方法 滕继东, 单 锋, 张 升, 童 军 (100)

堆石体的填筑标准与级配优化研究 朱 晟, 钟春欣, 郑希镭, 高庄平, 湛正刚 (108)

黄土 (Q₃) 横观各向同性强度准则研究 许 萍, 邵生俊, 张 帅 (116)

弹性索理论在加筋土挡墙结构设计中的应用研究 王宗建, 马书文, 唐小双, 吴近明, 智贤平, 卢 谅 (122)

考虑有效应力的钻屑量理论分析及试验研究 唐巨鹏, 陈 帅, 李卫军 (130)

柱状节理玄武岩松弛圈尺寸效应及地应力影响 王 鹏, 洪望兵, 宋 刚 (139)

考虑多尺度结构的贯通节理岩体损伤摩擦耦合模型 刘 武 (147)

硫酸盐渍土水泥加固盐胀抑制剂研究 张佳兴, 裴向军, 韦 璐 (155)

短 文

坑内预留土作用下多支点支护结构的变形内力计算 张 浩, 郭院成, 石名磊, 马珍珍 (162)

某古建筑砖土结构基座病害探测分析 朱才辉, 李 宁, 郭炳煊, 刘钦佩 (169)

砂土地层土压盾构隧道施工掌子面稳定性研究 王 俊, 何 川 (177)

土工格栅纵横肋的筋土承载特性分析 王家全, 陆梦梁, 周岳富, 张亮亮 (186)

Coulomb 模型下考虑墙体侧向位移的土压力计算 谢 涛, 罗 强, 张 良, 蒋良淮, 连继峰 (194)

简 讯

向审稿人致谢 (201)

第十届全国基坑工程研讨会第 1 号通知 (征文) (73)

岩土及地下工程教育部重点实验室 (同济大学) 2018 年度开放课题申请指南 (90)

《岩土工程学报》征订启事 (129)

本期广告索引 (185)

《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

HUANG WEN-XI LECTURE

Geotechnical investigation and remediation for industrial contaminated sites LIU Song-yu (1)

PAPERS

Dynamic behaviors of MICP-treated calcareous sand in cyclic tests
..... LIU Han-long, XIAO Peng, XIAO Yang, WANG Jian-ping, CHEN Yu-min, CHU Jian (38)

Centrifuge modeling of 200000 tonnage sheet-pile wharfs with relief platform
..... XU Guang-ming, LIU Yang, REN Guo-feng, GU Xing-wen (46)

Three-dimensional strength criterion for transverse isotropic geomaterials
..... LU De-chun, LIANG Jing-yu, WANG Guo-sheng, DU Xiu-li (54)

Dynamic response of subgrade under moving loads of main landing gears
..... LING Dao-sheng, WANG Yun-long, ZHAO Yun, HUANG Bo, ZHOU Yan-guo (64)

Dominant discontinuities based on stereographic projection and *K*-means clustering algorithm
..... WANG Jun-jie, FENG Deng, CHAI He-jun, LIU Yun-fei (74)

Investigation on binary medium model taking frozen silt soils under -6°C for example
..... ZHANG De, LIU En-long, LIU Xing-yan, SONG Bing-tang (82)

Effects of spudcan penetration on adjacent piles based on large deformation of soils
..... FAN Yi-fei, WANG Jian-hua, DAI Xiao-ru (91)

New method for calculating soil surface evaporation considering effect of wind speed
..... TENG Ji-dong, SHAN Feng, ZHANG Sheng, TONG Jun (100)

Filling standards and gradation optimization of rockfill materials
..... ZHU Sheng, ZHONG Chun-xin, ZHENG Xi-lei, GAO Zhuang-pin, ZHAN Zhen-gang (108)

Strength criterion of cross-anisotropic Q_3 loess XU Ping, SHAO Sheng-jun, ZHANG Shuai (116)

Application of elastic cable theory in design of reinforced earth structure
..... WANG Zong-jian, MA Shu-wen, TANG Xiao-shuang, WU Jin-ming, ZHI Xian-ping, LU Liang (122)

Theoretical and experimental studies on drilling cutting weight considering effective stress
..... TANG Ju-peng, CHEN Shuai, LI Wei-jun (130)

Influences of size effect and in-situ stress of columnar jointed basalt relaxation zone
..... WANG Peng, HONG Wang-bing, SONG Gang (139)

Coupled damage and friction model for persistent fractured rocks considering multi-scale structures LIU Wu (147)

Salt expansion inhibitors for sulphated salty soil ZHANG Jia-xing, PEI Xiang-jun, WEI Lu (155)

NOTES

Calculation of deformation and internal force of multi-pivot retaining structure considering influence of earth berm
..... ZHANG Hao, GUO Yuan-cheng, SHI Ming-lei, MA Zhen-zhen (162)

Defect detection of an ancient building with brick-clay structure base ZHU Cai-hui, LI Ning, GUO Bing-xuan, LIU Qin-pei (169)

Face stability analysis of EPB shield tunnel in sand WANG Jun, HE Chuan (177)

Bearing characteristics of reinforced soil with longitudinal and transverse ribs of geogrids
..... WANG Jia-quan, LU Meng-liang, ZHOU Yue-fu, ZHANG Liang-liang (186)

Relationship between earth pressure and wall displacement based on Coulomb earth pressure model
..... XIE Tao, LUO Qiang, ZHANG Liang, JIANG Liang-wei, LIAN Ji-feng (194)

NEWS (73, 90, 129, 185, 201)

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

Invitation for original papers (head page II)

DOI: 10.11779/CJGE201801001

污染场地测试评价与处理技术

刘松玉

(东南大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210096)

摘 要: 针对中国工业污染场地开发利用的岩土工程关键问题, 全面总结了笔者及其课题组多年来的研究成果。主要包括 5 个方面: ①污染场地土体工程性质变化基本规律和污染场地分类评价方法, 阐明了重金属污染土和有机污染土的基本物理力学特性, 在总结国内外已有污染场地风险评价和工程分类的基础上, 提出了基于层次分析原理的污染场地指数分类法; ②基于多功能孔压静力触探 (CPTU) 的污染场地原位测试方法, 包括污染土的电阻率基本特征, 基于电阻率 CPTU 的污染场地原位测试方法, 基于 CPTU 的污染场地水力传导参数测试评价方法; ③重金属污染场地固化/稳定化处理技术, 揭示了重金属污染土固化/稳定化机理, 阐明了水泥系固化剂固化/稳定重金属污染土的有效性与不足, 提出了磷酸盐系固化剂和碱激发矿渣固化剂固化/稳定高浓度重金属污染土的方法, 从工程与环境安全二方面提出了固化/稳定法的施工工艺; ④有机污染场地曝气法处理技术, 采用研发的一维二维曝气模拟装置, 揭示了曝气法修复有机污染场地的气相运动规律、修复机理与效果, 建立了基于集总参数的污染物去除效果评价方法, 提出了曝气法工艺设计方法; ⑤污染场地竖向隔离技术, 提出了土-膨润土系竖向隔离墙材料设计关键参数确定方法, 揭示了土-膨润土系竖向隔离墙的长期防渗防污性能和化学相容性特征, 比较了隔离施工技术的特点, 对 SMC 工法的效果进行了分析评价。研究成果对中国污染场地再开发利用和城市可持续发展具有重要意义。

关键词: 污染场地; 原位测试技术; 电阻率; CPTU; 固化稳定化; 曝气法; 竖向隔离墙

中图分类号: TU449 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)01-0001-0037

作者简介: 刘松玉(1963-), 男, 东南大学特聘教授, 主要从事特殊地基处理、环境岩土工程、原位测试技术等方面的研究工作。E-mail: liusy@sedu.edu.cn。



Geotechnical investigation and remediation for industrial contaminated sites

LIU Song-yu

(Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China)

Abstract: Aiming at geotechnical problems in the redevelopment of industrial contaminated sites, the research achievements from the author and his group are thoroughly summarized. The researches includes five aspects: (1) Changes of fundamental behaviors of contaminated soils and contaminated site classification from the perspective of engineering properties. The physical and mechanical properties of heavy metal-and organic-contaminated soils are presented. Based on the risk assessment of contaminated sites as well as methods for soil classification in the literatures, the index classification for contaminated sites is developed using the analytic hierarchy process structure. (2) Application of piezocone penetration test (CPTU) to in-situ testing in contaminated sites. The resistivity characteristics of contaminated soils, testing methods for resistivity piezocone penetration tests in contaminated sites and permeability parameter evaluation for contaminated soil layers using CPTU are stated. (3) Advanced solidification/stabilization technology. Mechanisms of solidification/stabilization of heavy metal-contaminated soils are revealed. The effects as well as limitations of cement-based solidification/stabilization are illuminated. Phosphate-based binder and alkali-activated slag for solidification/stabilization of high-level heavy metal-contaminated soils are developed. Great effort on the improvement of solidification/stabilization construction technology has been conducted to enhance the engineering properties and environmental safety. (4) Treatment of organic-contaminated sites using air sparging. The air phase motion, treatment mechanism and treatment effect are understood via 1-D and 2-D air sparging model tests, and a design method for air sparging is established based on the

基金项目: 国家自然科学基金重点项目 (41330641)

收稿日期: 2017-12-01

lumped parameter. (5) Vertical barriers applied in contaminated sites. The determination methods for the key parameters in soil-bentonite vertical barrier are proposed. The long-term performance and chemical compatibility of soil-bentonite backfill is presented. Technical characteristics of construction technologies for vertical barriers are compared, and the construction quality of soil mixing cutter (SMC) method is assessed. These research achievements are of important significance in the redevelopment of contaminated sites and sustainable urban development.

Key words: contaminated site; in-situ testing; resistivity; CPTU; solidification/stabilization; air sparging; vertical barrier

0 绪 论

自20世纪中国城市化进程快速发展以来,全国城市化平均水平已由1958年的17.9%发展到2016年的57.35%。中国城市化进程高速发展为经济持续发展提供了强劲持久的动力,但也导致城市用地紧张、交通堵塞、环境污染等城市问题日益突出,严重制约了城市化的可持续发展。

由于历史原因,中国城市往往缺少总体规划、基础设施落后、工业区和生活区并存。为此,自20世纪80年代开始在全国范围内推行、实施产业布局调整和污染企业退城进园等战略。如北京首钢集团、南京化工园区等已经实施退城进园、关停并转工作,而所置换出的场地主要用于民用和商业开发用地。这些工业企业在建设和运营期间,对污染控制不严格、环保设施缺乏或不完善,使原址场地成为严重污染的工业污染场地^[1-4]。

所谓污染场地是因堆积、储存、处理、处置或其它方式(如迁移)承载了有害物质,经过调查和风险评估后确认污染危害超过人体健康或生态环境可接受风险水平的场地,又称污染地块^[5]。污染场地一般分为重金属污染场地、有机污染场地及其复合污染场地。

2014年4月17日中国环保部和国土部联合发布的《全国土壤污染状况调查公报》表明^[6]:全国土壤总的超标率为16.1%,污染类型以无机型为主,有机型次之,复合型污染比重较小,无机污染物超标点位占全部超标点位的82.8%。重污染企业用地、工业废弃地、工业园区等工业污染场地超标点位30%以上,主要污染物为锌、汞、铅、铬、砷和多环芳烃,主要涉及化工业、矿业、冶金业等行业。

与农业耕地表层污染不同,工业污染场地的污染深度最大可深达数十米。例如南京燕子矶化工厂有机物污染深度深达15 m,南通农药厂的氯化碱影响深度达8 m。天然土体中重金属和有机物富集,不仅污染土水体环境、直接危害人民身心健康,还会引起地基工程性质改变、造成工程损伤和破坏^[2,6-7]。

为此,2004年6月1日开始,原国家环保总局、环保部、建设部等先后制定发布了有关污染场地土壤环境保护的有关文件。2013年1月国务院印发《近期土壤

环境保护和综合治理工作安排》提出了未来5年中国污染土壤调查、治理、控制和监管等方面任务和目标;2014年环境保护部批准发布了5项污染场地系列环保标准:《场地环境调查技术导则》(HJ25.1—2014),《场地环境监测技术导则》(HJ25.2—2014),《污染场地风险评估技术导则》(HJ25.3—2014),《污染场地土壤修复技术导则》(HJ25.4—2014),《污染场地术语》(HJ682—2014)。2016年5月31日,国务院公开发布《土壤污染防治行动计划》(简称“土十条”),为中国土壤污染防治提供了政策依据,有力推动了中国污染场地处理研究的发展。另外北京市、上海市等多个省市政府也制定了有关污染场地的地方规程^[8-9]。

已有研究表明,土体受到污染后,其基本物理力学特性会发生明显改变,并引起土体工程性质的变化。对于既有建(构)筑物基础,当其使用期地基受到污染后,则会导致地基基础不同形式的破坏,影响地下工程施工和运营安全^[10-13]。

因此,对城市工业污染场地进行岩土工程研究与处理控制,使之既满足环境安全需要又达到再开发利用建设要求,是环境岩土工程学科面临的新课题^[2]。

为了解决岩土环境污染问题,20世纪80年代以来,岩土工程中一门新兴分支学科——环境岩土工程应运而生。1970—1980年间,美国颁布的几部环境法(RCRA, CERCLA, Superfund Law),标志着岩土工程师开始参与环境工程问题;总的来说,1980—2000年间,国际环境岩土工程研究的重点主要是城市垃圾卫生填埋技术相关的理论和技术问题,2000年以来污染土壤和地下水修复处理进一步拓展了环境岩土工程研究领域;与传统的岩土工程学科相比,环境岩土工程更强调大气、水、生物、化学等与岩土体相互作用,尤其强调化学和生物的作用,环境岩土工程的研究内涵也在不断丰富发展^[2-3,6]。近10年来,引入风险理论评价场地污染和处理对环境的影响成为趋势^[14-16]。

同济大学自20世纪90年代率先开始关注环境岩土工程问题,2000年以来浙江大学、河海大学等单位开始重点研究城市垃圾卫生填埋技术,取得了一系列成果,2012年颁布了《生活垃圾卫生填埋场岩土工程技术规范》^[17],有力地推动了中国环境岩土工程学科的

发展。本文针对中国工业污染场地,较系统地介绍了污染场地土体工程性质变化规律与评价方法、污染场地原位测试技术、重金属污染场地和有机污染场地的主要处理技术等。

1 污染土的工程性质与污染状态评价

1.1 污染土工程性质

污染场地的勘察调查与评价是整个污染场地管理流程的前端,是进行场地环境管理、场地利用规划与开发建设的基础。其目的是掌握场地的水文工程地质条件、污染特征和分布、提供场地特征参数,为场地风险评价提供资料支撑,为制定经济有效的场地治理修复方案和土地利用规划提供依据。为此我国近年来制定了有关导则和规范^[8, 16, 18]。

场地环境调查可分为三个阶段^[16]:第一阶段场地环境调查即污染识别阶段;第二阶段场地环境调查是以采样与分析为主的污染证实阶段;第三阶段场地环境调查以补充采样、现场测试和室内试验为主,获得满足风险评估及污染场地修复所需的参数。一般来说,场地经过第一阶段环境调查(污染识别),确认场地存在污染的可能性时,则开始进行污染场地的岩土工程勘察工作,即岩土工程勘察工作一般在环境调查工作第二阶段开始介入^[8],勘察方法主要包括钻探取样、现场污染成分测试、地下水观察井布置与试验、地球物理方法等。

土体污染后,其工程性状会发生明显改变,根据污染土工程性质改变的程度可以对污染场地土体进行初步评价^[18]。天然地基受到污染后,其工程性状如何演变,受很多因素的制约和影响^[19-20],首先取决于土颗粒、粒间胶结物和污染物的物质成分^[21],其次是土的结构和粒度、孔隙液体介质、吸附阳离子的成分及污染物(液体)的浓度等^[22],再者是土与污染物作用时间和温度。国内外诸多学者对工程性质的研究主要集中在常规的土工测试试验,同时,为了研究土体污染前后变化的机理,还进行了微观测试研究^[20]。

(1) 界限含水率

图1为不同浓度Zn、Pb、Cd污染土试样的液限、塑限和塑性指数变化曲线。由图可知,粉质黏土和黏土被重金属溶液污染后,液限、塑限均比污染前减小。对土样液塑性指标产生影响的化学作用主要有溶蚀作用、沉淀或结晶作用和阳离子交替吸附作用^[22-23]。

图2为不同含油率的柴油、煤油污染粉质黏土和黏土液限、塑限和塑性指数变化图。由图2可以看出,对于柴油和煤油污染的粉质黏土和黏土,随着含油率的增加,液限、塑限缓慢降低,塑性指数随着含油率增

加也有所降低^[24-25]。

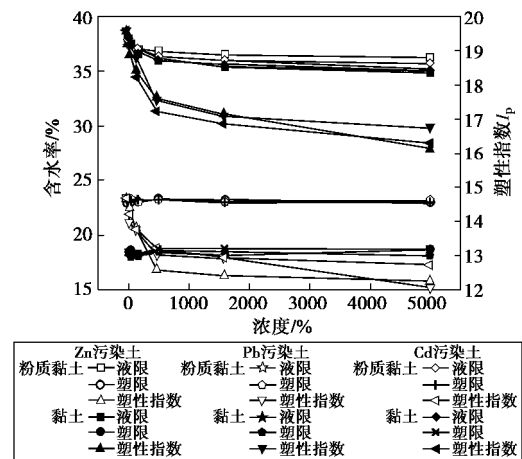


图1 不同浓度锌、铅、镉污染土的液、塑限及塑性指数对比

Fig. 1 Liquid limits, plastic limits and plasticity indices of Zn-, Pb-, and Cd-contaminated soils

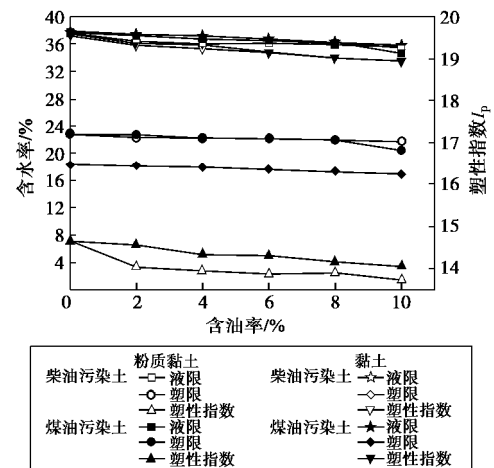


图2 不同油污土的液、塑限及塑性指数变化

Fig. 2 Liquid limits, plastic limits and plasticity indices of oil-contaminated soils

(2) 土的粒度成分

图3为不同重金属浓度下污染土的黏粒成分变化。可以看出,随着污染浓度的增加黏粒含量有所变小,而砂粒、粉粒含量变大。引起这一变化的原因主要是受到重金属锌污染后,土中某些胶体如有机无机复合胶体、游离氧化物胶体以及可溶性盐胶体和重金属污染物结合,使得颗粒间的连接力减弱^[24-25]。

(3) pH 值

土壤的pH值测试采用美国ASTM D4972—13规范进行。不同重金属污染浓度的土壤pH值测试结果见图4。随着重金属浓度的增加,土壤的pH值呈下降趋势。本文的污染物为硝酸盐类可溶盐,产生的硝酸盐离子使得土壤体现酸性特征,所以随着重金属污染

物的增加使得土壤的 pH 减小呈酸性变化。

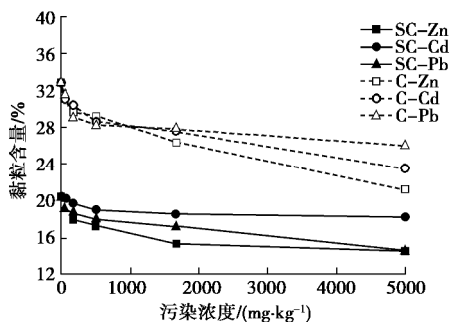


图3 不同浓度下污染土的黏粒成分变化

Fig. 3 Variation of clay content with metal concentration

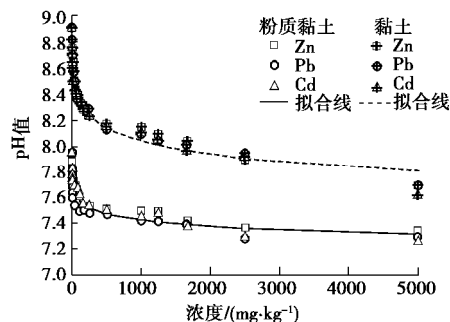


图4 不同污染浓度的土壤pH值测试结果

Fig. 4 Variation of pH with metal concentration

图5为两种油污染的南京粉质黏土和黏土pH值测试结果^[20]。柴油和煤油污染土表现为相似的变化规律，污染后的土体pH值降低，但随着含油率的增加，土体pH变化趋于平缓。

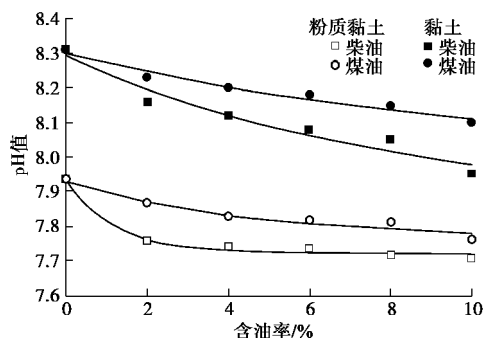


图5 不同油污染对粉质黏土和黏土 pH 的影响

Fig. 5 Variation of pH with oil concentration

(4) 抗剪强度

图6表明，3种重金属污染土壤样品（Zn、Cd、Pb）的抗剪切强度均随着污染浓度的增加而增加^[25-26]。而柴油污染土和煤油污染土的剪切强度则随着含油率的增加而减小^[20]（图7），且油污染对土体内摩擦角影响较小，对黏聚力c影响较大。

Sanad 等^[21]对不同含油率的原油污染科威特砂土，Khomehchiyan 等^[27]对原油污染的黏土，Rahman

等^[28]对受油污染的花岗岩沉积土，Nazir^[29]对埃及 Tanta 地区的机油污染的超固结黏土以及 Oluremi 等^[30]、Abousnina 等^[31]的研究得到了与本文结果相类似的结论。

但Kermani等^[32]对原油污染黏土测试结果表明，随着含油率的增加，内摩擦角、液限、塑限等指标增大，最优含水率、黏聚力、塑性指数均减小；Khosravi 等^[33]对汽油污染高岭土的测试结果则表明，随着汽油污染含量的增加黏聚力增大，内摩擦角和土体压缩性减小；塑限增大，液限减小，相应的塑性指数增大，其它学者如Akinwumi等^[34]、Nasehi等^[35]、何小红^[36]也得出了与本文结果不一致的规律。其原因可能是与各地土性成分和性质差异有关，因此需要对具体污染土的工程性质通过试验确定。

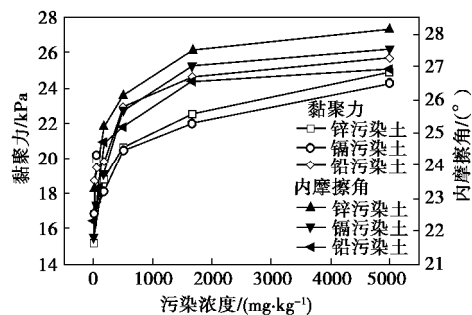


图6 重金属污染土黏聚力和内摩擦角与污染浓度关系

Fig. 6 Variation of cohesive force and frictional angle with metal concentration

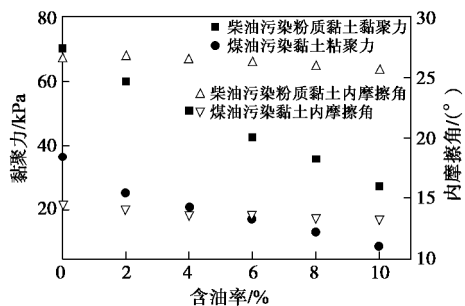


图7 油污染黏性土强度参数与含油率的关系

Fig. 7 Variation of cohesive force and frictional angle with oil concentration

(5) 孔隙结构

不同重金属污染黏土孔径分布曲线如图8所示。当溶液中的重金属浓度从0增加到5000 mg/kg时，对应于孔隙体积峰值的孔径从1增加到30 μm ，污染土壤的絮凝效应导致了孔隙结构的增大，不同污染成分的孔径分布曲线也得到类似的结果，污染土体结构的变化会引起土体宏观工程性质的变化^[37]。

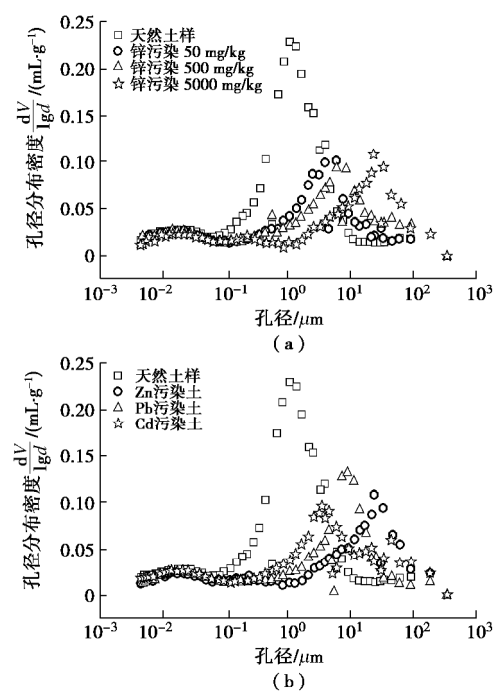


图 8 重金属污染土孔径分布

Fig. 8 Pore-size distribution of heavy metal-contaminated soils

图9为含油率为0%, 2%, 6%和10%的柴油污染黏土的孔径分布分析结果。污染土均呈“单峰结构”, 污染土体孔径有所增大。

方伟^[38]对柴油污染高岭土采用了环境扫描电镜和压汞技术对污染土孔隙结构进行了测试, 发现柴油污染高岭土的柴油含量存在一个阈值, 超过该值后污染土工程性质由水控状态转变为油控状态。

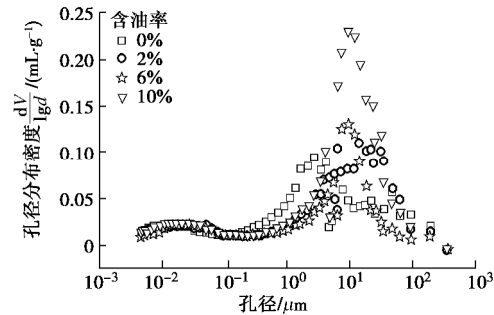


图 9 不同含油率的柴油污染土孔径分布

Fig. 9 Pore-size distribution of diesel oil-contaminated soils with various oil content

1.2 污染场地分类评价

对于污染场地, 特别是需要修复的污染场地, 在现场勘查、性质评价的基础上, 需要对污染场地进行分类及评价, 为合理规划修复后场地的未来使用功能提供依据。20 世纪 90 年代后, 欧洲一些国家相继提出了不同的污染场地分类标准。基于污染源特征、暴露途径和受体三方面对场地已有和潜在的健康及环境影响进行评估, 如加拿大国家分类系统^[39]、比利时

(Wallon 地区) 评分系统^[40]、美国废弃场地危险评级系统 (hazard ranking system, HRS)^[41]等。中国《污染场地风险评估技术导则》(HJ 25.3—2014)^[16]提出了场地风险评估的定义: 在场地环境调查的基础上, 分析污染场地土壤和地下水中污染物对人群的主要暴露途径, 评估污染物对人体健康的致癌风险或危害水平。

美国、欧洲、英国、加拿大等发达国家均制定了本国的环境风险评估模型, 其分析步骤基本类似, 不同评价模型的主要区别是暴露途径、计算算法、参数选定等^[42]。

事实上, 土体污染后其环境参数和工程性质均发生明显变化。许丽萍等^[43]提出了从地基土工程特性的指标变化程度、建筑材料的腐蚀性和对环境影响程度三项指标来评价建设场地污染程度的综合评价方法。吴育林等^[44]从人体健康及环境影响、污染土地下结构材料、污染土体三方面建立了污染土的综合风险评估体系, 并提出了相应的计算方法。

基于此, 本课题组以有机物污染场地为例, 对污染状态和分类评价方法进行了研究^[26]。通过对土性变化参数、土体物理力学参数和污染场地参数多因素综合分析得出“场地污染指数”SQ, 可综合反映污染场地的污染程度及工程特性。该方法以土性变化参数、土体物理力学参数和污染场地参数三者为准则层, 以土体塑性指数、土体电阻率、土体热阻率、污染物种类、污染物含量、用地类型等参数为指标层, 采用层次分析法构建了污染场地污染状态的评价体系如图 10。

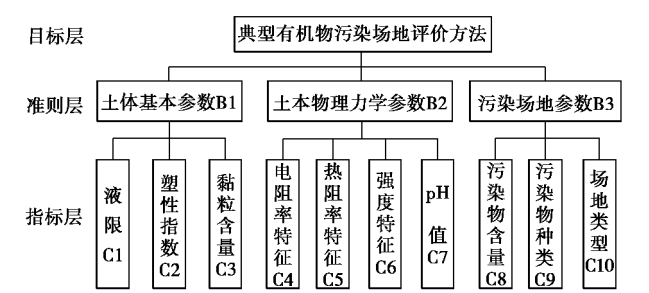


图 10 评价方法的多级递阶层次结构

Fig. 10 Multi-level hierarchical hierarchy evaluation method

参考《岩土工程勘察规范》(GB 50021—2001) (2009年版), 对污染物引起土性变化参数 (C1、C2、C3) 和土体物理力学参数 (C4、C5、C6、C7) 的变化率给出相应的评分值。如表1所列。

对于污染物含量C8的评价标准, 以《全国土壤污染状况调查公报》^[6]的评价标准为基础, 取其有影响的4个评价标准, 修改后的评分标准如表2所列。污染物

的含量以《土壤环境质量标准》（GB 15618—1995）^[45]中污染场地的筛选值为基准进行比较分析。

表1 影响因素评分表

Table 1 Score table of influence factors				
评分	10	30	50	100
影响程度	轻微	中等	较严重	严重
指标变化率/%	< 10	10~30	30~50	>50

注：“指标变化率”是指污染前后工程特性指标的差值与未污染指标之百分比。

表2 污染物含量评分表

Table 2 Score table of contaminant content				
评分	10	30	50	100
影响程度	轻微	中等	较严重	严重
污染物含量（以筛选值为基准）	1~2倍	2~3倍	3~5倍	> 5倍

有机物种类较多，按照有机物对人体毒性的^[40]大小，提出不同的评分标准，如表3所列。

表3 不同有机污染物评分

Table 3 Score table of different organic contaminants				
评分	10	30	50	100
毒性大小	无毒或微毒	低毒	中毒	剧毒
污染物类别	石油烃类和酚类化合物	有机农药	多环芳烃	多氯联苯等强致癌物

根据《土壤环境质量标准》，把污染场地利用类型分为农业用地、居住用地、商业用地和工业用地四类，在污染物含量相同时，场地污染程度越严重，评分越高。对应的评分标准如表4所列。

表4 场地类型及评分

Table 4 Score table of different sites				
评分	100	50	30	10
场地类型	农业用地	居住用地	商业用地	工业用地
污染程度	严重	较严重	中等	轻微

（1）根据不同因素的评分值及各自的权重值，按照式（1）计算出污染场地指数SQ，根据SQ大小对场地的污染状态进行分类评价。

$$SQ = \sum_{i=1}^n (C_i \times W_i)$$

(1)

式中， C_i 为不同因素的评分值， W_i 为不同因素权重值。

对于相同场地的同一种污染物所引起的污染，污染场地指数SQ总分值范围为[0, 100]，污染状态的评价分类标准如表5所示。

表5 场地污染状态分类表

Table 5 Classification of contamination site status				
污染指数SQ	≤10	10~30	30~50	≥50
污染状态分类	轻微	中等	较严重	严重

通过室内人工制备污染土与污染场地现场应用结果表明，评价结果与实际污染情况相符，说明本文建立的评价体系具有推广应用前景。

2 基于 CPTU 污染场地测试评价方法

污染场地测试目前主要采用钻孔取样和室内分析测试相结合的方法。钻孔取样分析对取样技术要求较高，否则会导致污染物向更大范围扩散；另外污染土样运输保存过程中也可能产生二次污染，且室内分析时间较长、费用较高，不能满足污染场地的快速评价的要求。因此，原位测试评价技术得到了快速发展^[3, 46]。常用的原位测试方法包括电阻率孔压静力触探法、地质雷达探测、电阻率层析成像技术、时间域反射法、瞬变电磁法等地球物理探测方法。

多功能孔压静力触探（CPTU）技术具有连续、快速、精确、多参数等突出优点^[46-47]，在污染场地测试评价中主要是通过电阻率和其它化学传感器等测试评价污染范围和程度，通过孔压消散试验评价场地地下水传导参数，给污染物运移分析和场地风险评估提供参数。

2.1 土的电导率模型

土的电导率实际上就是当电流垂直通过边长为1 m的立方体土时所呈现的电阻大小，单位为 $\Omega \cdot m$ 。土的电导率是表征土的导电性的基本参数，是电导率的倒数，是土的固有物性参数之一。

1942年，美国物理学家Archie^[48]提出了适用于饱和和无黏性土、纯净砂岩的电导率模型。随后，Keller等^[49]拓展了Archie 电导率模型的适用范围，使之可用于非饱和纯净砂岩；对于黏性土，Waxman等^[50]考虑到土颗粒表面导电性对整个土体电导率的影响，假定土的导电是通过土颗粒与孔隙水两个导体并联导体，提出了适用于非饱和黏性土的电导率模型；对于非饱和和黏性土，Mitchell等^[51]提出了土的三元导电模型。

分析表明^[52-53]，土的电导率是土体颗粒、孔隙液和微结构特征的综合反映，主要取决于土颗粒的矿物组成、大小、形状、排列、孔隙结构（包括孔隙率、孔隙的分布与连通情况）、孔隙液的化学成分、饱和度以及所处的环境温度等。如膨胀土的电导率变化特征如图11所示，可以根据电导率评价膨胀土的膨胀特征和结构变化特征^[54-55]。

2.2 土电导率室内测试方法

土的电导率室内测试方法可分为二类：一类是将土样放在定制的绝缘盒中，绝缘盒有圆柱体状，也有长方体状的 Miller soil box^[56]；另一类是把土样安装在通过改造的固结仪器或三轴仪器中，以便在常规试验中同步观测土样电导率的变化情况。美国 ASTM^[56]通常采用两电极土盒的方法来测土的电导率。该方法采用的是二相电极法，低压方波交流电，电流频率为

97 Hz。在现场土的电阻率测试中, ASTM 则通常采用 Wenner 四相电极方法。

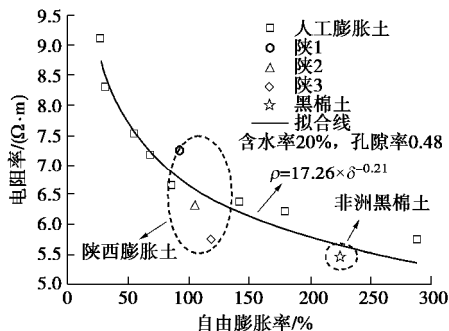


图 11 膨胀土电阻率随自由膨胀率的变化

Fig. 11 Relationship between resistivity and free swell ratio of expansive soils

根据上述分析, 笔者^[57]研制了室内土电阻率测试仪。该仪器采用交流、低频、二相电极, 交流电源频率从 20~100 Hz 细分为 9 档。并特定制了具有一定强度、刚度的绝缘配件, 以及适用于土工测试的特殊电极片, 另外, 可以与常规土工测试仪器匹配, 在试验过程中测试土的电阻率的变化规律。采用该电阻率测试仪研究了膨胀土、黄土、水泥土的电阻率特征, 明确了典型土体的性质与电阻率参数的关系^[58-59]。

2.3 污染土的电阻率变化规律

污染土的电阻率主要受污染物类型与浓度的影响。采用上述研制的电阻率测试仪, 对有机污染土和重金属污染土的电阻率特征进行了测试分析。

以南京地区常见的漫滩相粉质黏土为研究对象, 采用#0 柴油和煤油作为污染物, 人工配制了不同含油率的污染试样, 对不同状态下土体的电阻率进行了测试, 总结了含油率、土体水饱和度对污染土试样电阻率的影响规律^[20, 59-60]。

柴油含油率与电阻率的关系如图 12 所示, 电阻率随含油率的增加而线性增大。

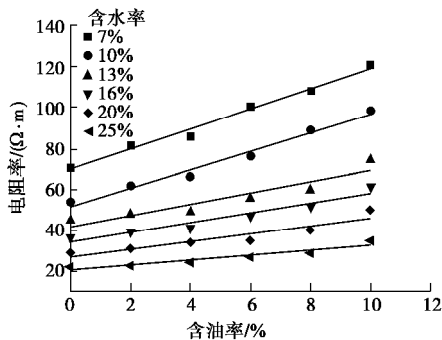


图 12 不同含水率柴油污染土电阻率与含油率的关系

Fig. 12 Relationship between resistivity and oil content of diesel oil-contaminated soils with various water contents

污染土体在不同含油率时, 含水率与电阻率间的关系如图 13 所示, 两种油污染土的电阻率均随含水率的增加而呈幂函数关系减小。

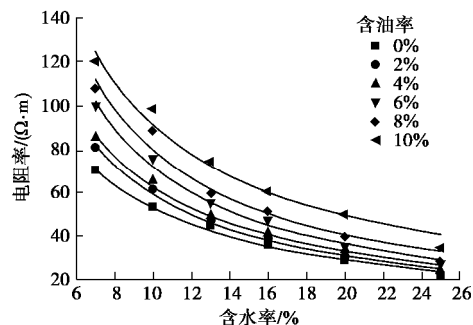


图 13 不同柴油含油率污染土电阻率与含水率的关系

Fig. 13 Relationship between resistivity and water content of

diesel oil-contaminated soils with various oil contents

引入“体积含湿率”和“油水饱和度”两个指标, 对油污染土的电阻率分析如下。

体积含湿率为土中水和油体积与土总体积之比, 即

$$b = (V_w + V_o) / V_s \quad (2)$$

式中, V_w 为水体积, V_o 为油体积, V_s 为土总体积。

图 14 给出了油污染土的体积含湿率与电阻率之间的关系, 随着体积含湿率的增加, 土体电阻率线性增大。

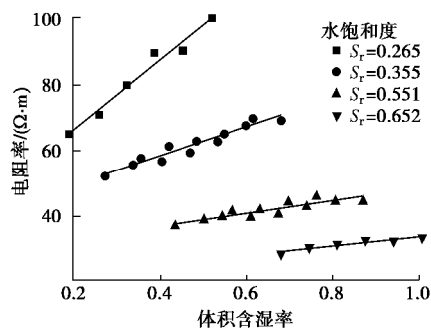


图 14 柴油污染土体积含湿率与电阻率间的关系

Fig. 14 Relationship between resistivity and oil content of diesel oil-contaminated soils with various saturations

图 15 为归一化之后的油污染土电阻率与体积含湿率之间的关系, 柴油污染土可用下式表达:

$$r_s / r_{un} = 0.729 + 0.273(b_s / b_{un}) \quad (3)$$

式中, r_s 为不同含油率土体的电阻率, r_{un} 为未污染土 (含油率为 0) 的电阻率, b_s 为不同含油率土体的体积含湿率, b_{un} 为未污染土 (含油率为 0) 的体积含湿率。

定义土中水和油体积与土中孔隙体积之比为油水饱和度, 采用 S_{ro} 表示。

$$S_{ro} = (V_w + V_o) / V_v \quad (4)$$

式中, V_w 为水体积, V_o 为油体积, V_v 为土体孔隙体积。

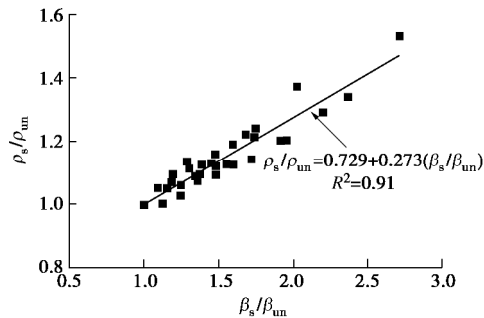


图 15 柴油污染土体含水率与电阻率间的关系

Fig. 15 Relationship between volumetric water content ratio and resistivity of diesel oil-contaminated soils

图 16 表明, 随着油水饱和度的增加, 电阻率呈幂函数关系减小。进一步地, 油水饱和度与油污染土电阻率的关系如图 17, 可用下式表达:

$$r_s/r_{un} = 1.01 \times (S_{ros}/S_{roun})^{0.457}, \quad (5)$$

式中, ρ_s , ρ_{un} 与前文相同, S_{ros} 为不同含油率土体的油水饱和度, S_{roun} 为未污染土的油水饱和度。

另外, 农药污染的粉质黏土与黏土电阻率测试分析结果如图 18, 电阻率变化幅度都随着农药含量的增加呈对数关系增大, 且变化幅度逐渐减小^[61]。

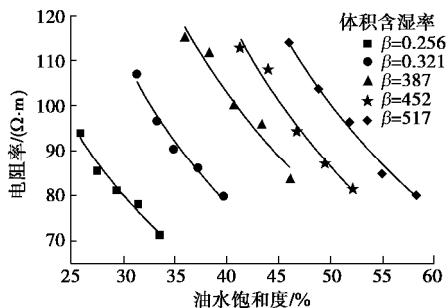


图 16 不同体积含水率下油水饱和度与电阻率间的关系

Fig. 16 Relationship between oil-water saturation and resistivity of diesel oil-contaminated soils

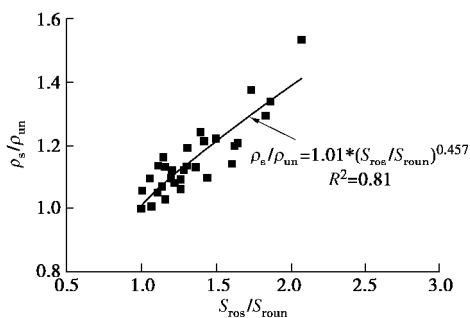


图 17 归一化后油水饱和度与电阻率间的关系

Fig. 17 Relationship between generalized oil-water saturation and resistivity of diesel oil-contaminated soils

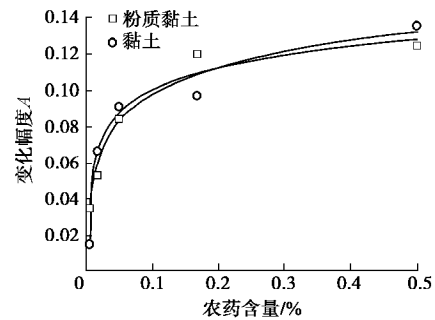


图 18 农药含量与电阻率变化幅度间相关关系

Fig. 18 Relationship between pesticide dosage and resistivity

采用硝酸盐溶液作为重金属污染源, 测试分析了重金属污染土的电阻率变化规律^[62-64]。图 19 为孔隙湿密度为 0.397 g/cm^3 下的 3 种重金属污染土的污染浓度与电阻率之间的关系图。3 种重金属污染土的电阻率基本一致, 略有不同, 主要因为 3 种重金属离子的导电性对比为 $\text{Zn}^{2+} > \text{Cd}^{2+} > \text{Pb}^{2+}$ 。

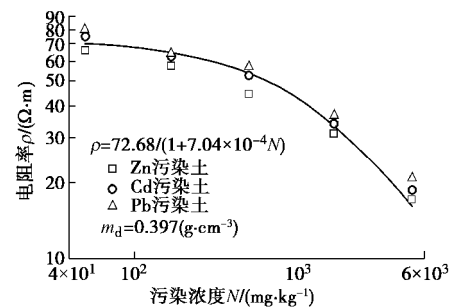


图 19 电阻率与重金属污染土污染浓度关系

Fig. 19 Relationship between metal concentration and resistivity

2.4 污染场地电阻率 CPTU 测试方法

土的电阻率原位测试方法主要包括电极法和电阻率探头法 (RCPT) 两种。RCPT 设备的核心部分是电阻率传感器, 它是在常规孔压静力触探 (CPTU) 的基础上, 增加电阻率测试模块, 形成多功能探头。国际上常用的 RCPT 探头主要有加拿大 UBC 探头^[65]、美国 Hogentogler 探头和 Furgio 探头等^[66]。

Fukue 等^[67]通过室内与现场的电阻率探头试验系统研究了电阻率法评价污染土的理论与方法。Campanella 等^[68]应用 UBC 的电阻率探头对加拿大 Richmond Fraser River 河口三角洲地区盐水入侵到砂土含水层 (新鲜水) 中的情况进行了勘测, 以体积电阻率低于 $5 \text{ } \Omega \cdot \text{m}$ 确定出盐水入侵线的分布范围。

东南大学在引进美国 Hogentogler 探头基础上, 研发了四电极电阻率探头 (图 20), 并进行了测试应用。

图 21 为现场测试的土电阻率与液限和塑性指数的关系^[69-70], 与 Abu-Hassanein 等研究成果相类似^[71]。

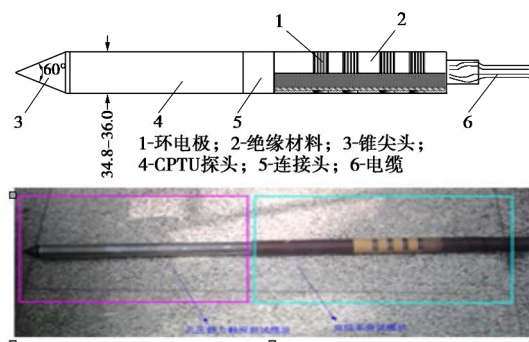


图20 电阻率 RCPT 探头示意图

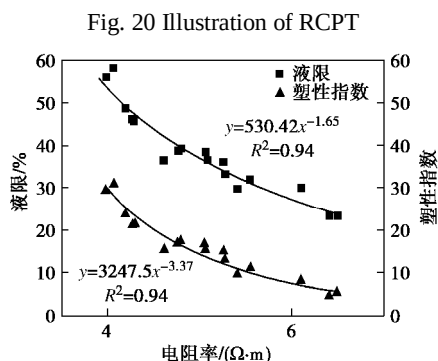


图 21 南京金陵图书馆场地电阻率与液限、塑性指数的关系

Fig. 21 Variation of liquid limit and plasticity index with resistivity at New Jinling Library site

对江苏省南通农药厂污染场地进行了测试分析。该厂1964年建成,以生产有机氯类、氨基甲酸酯类、除草剂类农药等为主,搬迁后于2005年关闭。为评价其污染状况,在场地进行了4孔RCPT测试分析与评价。场地环境调查表明,该场地污染类型以分为两大类:有机物(有机磷)污染和无机物(氯化碱和漂白粉)污染。典型RCPT试验结果和土层剖面图见图22(有机物污染)。

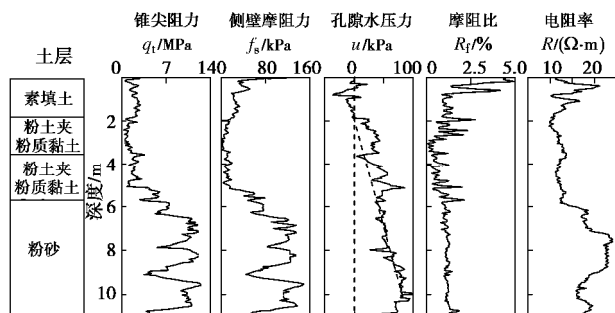


图 22 场地有机物污染典型 RCPTU 试验结果

Fig. 22 Typical results of RCPTU from organic-contaminated site

分析表明^[61],受到有机物污染的土层其电阻率均略高于受到无机物污染的土体电阻率。采用等效电阻率偏差率 $\Delta R/R_r$ (%),可以对污染程度进行评估:

$$\frac{\Delta R}{R_r} = \left(\frac{D_r}{D_{rr}} R - R_r \right) / R_r \times 100\% \quad (6)$$

式中, D_r 和 D_{rr} 分别为估算的相对密实度和相对密实

度参考值(%),取 $D_{rr} = 73\%$, R 和 R_r 分别为实测土体电阻率和电阻率背景值 ($\Omega \cdot m$)。

显然,当 $\Delta R/R_r$ 绝对值越大时,表明土受到污染的程度越大;当 $\Delta R/R_r < 0$ 时,表明污染物使得土体电阻率降低;反之,若 $\Delta R/R_r > 0$,则表明污染物使得土体电阻率增大。图23为不同试验孔下各深度处等效电阻率偏差率计算结果。

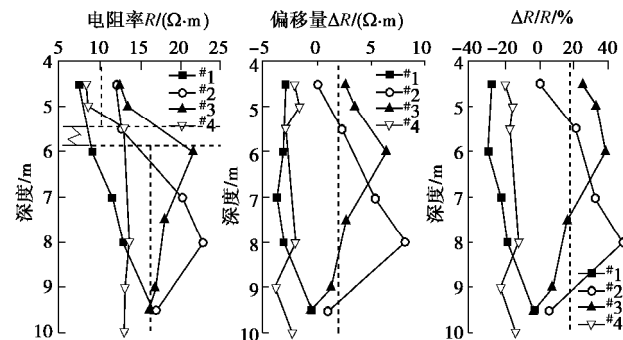


图23 污染场地电阻率解释结果

Fig. 23 Results interpreted from contaminated sites of RCPT

2.5 基于CPTU的场地渗透性评价方法

土的渗透特性是分析污染物运移和处理技术,进行污染风险评价的关键参数,目前确定渗透系数的方法主要有常规室内渗透试验和现场抽水试验、压水试验等方法。采用孔压静力触探(CPTU)测试确定土体渗透参数,具有准确、快速、扰动小、经济的特点,并能够反映含有互层和薄夹层的渗透特点。

CPTU 贯入过程中可同时连续测锥尖阻力 q_c 、侧壁摩擦力 f_s 、超静孔隙水压力及其消散过程。根据测得的超孔隙水压力消散曲线,可以确定土层的水平渗透系数 k_h 及固结系数 c_h 。东南大学在总结国内外 CPTU 技术的基础上,研发了数字式高精度 CPTU 系统,并编制了测试技术规程^[72]。

(1) 土体排水条件判别

CPTU 探头贯入过程中土的排水条件决定土体渗透系数的评估方法。1994年 Finnie 等^[73]利用归一化贯入速率 V ($V = vd/C_v$, 式中, v 为贯入速度, d 为圆锥探头直径, C_v 为固结系数)来定义排水边界界限,当 $V > 30$ 时为完全不排水边界,当 $V < 0.01$ 时为完全排水边界。

2007年 Elsworth 等^[74]根据 CPTU 的归一化锥尖阻力 Q_t 、孔压比 B_q 、摩阻比 F_r 提出了部分排水边界为 $B_q Q_t < 1.2$, $Q_t F_r < 0.3$ 和 $B_q / F_r < 4$ 。

2010年 Kim 等^[75]提出 $C_v < 7.1 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ 为完全不排水边界, $C_v > 1.4 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ 为完全排水边界;处于中间的为部分排水边界。

(2) 不排水条件下黏性土渗透系数的 CPTU 评价方法

黏性土中贯入满足上述完全不排水条件,因此可以基于孔压消散试验获得其固结系数,再得到渗透系数。孔压静力触探探头贯入过程中产生的超静孔隙水压力,可采用圆柱形孔穴扩张理论进行分析,得到孔压消散理论曲线^[46, 76]。

根据消散曲线, Houlsby等^[77]考虑了刚度指数 I_r ($I_r = G/S_u$, G 为剪切模量, S_u 为不排水抗剪强度)的变化效应,采用修正的时间因数 T^* ,利用下式计算得到水平固结系数 c_h :

$$c_h = \frac{r_0^2 \sqrt{I_r T^*}}{t}, \quad (7)$$

式中, T^* 为改进时间参数,可查表得到, $r_0 = 35.7$ mm。

利用孔压消散曲线能够计算土体的固结系数,而土体的渗透系数与固结系数存在以下的关系^[78]:

$$k_h = c_h g_w / E_s, \quad (8)$$

式中, E_s 为压缩模量, c_h 为土的水平固结系数, g_w 为水的重度。压缩模量 E_s 的确定可以根据地震波CPTU测定的剪切波速按图24确定。

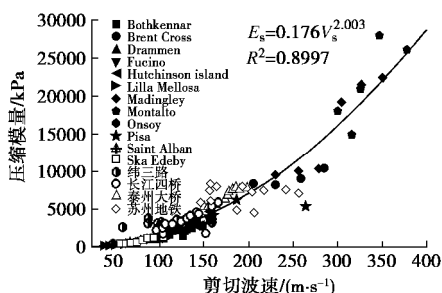


图 24 黏性土压缩模量与剪切波速的关系

Fig. 24 Relationship between constrained modulus and shear wave velocity of clayey soils

Parez等^[78]提出了直接从 t_{50} 得到渗透系数 k_h 的经验方法,近似计算式为

$$k_h = (251 t_{50})^{-1.25}. \quad (9)$$

图 25 为几种方法评价场地渗透系数与实测对比图。综合比较结果显示,对于长江三角洲沉积土,由于粉土和黏性土的混合特性,各种方法有一定的离散性,总体比室内试验结果大。

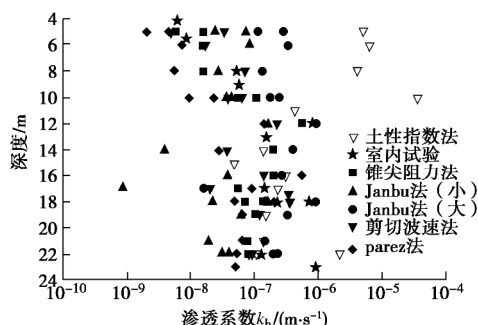


图 25 苏州地铁一号线不同渗透系数确定方法的比较

Fig. 25 Comparison among testing methods for hydraulic conductivity at Metro Line 1 in Suzhou City

(3) 部分排水条件下中间土渗透系数确定方法

Elsworth等^[74, 79]提出了采用 CPTU 测试指标,按 $B_q Q_t$ 确定原位渗透系数的方法,直接计算出土层的渗透系数。 B_q 为孔压比, Q_t 为归一化锥尖阻力:

$$B_q = (u_2 - u_0) / (q_t - s_{v0}), \quad (10)$$

$$Q_t = (q_t - s_{v0}) / (s'_{v0}). \quad (11)$$

式中 s_{v0} 为上覆应力 (kPa); s'_{v0} 为有效上覆应力, (kPa); u_0 为静水压力 (kPa); u_2 为锥肩孔压 (kPa)。针对 $B_q Q_t < 1.2$, $k > 10^{-5}$ m/s 的粉细砂类土,给出了下列公式计算渗透系数:

$$k = \frac{r_0 r_w K_D U}{4 s'_{v0}}, \quad (12)$$

$$K_D = 1 / (B_q Q_t), \quad (13)$$

Chai等^[80]对 Elsworth 方法的修正,提出采用半球面流的假定应当更加合理,并据此提出渗透系数计算公式。现在国际通用 CPTU 孔压元件均位于锥肩位置 (u_2),孔压分布和消散主要是水平方向,需要对上述方法进行改进,采用圆柱面形式,并假定初始超孔隙水压力分布呈负指数衰减:

$$u - u_0 = (u_2 - u_0) \exp[-0.3(r/r_0 - 1)]. \quad (14)$$

得到水平渗透系数修正计算公式:

$$k_h = \frac{r_0}{2h} \cdot \frac{K_D}{0.3} \cdot \frac{U r_0 r_w}{s'_{v0}}. \quad (15)$$

对国际标准规格的 CPTU 探头, $h = 5$ mm, $r_0 = 17.85$ mm, 本文修正方法计算的渗透系数约为 Elsworth 方法的 20 倍,约为 Chai 方法的 10 倍。

对苏州地铁玉山公园站、星湖街站、红庄站、竹辉路站、长江四桥、长江隧道、泰州大桥等试验场地进行了测试对比分析,以现场抽水试验和室内水平渗透试验为参考值,共计 56 组数据。结果如图 26, 27 所示,表明采用本文改进方法所计算的渗透系数较大,但与实测结果相近。

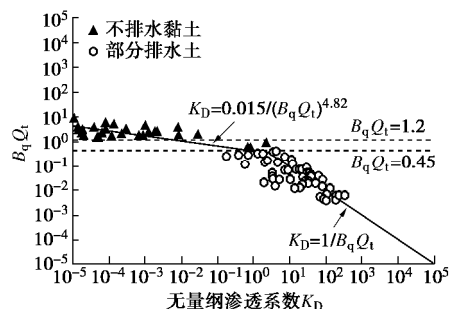


图 26 本文方法反演 K_D 与 $B_q Q_t$ 的关系

Fig. 26 Relationship between K_D and $B_q Q_t$

(4) 基于土性分类指数的渗透系数估算

Robertson等^[81]提出了土性分类指数的计算公式:

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \lg Q_m)^2 + (\lg F_r + 1.22)^2}, \quad (16)$$

$$Q_m = [(q_t - s_{v0}) / p_a] (p_a / s'_{v0})^n, \quad (17)$$

$$F_r = [f_s / (q_t - s_{v0})] \times 100\% \quad (18)$$

式中 q_t 为修正后锥尖阻力 (kPa); f_s 为侧壁摩阻力 (kPa); s_{v0} 为上覆总应力 (kPa); s'_{v0} 为有效上覆应力 (kPa); $(q_t - s_{v0}) / p_a$ 为归一化净锥尖阻力; $(p_a / s'_{v0})^n$ 为应力归一化系数; p_a 为大气压, 取 100 kPa; n 为随土性分类 (SBT) 而变化的应力指数, 对于竖向应力不大的情况下, 对粗粒土, n 取 0.5~0.9, 细粒土 $n = 1.0$, 对于竖向应力超过 1 MPa 时, $n = 1.0$ 。

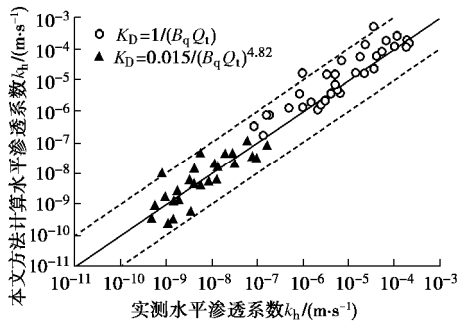


图 27 实测 k_h 与本文方法计算 k_h 对比

Fig. 27 Comparison between calculated values by proposed method and measured ones of k_h

课题组根据中国规范土分类方法创立了中国基于 CPTU 的土分类图^[82], 根据该分类图的土类指数范围可以评估相应土类的水平渗透系数^[83-84]。根据长江下游地区 7 个基坑工程的土性分类指数与测试的渗透系数统计结果如图 28 所示, 得到据此估计土的水平渗透系数修正公式:

$$k_h = 10^{-0.22 - 2.32 I_c} \quad (19)$$

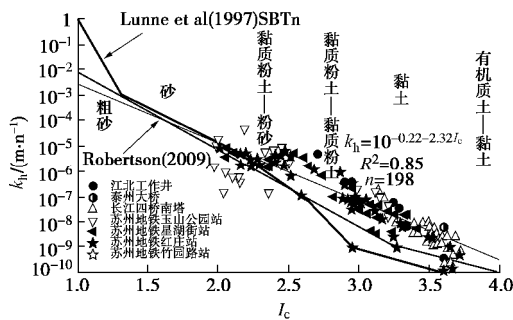


图 28 水平渗透系数 k_h 与土性指数 I_c 的拟合线

Fig. 28 Linear fitting of relationship between k_h and I_c

将上述估算土体水平渗透系数 k_h 的方法应用于上海中心大厦基坑工程, 得到的预测值与实测值对比如图 29 所示。从图 29 中可以看出, 本研究所提出的新解析方法能够给出与现场注水试验得到的结果相一致, 且比室内渗透试验高出 1, 2 个数量级^[85-86]。

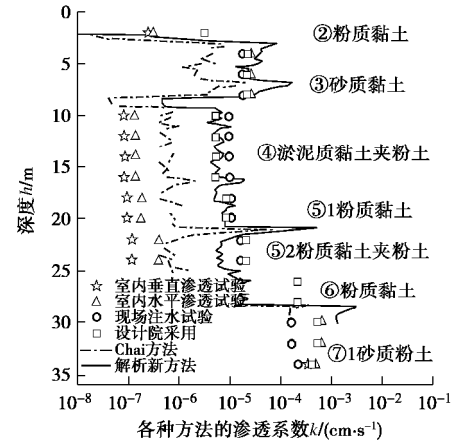


图 29 上海中心大厦不同试验得到的渗透系数与实测对比图

Fig. 29 Comparison of values of k_h evaluated using various testing methods in Shanghai Tower project

3 污染场地处理原则与方法

污染场地经过评估需要修复处理后, 其处理原则可按污染源、传播途径两个方面控制进行考虑: ①清除污染源: 在污染源位置对污染物质进行萃取、清除或者改变其成分与毒性; ②对传播途径进行控制: 通过固化稳定、隔离, 阻止其进一步扩散。具体修复处理设计时除了一般地基处理要求之外, 还需重点考虑下列因素: 场地再使用功能、场地环境风险评估、修复标准等。图 30 为现有污染场地(地基)处理方法分类图^[87]。

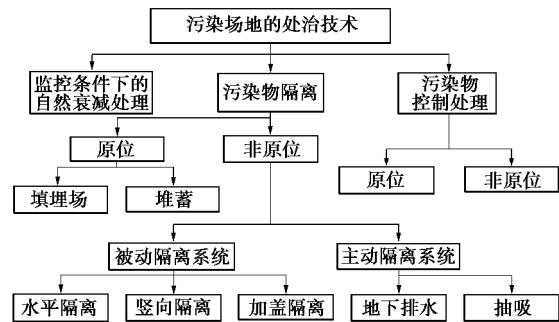


图 30 污染场地的处治技术分类

Fig. 30 Classification of treatment technologies in contaminated sites

污染场地处理方法分为三类, 即自然衰减处理、隔离和修复。

所谓自然衰减处理, 也称为内部修复, 指在适当的环境条件下, 利用自然界土体天然净化能力来去除污染物质的毒性, 通过必要的监控, 以确保去除毒性反应的进行。

隔离技术包括原位隔离和非原位隔离。非原位隔离是指将污染土开挖搬运走, 堆填至有害废弃物填埋

场或者直接在地表堆蓄,适用于污染物埋深较浅或污染成分复杂的场地。原位隔离包括被动隔离系统和主动隔离系统,被动隔离系统通过在污染场地周边进行加盖封顶或打设隔离墙等措施将污染源隔离,阻止土中污染物质环境影响与渗透污染的风险,该技术并没有在本质上改变污染物质的成分、毒性、内部的迁移趋势和污染土的体积,仅是限制污染物质的移动;主动隔离系统通过设置抽水井或排水沟收集被污染的地下水,该法简单易行,可防止大面积的污染物质迁移,但很难将污染物质降低到要求的浓度。

修复技术则是最积极的污染场地处治方法。污染场地的修复标准可分为两类:①基于指南或规范的修复方案:该方案将污染场地修复至未污染前的状态为修复目标;②基于风险评价的修复方案:该方案根据污染物质的种类、浓度、可能的暴露途径和潜在受害者进行场地风险评估,然后对场地的每种污染物质设定特定的浓度界限值作为修复的目标值,该方案不需完全消除污染物质。根据污染地基修复处理工程的位置可以分为原位修复技术与异位修复技术;根据修复原理可分为物理技术、化学技术、热处理技术、生物技术、自然衰减和其他技术等。常用污染物控制处理技术及其基本特点参见文献[3, 88]。

美国环保署(U.S. EPA)对超级基金项目1982至2005年间进行的977个场地修复方法进行了统计^[89]。统计表明原位修复技术462项,占总项目的47%,其中气相抽提法(SVE)是原位修复技术中最常用的方法,占原位修复项目的54%、总项目的26%;固化稳定技术(S/S技术)在原位和非原位修复技术中都得到了广泛应用,共占总项目的23%。下面重点介绍固化/稳定化、曝气法和隔离法技术。

4 固化/稳定化技术

固化/稳定化技术(solidification/stabilization,简称S/S技术)是一种控制污染物自污染体释放的技术。该技术通过搅拌等方式使固化/稳定材料与污染体发生物理化学反应,实现吸附和包裹污染物、改变污染物形态和性质、降低污染物迁移能力和毒性,最终将污染体转化为环境达标的可接受材料^[89]。该技术中的固化(solidification)指污染体经处理后形成一个具有一定强度和完整性的“结石体”;稳定化(stabilization)则指污染物与固化剂之间的化学反应,将固化/稳定材料统称为固化剂。目前,常用固化剂包括:①无机胶结类,如水泥、石灰、粉煤灰等;②有机黏结类,如沥青等;③化学药剂,如硫酸亚铁、氢氧化钠等;④玻璃质材料。其中以水泥应用

最普遍,美国环保署场地修复报道项目中居首(占40%)^[90]。

已有工程经验和对比表明,污染体(污染土、沉积物和污泥等)经固化/稳定化技术处治环境和工程指标同时满足二次开发和再利用要求,且修复成本低、修复效率高、施工技术成熟等优势,特别适用于重金属污染场地,应用比例达80%^[89]。

4.1 水泥系固化/稳定化重金属污染土

(1) 作用机理

硅酸盐水泥及其与粉煤灰、膨润土等衍生形式对重金属污染物的固化/稳定化作用可归结为4种机理:①水化产物(例如水化硅酸钙、水化铝酸钙、氢氧化钙等)与重金属的相互作用,以生成新结晶相的形式实现化学固定(即稳定化作用);②pH和氧化还原条件引起的重金属沉淀;③水化产物和黏土矿物表面对重金属的物理吸附;④水化产物对重金属形成的物理包裹。Chen等^[91]总结了各个水化阶段中水化产物与重金属相互作用的化学反应。Yousuf等^[92]则专门从水化产物的表面化学性质角度阐述了重金属污染对水化产物生成效率的作用规律。杜延军等^[88]和Halim等^[93]综合分析了重金属类型引起的固化/稳定化作用机理差异,并阐述了环境pH对固化/稳定化效果的控制机制;陈蕾^[87]通过铝/钙比(Al/Ca)和硅/钙比(Si/Ca)评价了重金属类型、污染程度、水泥掺量和龄期对硅酸盐水泥固化/稳定化重金属污染土水化反应程度的作用规律(图31)。

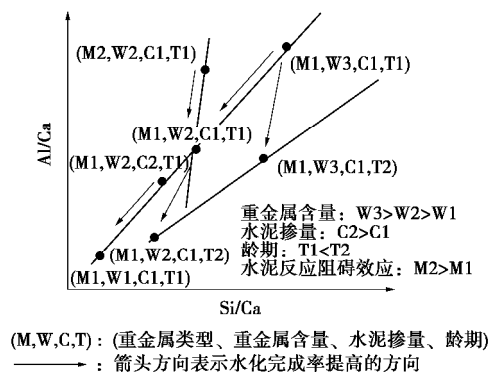


图31 Al/Ca-Si/Ca对水化完成率作用关系示意图

Fig. 31 Illustration of hydration rate using Al/Ca and Si/Ca

(2) 重金属固化土工程特性

硅酸盐水泥系固化/稳定化重金属污染土(CHMS)的工程特性指标主要是强度和渗透系数。美国EPA^[94-95]认为填埋场处理固化/稳定化废弃物需要其无限侧抗压强度(UCS)高于0.350 MPa,并建议渗透系数 k 小于 10^{-9} m/s或低于周边土渗透系数两个数量级;而其他国家和地区如荷兰、法国则要求

UCS 应不小于 1 MPa^[96-97]。

影响 CHMS 强度和渗透系数的影响因素主要包括污染类型和程度、养护条件(龄期、碳化条件等)、水泥掺量、干密度、水灰比和污染土的类型等^[98]。目前,国内外学者针对特定污染条件下 CHMS 无侧限抗压强度及渗透系数开展了大量研究,明确了养护条件、水泥掺量、水灰比和干密度的作用规律^[99-102]。重金属类型对 CHMS 工程特性的认识尚不全面,其具体涉及到 pH-Eh 环境、重金属赋存形态、水泥水化—重金属相互作用下新化学产物的溶解度及其与水泥水化产物尺寸相对大小等多种因素。

a) 强度特性

一般认为重金属对水泥水化有延缓和抑制作用,相同试验条件下 CHMS 的强度较未污染固化土呈不同程度地降低;另一方面,也有文献报道了 CHMS 强度高于未污染固化土的案例^[103-104]。已有试验研究结果显示,28 d 标准养护条件下水泥掺量达 5%,污染浓度小于 1% (1×10^4 mg/kg) CHMS 的无侧限抗压强度均满足大于 0.35 MPa 要求,普遍可达 1 MPa^[95, 103-106]。

近年来,东南大学课题组^[37, 107-113]系统性地研究了污染程度和类型、龄期 and 水泥掺量对水泥固化/稳定化铅、锌、铜、镉、镍污染土的强度特性。研究结果显示,污染程度对 CHMS 早期强度具有显著影响,并存在一临界浓度 $w(Mc)$ (100~500 mg/kg),该临界浓度前后,强度增长模式不同(图 32)。当重金属浓度小于 $w(Mc)$,重金属阳离子通过与钙离子的阳离子交换一定程度上促使了钙离子参与水泥水化,提升了 CHMS 早期强度, q_u 较未污染固化土高出 20%~40%;随着重金属浓度增大,重金属氢氧化物沉淀不断在水泥土颗粒周围形成致密不透水层,重金属离子消耗钙离子并形成重金属-钙形式复盐沉淀,导致 CHMS 长期强度增长相对缓慢,并出现了强度随龄期延长反而降低的现象。CHMS 本构关系研究结果显示,CHMS 达到极限强度后的破坏形式随污染程度增大由脆性破坏逐渐转变为塑性破坏,破坏应变范围则集中于 1%~2.5%之间。综合各种影响因素分析,分别提出系列无侧限抗压强度和变形模量 E_{50} 的预测评价方法。需要指出的是,就长期强度而言,水泥对铅污染土的固化/稳定化效果远优于锌、铜污染土试验结果,例如 7.5%水泥掺量的水泥固化/稳定化的高浓度锌污染土(>1%) 90 d 龄期时无侧限抗压强度仅为 73.3 kPa。冻融循环作用下 CHMS 强度破坏严重,相同试验条件下 4~12 次冻融循环导致 CHMS 无侧限抗压强度降低 50%~85%。

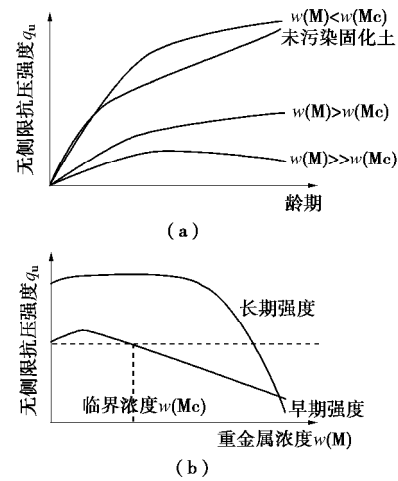


图 32 水泥固化/稳定化重金属污染土强度特性示意图
Fig. 32 Illustration of strength characteristics of portland cement stabilized/solidified heavy metal-contaminated soils

本课题组还研究了水泥固化 Pb、Zn 等污染土的电阻率等电学特性与重金属污染物浓度的相关性,提出了采用电学特性指标(胶结系数)定量评价污染物浓度对水泥固化污染土的胶结性强弱方法。

b) 渗透特性

综合已有 CHMS 渗透特性试验研究,CHMS 渗透系数介于 $10^{-10}\sim 10^{-6}$ m/s (表 6)。通常,水泥掺量越高,龄期越长,浓度越低,则 CHMS 渗透系数越小。近期, Du 等^[114]通过柔性壁渗透试验发现,模拟酸雨 (pH4.5) 渗透作用下水泥固化/稳定化铅污染土渗透系数增大 3 倍,并超出 10^{-9} m/s 的建议值。

表 6 硅酸盐水泥系固化/稳定化污染土渗透系数

Table 6 Hydraulic conductivities of portland cement stabilized/solidified heavy metal-contaminated soils

污染源 (浓度)	水泥掺量/%	龄期	渗透系数 $k/(m\cdot s^{-1})$	参考 文献
铅 (1%, 5%)	5, 7.5	1 d, 7 d	$10^{-7}\sim 10^{-6}$	[87]
铅 (1000 mg/kg)	20	7 d	$1.2\times 10^{-9}\sim 1.8\times 10^{-8}$	[99]
英国某工业污染 场地	10*, 20*	28~84 d	$3\times 10^{-9}\sim 2\times 10^{-8}$	[115]
英国某工业污染 场地	5, 10, 20	28 d~ 1 a	$2\times 10^{-9}\sim 6\times 10^{-8}$	[102]
英国某工业污染 场地	7.5%	3 a	3×10^{-11}	[116]

注: *水泥与矿渣总掺量。

4.2 重金属固化土毒性浸出特征

固化/稳定化修复效果评价的另一个重要指标是污染土经固化/稳定化后的固化体的毒性浸出特征,所谓环境安全性评价。

国际上尚未对固化/稳定化污染土形成统一的浸出试验方法和浸出量标准。目前,主要延用固体废弃物相关浸出试验方法,主要包括以浸出毒性 (TCLP) 试验为代表的萃取试验、半动态试验 (Tank 浸出试

验)和动态试验(土柱淋滤试验)三大类^[117-118]。谷庆宝等^[119]详细介绍了各国污染场地固化/稳定化修复的评价方法与标准。

已有试验研究均表明浸提液 pH 是硅酸盐水泥系固化/稳定化重金属污染土浸出量的控制因素。浸提液 pH 呈碱性时基本不出现重金属浸出;相反,浸提液 pH 降至 pH6 后重金属浸出量呈不同程度的增大;其中,铅、锌、镉、钴、砷(五价)和铬(六价)的浸出量可达污染土中重金属总量的 60%以上^[93, 120]。基于此,美国环保署所提出 TCLP 试验方法^[117]的浸提液 pH 最低,因此被用于评价固化/稳定化土最不利环境的浸出特性。中国针对不同工况分别提供了 3 种固体废物浸出毒性浸出方法^[121-123]。当试验测定浸出浓度超过评价标准所规定的浓度限值,则判定固化/稳定化处治效果不达标。目前,中国污染场地固化/稳定化修复的环境安全评价标准主要采用《危险废物鉴别标准浸出毒性鉴别》(GB 5085.3—2007)或 IV 类水质标准;为便于统一评价和比较,采用标准养护下 7, 28 d 龄期试样。中、美固体废物浸出毒性试验方法中浸提液和适用条件比较见表 7。

表 8 汇总了已有国内外学者通过 TCLP 试验对 CHMS 环境安全性的评价。总体上,对于低浓度的重金属污染土,水泥系固化剂能满足浸出浓度的环境要求。主要风险在于:①高浓度(如铅浓度> 1000 mg/L)

条件下浸出浓度超标;②固化/稳定化污染土 pH 呈强碱性(pH),对周边土水造成二次污染。导致重金属浸出的机制包括:①稳定化所形成水合氧化物、氢氧化物、重金属-钙形式复盐沉淀物发生逆转反应;②重金属自水化产物和黏土矿物表面的解吸附;③物理包裹作用失效;④水化产物中钙与重金属的竞争浸出。提高水泥掺量无法从本质上消除上述浸出机制,因此对降低浸出浓度作用有限^[87, 124-126]。Wang 等^[127]针对水泥固化重金属 Cu、Ni、Zn、Pb 和 Cd 污染土的长期淋滤特性及形态分布展开了试验研究,发现场地污染土壤在固化稳定化 17 a 后仍具有极好的环境安全性,其大部分试样 TCLP 浸出毒性满足饮用水标准。

与固化/稳定化固废的填埋处治不同,原位固化/稳定化重金属污染土通常将作为场地二次开发的地基土。TCLP 试验等加速浸出试验难以合理评价敏感水体环境作用下 CHMS 的长期浸出风险。目前国内外学者正积极开展这方面研究。主要研究方法基于美国材料与试验协会(ASTM)和欧盟标准(CEN)的半动态浸出试验和土柱淋滤试验;模拟工况涉及了酸雨侵蚀,硫酸盐和氯盐侵蚀,干湿循环和碳化作用等^[128-129]。

4.3 新型固化/稳定化材料

上述固化体毒性浸出特征研究表明,对于高浓度

表 7 中、美固体废物浸出毒性试验方法中浸提液和适用条件比较

Table 7 Comparison of leaching solution and application condition between methods from China and USA

试验方法	浸提液	适用条件
醋酸缓冲溶液法 (HJ/T 300—2007)	对碱性固废*, 取冰醋酸稀释液(pH2.64); 对非碱性固废, 取冰醋酸-氢氧化钠混合水溶液(pH4.93)	固废及其再利用产物中有机物和无机物的浸出毒性鉴别
硫酸硝酸法 (HJ/T299—2007)	对重金属和 SVOC, 取质量比为 2:1 的硫酸-硝酸混合液水溶液(pH3.2); 对氧化物和 VOC, 取水	固废及其再利用产物、以及土壤样品中有机物和无机物的浸出毒性鉴别
水平振荡法 (HJ 557—2010)	二级水	受地表水或地下水侵历时, 固废中无机污染物的浸出风险
毒性特征浸出试验(TCLP)	对碱性固废*, 取 0.1 mol/L 醋酸(pH2.8); 对非碱性固废, 取 0.1 mol/L 醋酸钠缓冲液(pH4.93)	模拟填埋场内城市垃圾分解产生的酸液对所填埋的固化/稳定化工业废弃物(5%)与城市垃圾(95%)的浸出风险
合成沉淀浸出试验(SPLP)	以密西西比河为界, 以西地区土, 取质量比为 1:1.5 硝酸-硫酸混合水溶液(pH5.0); 以东地区土, 该浸提液稀释至 pH4.2	模拟酸雨作用下, 土中无机和有机污染成分的浸出风险

注: *碱性和非碱性固废定义由规范^[117]具体中给出。

表 8 基于 TCLP 试验的硅酸盐水泥固化/稳定化重金属污染土(CHMS)环境安全性评价

Table 8 Environmental safety assessment of cement stabilized/solidified heavy metal-contaminated soils using TCLP method

重金属	水泥掺量/%	龄期/d	污染程度/(mg·kg ⁻¹)	浸出结果	参考文献
铅	4~15	7, 28	10 ² ~2×10 ⁴	污染浓度达 1000 mg/kg 时出现浸出浓度超标(> 5 mg/L)	[87, 99, 130]
锌	4~18	7, 28	2×10 ² ~2×10 ⁴	污染浓度达 1.5×10 ⁴ mg/kg 时出现浸出浓度超标(100 mg/L)	[87, 130]
镉	2~20	28	0.12~344	水泥掺量增至 5%时浸出浓度满足浸出限值(1 mg/L)	[131-132]
铜	7~20	28	37~59490	浸出浓度均达标(100 mg/L)	[132]
镍	7~20	28	23~253	浸出浓度均达标(5 mg/L), 与未处治浸出结果差异小	[132]
砷	9~20	7, 28	81~1000	浸出浓度均达标(< 5 mg/L), 较未处治时降低约 90%	[133]
铬(六价)	5~15	7~84	3000~7000	无法满足浸出限值(5 mg/L)	[105, 134]
硒(四价、六价)	5~15	7, 28	1000	无法满足浸出限值(1 mg/L)	[135]

注: 浸出限值标准采用《危险废物鉴别标准浸出毒性鉴别》(GB 5085.3—2007)。

的重金属污染土, 水泥系固化剂不能满足环境安全要求。因此, 需要研发新型固化剂来满足高浓度污染土固化/稳定的需要。通常是在水泥固化剂中添加粉煤灰、沸石、膨润土等来实现提高固化体对重金属的吸附性能和强度。近年来, 东南大学^[136-143]以改变固化/稳定化机理和工业废弃物再利用的研究思路出发, 分别提出了新型磷酸盐固化剂和碱激发矿渣固化剂。

(1) 磷酸盐固化剂

含磷稳定剂(例如羟磷灰石、磷矿石)固定重金属的机理包括有吸附、络合作、沉淀和共沉等多种形式; 其沉淀物最大的特点是在较大的 pH 范围内稳定, 极难溶解^[144]。对含磷矿物的酸化或活化改性释放磷是提高固定效果的关键。基于此, 东南大学提出了以酸化磷矿粉、磷酸二氢钾等含磷稳定剂为主要成分的磷酸盐固化剂, 并结合磷酸盐和氧化镁(MgO)的基本特性, 确立了磷酸盐+MgO 体系固化剂, 最终形成了磷酸二氢钾+氧化镁+酸化磷矿粉的新型磷酸盐固化剂(简称 KMP)。

试验结果表明, KMP 可以有效固定高浓度重金属污染土, 有效提高其酸雨侵蚀和冻融循环作用下的固化/稳定化效果与耐久性能, KMP 固化/稳定化污染土浸出浓度降为 CHMS 试验结果的 2‰~15% (图 33)。

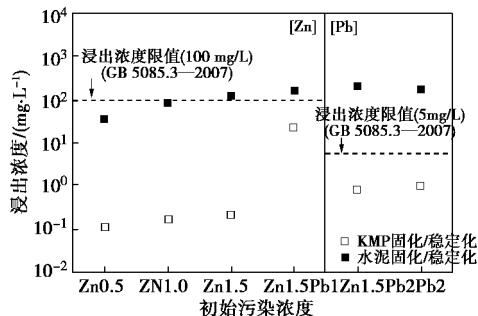


图 33 水泥和 KMP 固化/稳定化重金属污染土 TCLP 浸出试验结果对比 (28 d 养护)

Fig. 33 Concentrations of Zn and Pb leached from PC-and KMP-stabilized soils after 28 d curing

冻融循环作用下, KMP 固化/稳定化污染量损失率和体积变化率均小于 CHMS 试样, 强度则较 CHMS 试样普遍提高 1~2 倍, 最大达 6 倍(图 34)。半动态浸出试验研究结果表明, KMP 固化/稳定化污染土扩散系数为 $2.1 \times 10^{-13} \sim 3.6 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$, 较 CHMS 试样试验结果降低了 1, 2 个数量级。此外, 通过 SEM 面扫描和 EDS 分析(表面元素分析结果)表明: KMP 固化/稳定化过程中与重金属发生系列化学反应, 并形成了水合磷酸锌、锌-钙-磷复盐以及氟磷铅矿沉淀; 强酸环境和冻融循环作用下, 这些新产物没有明显减少; 而水泥固化体在强酸环境和冻融

循环作用下, Si/Ca 比较标准养护条件下分别增大了 5 倍和 1.7~5.7 倍, 结合图 31 可知, Si/Ca 比越大, 其固化/稳定化效果越差。

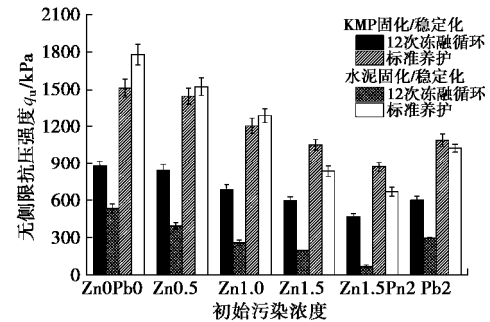


图 34 标准养护和 12 次冻融循环作用下水泥和 KMP 固化/稳定化重金属污染土强度对比

Fig. 34 Unconfined compressive strengths of stabilized soils under 12 freeze-thaw cycles and standard curing condition

(2) 碱激发矿渣固化剂

已有基于工业废弃物粒化高炉矿渣粉-氧化镁(GGBS+MgO)处理地基的研究发现, GGBS+MgO 固化土较水泥固化土在抗硫酸盐侵蚀和抗干湿循环的耐久性上具有显著优势^[145-147]。剑桥大学和东南大学分别拓展了其在固化/稳定化重金属污染土中的应用, Wang 等^[148]和 Jin 等^[116]对 GGBS+MgO 固化/稳定化修复 3 a 后的工业污染场地进行取样分析, 发现试样中铬、镉、铅、锌的浸出浓度均低于英国饮用水标准, 无侧限抗压强度可达 3.5 MPa 以上, 渗透系数则小于 10^{-10} m/s 。薄煜琳等^[141]则明确了酸雨侵蚀作用下 GGBS+MgO 掺量和 pH 环境对固化/稳定化铅污染土浸出浓度、有效扩散系数和强度的作用规律, 并建立了基于掺量、pH 和污染程度的强度预测公式。

4.4 施工工艺

固化/稳定化修复按施工位置可分为原地异位和原地原位施工两种。原地异位施工主要用于小规模污染土修复, 包括污染土开挖移出、固化/稳定化混合搅拌、回填碾压和设置顶部覆盖层等施工步骤; 原地原位施工则借助于深层搅拌设备直接在土层中形成固化/稳定化桩体, 也发展了整体搅拌技术固化/稳定化浅层污染土(<5 m)^[149]。

搅拌工艺和搅拌实际效果是施工阶段影响固化/稳定化效果的控制因素。Wang 等^[148]和 Jin 等^[116]分别报道了采用 GI ALLU 筛分斗搅拌和深层搅拌技术施工水泥和 GGBS+MgO 固化/稳定化污染土的无侧限抗压强度, 发现后者强度较前者高出数十倍; Day 等^[150]对采用高压旋喷技术施工的水泥固化/稳定化镉污染场地进行取样检测发现, 未充分均匀搅拌的部分试样的浸出浓度均未达标, 说明搅拌均匀性是原地固化技术控制的关键。

东南大学为克服中国原有搅拌技术的固有缺陷,发明了双向搅拌桩、钉形搅拌桩等系列搅拌桩创新技术,从根本上提高了搅拌技术的均匀性,实现了中国搅拌桩技术的变革,已在内地地基处理工程领域得到了广泛应用^[151-152]。在此基础上,又发明了应用于工业污染场地固化/稳定化修复的双向搅拌注入技术(图 35)。该技术不仅有效保证搅拌均匀性,同时通过水泥-化学药剂(例如芬顿药剂)的联合使用实现重金属-有机物复合污染场地的固化/稳定化与化学氧化/还原联合修复。该技术已经在南京污染场地修复工程中得到成功应用^[153-154]。

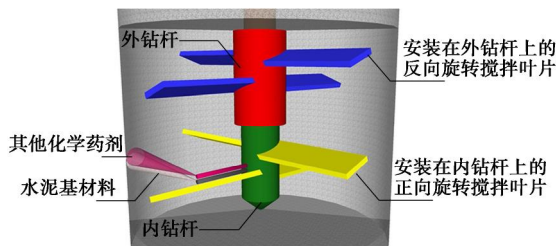


图 35 双向搅拌注入法原理示意图

Fig. 35 Illustration of bi-directional mixing-injection technique

5 污染场地曝气法修复技术

5.1 曝气法原理

曝气法(AS)是一种经济有效的修复污染场地中挥发性有机物(volatile organic compounds, VOCs)的技术,多被应用于有机污染场地。该方法通过将一定压力的空气注入含水层,空气向上通过饱和区形成独立气泡或连续通道,使污染物挥发并被带到包气带,然后被气相抽提系统清除。另外,AS过程中带入的氧气还能强化好氧生物降解过程^[155]。曝气法在实际工程中已经得到成功应用,2009—2011年间美国“超级基金”土壤和地下水治理项目中曝气法的应用比例比较高,达到了9%^[156]。

AS法源于美国新泽西技术研究所(NJIT)的有害物质管理研究中心(HSMRC)提出的气压劈裂原理^[157],其目的是通过向岩土体中注入高压气体形成裂隙,增加流体的流动通道,提高低渗透性土体的渗透系数,进而联合其它的污染物处置方法,以提高清除污染物的清除效率。刘松玉等^[158-161]将气压劈裂方法与真空预压结合,发明了劈裂真空预压法,并系统研究了土体中产生劈裂的准则和渗透性增大的基本规律,该方法在软土地基处理工程领域得到了推广应用^[162]。曝气法是一个复杂的多相传质过程,影响其处理效果的因素主要有场地条件、曝气压力、曝气流量、曝气井深度、污染物特性、影响区域的大小等^[163]。为此开

展了模型试验和理论研究。

5.2 AS气相运动规律的室内模型试验研究

曝气过程中气相运动规律是AS设计施工的一个关键问题,需要确定曝气影响半径(ROI)、形态和气相饱和度分布规律。目前,确定ROI的常用方法有四种:根据水位变化、地下水溶解氧变化、地下水气相压力变化以及污染物气相浓度变化来确定^[164-166]。Ji等^[167]通过模型试验研究,认为曝气形态主要取决于各土层渗透性、土颗粒尺寸以及曝气压力等参数;胡黎明等^[168]基于离心机试验发现,AS影响区圆锥角一般为 $15^{\circ} \sim 56^{\circ}$,且砂土较砾石的影响范围更大。

(1) 曝气室内模拟试验装置

自行研制了一维和二维室内模型试验装置及测试系统(图 36, 37),重点研究曝气试验中加入表面活性剂后气相运动规律,包括压力流量关系、气相饱和度、气流形态、影响半径、通道数等,同时探讨了不同表面活性剂加入方式的影响^[38, 169]。试验选用十二烷基苯磺酸钠(SDBS)作为表面活性剂,采用分析纯级试剂。

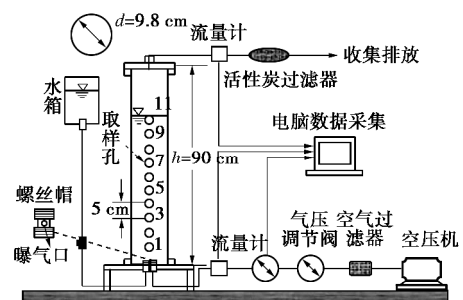


图 36 一维试验模型试验测试系统示意图

Fig. 36 Schematic diagram of one-dimensional model test system

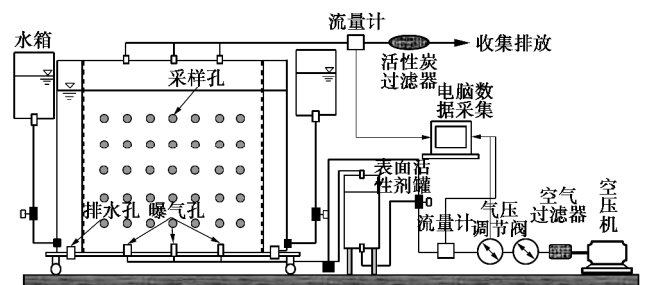


图 37 二维模型试验装置与测试系统示意图

Fig. 37 Schematic diagram of two-dimensional model test system

(2) 一维曝气试验成果分析

采用一维试验装置,开展了如表 9 所示的曝气试验,包括两种粒径砂土、常规曝气、表面活性剂溶液预饱和曝气和泡沫化表面活性剂曝气 3 种情况。为保证试验中砂土介质的干密度一致,试样采用砂雨法装填^[168]。

表 9 SDBS 强化曝气修复气相运动规律模型试验方案			
Table 9 Testing program of study on air flow model of SDBS enhanced AS			
试验类型	砂土粒径/mm	表面活性剂	表面活性剂注入方式
一维	0.5~1.0	否	—
		是	100 mg/LSDBS 溶液饱和和砂土 气体带动 1000 mg/LSDBS 产生泡沫进入砂土
	2.0~4.0	否	—
		是	100 mg/LSDBS 溶液饱和和砂土 气体带动 1000 mg/LSDBS 产生泡沫进入砂土
二维	0.5~1.0	否	—
		是	100 mg/LSDBS 溶液饱和和砂土 气体带动 1000 mg/LSDBS 产生泡沫进入砂土
	2.0~4.0	否	—
		是	100 mg/LSDBS 溶液饱和和砂土 气体带动 1000 mg/LSDBS 产生泡沫进入砂土

a) 压力与流量关系

图 38 所示为各曝气条件下压力与流量的关系,各种情况下压力与流量均呈较好的线性关系,其线性拟合汇总如表 10 所示。由于泡沫进入砂土孔隙中后一定程度上影响了气体的通过,泡沫化表面活性剂曝气的流量随曝气压力的增加而增大的速度较慢。而其中又以 0.5~1.0 mm 砂土泡沫化表面活性剂曝气时,流量随压力的增加而增大的速度最慢。

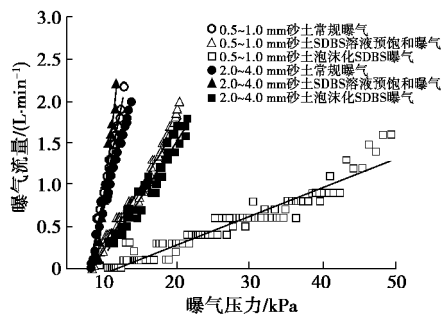


图 38 各曝气条件下压力与流量关系

Fig. 38 Relationship between AS pressure and air flow rate under different AS conditions

一般认为最小曝气压力(进气压力)取决于曝气点附近所需克服的静水压力和毛细压力,其计算公式如下:

$$p_{\min} = r_w g h_w + \frac{4s \cos q}{D} \quad (19)$$

式中 $p_{\min}$ 为最小理论曝气压力; r_w 为孔隙流体密度; h_w 为曝气点以上的液面高度; s 为气—水两相的表面张力,自来水的水—气表面张力为 0.072 N/m,而 100 mg/LSDBS 溶液的水—气表面张力为 0.036 N/m; q 为水和固体颗粒之间的接触角; D 为孔隙的平均直径,可取砂土的有效粒径值。

通过式(19)可计算得出理论最小曝气压力值,其与最小曝气压力实测值对比如表 10 所示。由于曝气系统存在压力损失,最小曝气压力的理论值比实测值偏小。因此, Kim 等^[17]提出应该对最小曝气压力公式进行修正,公式中还应加上气流通过曝气管,曝气口和气体通道的压力损失。

表 10 不同条件下曝气压力与流量间关系及进气压力实测与理论值比较

Table 10 Comparisons of relationship between AS pressure and flow rate and between measured and theoretical values				
曝气条件	Q 线性表达式	相关系数 R^2	实测 P/kPa	理论 P/kPa
0.5~1.0 mm 砂土常规曝气	$0.443P-3.526$	0.986	8.0	7.44
0.5~1.0 mm 砂土 SDBS 溶液预饱和和曝气	$0.152P-1.305$	0.980	7.8	7.25
0.5~1.0 mm 砂土泡沫 SDBS 曝气	$0.034P-0.402$	0.915	10.8	9.74
2.0~4.0 mm 砂土常规曝气	$0.347P-2.759$	0.992	7.8	7.20
2.0~4.0 mm 砂土 SDBS 溶液预饱和和曝气	$0.826P-7.481$	0.980	7.5	7.10
2.0~4.0 mm 砂土泡沫 SDBS 曝气	$0.139P-1.247$	0.961	10.5	9.50

从最小曝气压力理论值和实测值的相对大小关系来看,其规律基本保持一致,2.0~4.0 mm 砂土的进气压力普遍小于 0.5~1.0 mm 砂土的进气压力, SDBS 溶液预饱和和曝气的进气压力又小于相同情况下常规曝气的进气压力,而泡沫化 SDBS 曝气的进气压力最大。

b) 气相饱和度

图 39 所示为各曝气条件下气相饱和度与流量间关系,除了 2.0~4.0 mm 砂土泡沫化表面活性剂曝气,各曝气条件下气相饱和度随流量的变化均为先上升后基本保持不变的趋势。从气相饱和度的大小来看,表面活性剂溶液预饱和和曝气的气相饱和度最高,泡沫化表面活性剂曝气的气相饱和度次之,而常规曝气的气相饱和度最低。

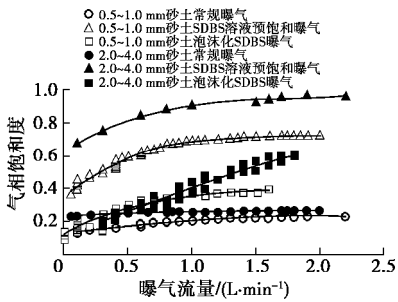


图 39 各曝气条件下气相饱和度与流量关系

Fig. 39 Relationship between air saturation and air flow rate under different AS conditions

c) 通道数

从各曝气条件下通道数与流量间关系(图 40)可以看出,在 0.5~1.0 mm 砂土中进行常规曝气时,随着流量的增大,后期的通道数会明显减少至较小值并趋于稳定状态,而以表面活性剂溶液预饱和则可以显著改善这一状况。

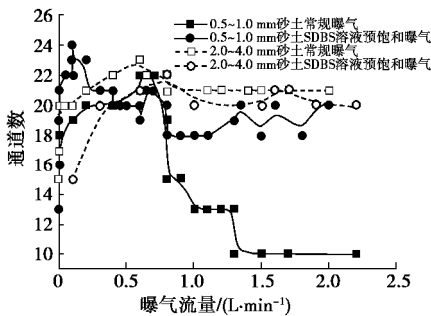


图 40 各曝气条件下通道数与流量关系

Fig. 40 Relationship between number of airflow channels and air flow rate under different AS conditions

d) 气体流动形态

试验发现,在 0.5~1.0 mm 砂土中曝气时,气体的流动形态为微通道流;在 2.0~4.0 mm 砂土中曝气时,气体的流动形态为气泡流,即气体在土壤介质中以离散、不连续的气泡运动。其典型流动形态见图 41。

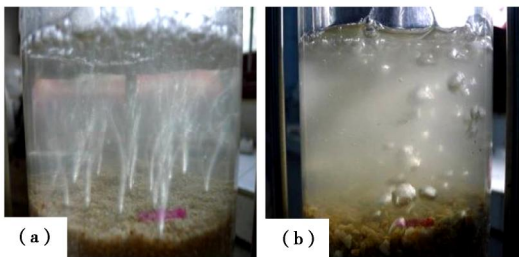


图 41 两种典型气体流动形态

Fig. 41 Two typical types of air flow

加入表面活性剂后,对气体的流动形态没有较大的影响。二维曝气试验结果与一维试验成果基本一致,在此不再赘述。

5.3 曝气法去除有机污染物效果的模型试验研究

开展了十二烷基苯磺酸钠(SDBS)强化曝气去除甲基叔丁基醚(MTBE)为代表的有机污染物的模型试验,试验方案如表 11。

(1) 一维曝气去除 MTBE 浓度变化

a) 0.5~1.0 mm 砂土

为了对 0.5~1.0 mm 砂土中常规曝气和泡沫化表面活性剂曝气两种条件时不同初始 MTBE 浓度条件下数据进行平行比较,并能直观反映上中下各点浓度差,对 MTBE 以取样点 1(底部)的初始浓度进行归一化后见图 42(a)。将总的时间换算成空气连续注入的时间后见图 42(b)。从图中可以看出,以曝气修复

试验开始后累计时间为横坐标时,泡沫化表面活性剂曝气时,相同时间下的浓度均高于常规曝气。

表 11 SDBS 强化曝气去除 MTBE 试验方案

Table 11 Testing program of study on removing MTBE by SDBS

enhanced AS tests			
试验类型	砂土粒径/mm	表面活性剂	表面活性剂注入方式
一维	0.5~1.0	否	—
		是	气体带动 1000 mg/L SDBS 产生泡沫进入砂土
	2.0~4.0	否	—
		是	气体带动 1000 mg/L SDBS 产生泡沫进入砂土
二维	0.5~1.0	否	—
		是	气体带动 1000 mg/L SDBS 产生泡沫进入砂土
	2.0~4.0	否	—
		是	气体带动 1000 mg/L SDBS 产生泡沫进入砂土

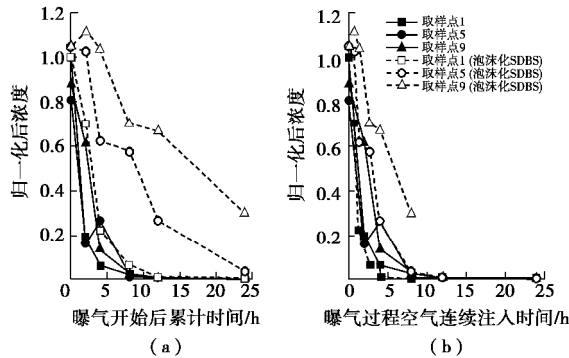


图 42 0.5~1.0 mm 砂土中各取样点 MTBE 归一化浓度随时间变化

Fig. 42 Variation of normalized concentration of MTBE with time in sand of 0.5~1.0 mm

b) 2.0~4.0 mm 砂土

将浓度进行归一化处理后如图 43 所示,从图中可以看出,以曝气开始后累计时间为横坐标时,泡沫化表面活性剂曝气时仅有取样点 1(底部)的去除效果

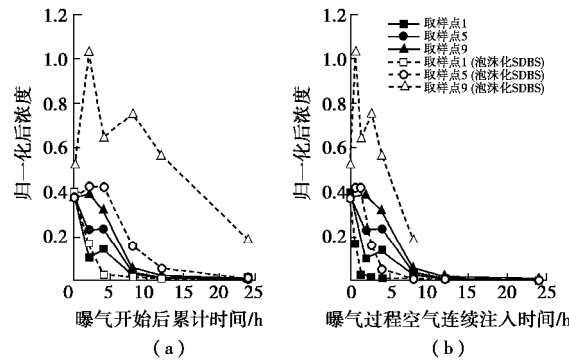


图 43 2.0~4.0 mm 砂土中各取样点 MTBE 归一化浓度随时间变化

Fig. 43 Variation of normalized concentration of MTBE with time in sand of 2.0~4.0 mm

好于常规曝气。而以曝气过程空气连续注入时间为横坐标时, 泡沫化表面活性剂曝气时仅有取样点 1 和取样点 5 的去除效果均好于常规曝气。取样点 9 (顶部) 的 MTBE 浓度虽然高于常规曝气, 但浓度降低的速率高于常规曝气, 因此可以推断再曝气一段时间后其浓度也将低于常规曝气。

(2) 曝气去除 MTBE 效果分析

曝气修复的去除效果可以通过挥发性有机污染物的去除率和去除时间进行评价。定义去除率为曝气修复某时刻, 水中挥发出来的污染物质量与初始污染物质量的比值, 实际中以浓度进行计算:

$$R_{\text{MTBE}} = (C_0 - C_w) / C_0 \times 100\% \quad (20)$$

式中, R_{MTBE} 为去除率 (%), C_0 为初始浓度 (mg/L), C_w 为某一时刻浓度 (mg/L)。

从 MTBE 去除率与曝气开始后累计时间的关系 (图 44 (a)) 可以看出, MTBE 在砂土中的去除效果从好到坏依次为 0.5~1.0 mm 砂土, 2.0~4.0 mm 砂土, 0.5~1.0 mm 砂土 (泡沫化 SDBS) 以及 2.0~4.0 mm 砂土 (泡沫化 SDBS)。而如果从 MTBE 去除率与曝气过程空气连续注入时间的关系 (图 44 (b)) 看, 则泡沫化 SDBS 曝气的效果有显著的提升, 2.0~4.0 mm 砂土中泡沫化 SDBS 曝气在后期要优于相同情况下常规曝气。总体来看, 表面活性剂的强化效果在 2.0~4.0 mm 砂土中体现得更明显。

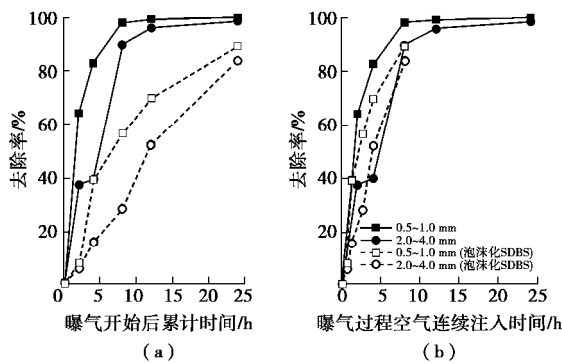


图 44 MTBE 去除率随时间变化

Fig. 44 Variation of removal efficiency of MTBE with time

(3) 曝气法去除 MTBE 的集总参数分析方法

a) 传质过程集总参数

地下水曝气过程中, 主要的传质过程发生在水和气两种流体之间, 即气液两相间的传质。为了确定曝气过程中气液两相间的传质系数, 采用双区模型^[172-175], 如图 45 所示, 模型假定多孔介质中气体以通道方式运动, 不考虑气体的压缩性以及滞留, 且在气体通道和土壤颗粒间有一层连续的薄膜。曝气过程中, 在气体通道附近的 VOCs 通过在气液界面处的挥发被空气带走, 而离气体通道较远的 VOCs 则通过浓度差扩散至

气液界面处。由于 VOCs 在水中扩散系数较低, 因此不考虑气体通道对离其较远土体的影响, 假设质量传递只发生在离气体通道较近的一定区域内。定义受到单个气体通道影响的饱和多孔介质区域为质量传质区 (MTZ), 而离气体通道相对较远的假设不受气体通道影响的区域为主体介质区 (BMZ), 质量传递只发生在气体通道和传质区内。

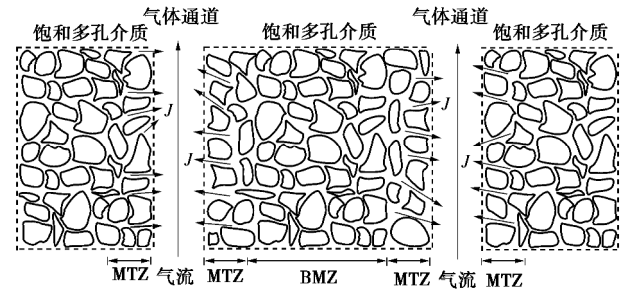


图 45 双区理论模型概念图

Fig. 45 Conceptual maps of two-zone model

定义参数 F , 以表示质量传质区的体积与土体总体积间比值。参数 F 与气体通道的尺寸及两个气体通道间距离密切相关, 两个气体通道间距离越大, F 值越小, 受气体通道影响的区域也就越小。

在质量传质区内, VOCs 在气-液两相间的传质速率 (J) 可以用一阶动力学方程描述如下:

$$J = K_G A (H C_w - C_a) \quad (21)$$

式中 J 为气液间的传质速率 ($\text{M} \cdot \text{T}^{-1}$); $K_G A$ 为气相传质系数 ($\text{L}^3 \cdot \text{T}^{-1}$); H 为无量纲亨利常数; C_w 为水中 VOCs 的平均浓度 ($\text{M} \cdot \text{L}^{-3}$); C_a 为气相中 VOCs 的平均浓度 ($\text{M} \cdot \text{L}^{-3}$)。

在稳定气流条件下, 曝气系统内气相对流的总质量守恒方程如下:

$$V_a \frac{dC_a}{dt} = K_G A (H C_w - C_a) - Q C_a \quad (22)$$

式中, V_a 为土体中气体的总体积 (L^3), Q 为空气注入流量 ($\text{L}^3 \cdot \text{T}^{-1}$)。

由于砂土具有极低的有机碳含量及低分配系数, 因此模型中不考虑砂土对 VOCs 的吸附作用, 则曝气系统内液相对流的总质量守恒方程如下:

$$F \cdot V_w \frac{dC_w}{dt} = K_L A \left(\frac{C_a}{H} - C_w \right) \quad (23)$$

式中, V_w 为土体中水的总体积 (L^3), F 为传质区与土体的体积比。

在实际工程案例中, 常用到气相传质系数, 即 K_{Ga} (T^{-1}), 为气-水传质系数和单位体积内气液总接触面积的乘积, 其表达式如下:

$$K_{Ga} = K_G A / V_a \quad (24)$$

由于实际条件下气液总接触面积难以确定, 因此

K_{Ga} 一般合并表示集总气-水质系数, 称之为集总传质系数 (或集总参数) K_{La} 。

b) 模型简化求解

为了使计算简化, 本文作如下假设:

(1) VOCs 在气液界面处挥发出来后迅速被空气带走, 因此气液界面处气相中 VOCs 的浓度 C_a 则可以忽略不计, 即 $C_a = 0$ 。

(2) 在实际一维模型试验条件下, 当曝气流量足够大时, 土层中气体通道密度较大, 假定全部砂土层都处于传质区内, 则有 $F = 1$ 。

(3) 由于试验过程中采集的为水样, 研究曝气过程中孔隙水 MTBE 浓度的变化, 故采用液相传质系数, 即集总参数 K_{La} (T^{-1}), 其定义为

$$K_{La} = K_L A/V_w \quad (25)$$

则液相中的对流传质方程 (22) 可简化为

$$\frac{dC_w}{dt} = -K_{La} C_w \quad (26)$$

对式 (26) 进行变化后得到

$$\frac{dC_w}{C_w} = -K_{La} dt \quad (27)$$

根据 VOCs 液相浓度的初始条件 ($t = 0$ 时, $C_w = C_0$), 对式 (27) 两边进行积分, 得到任意时刻水中 VOCs 的浓度 C_w 的解析解为

$$C_w = C_0 \exp(-K_{La} t) \quad (28)$$

式中, C_w 为水中 VOCs 任意时刻的浓度 ($M \cdot L^{-3}$), C_0 为水中 VOCs 的初始浓度 ($M \cdot L^{-3}$)。

c) 集总参数分析结果

基于方程 (28), 结合饱和砂土中 MTBE 曝气修复室内试验测试结果^[176], 可确定集总参数 K_{La} , 如表 12 和图 46。

表 12 曝气去除 MTBE 试验中集总参数 K_{La} 值

Table 12 Lumped parameters (K_{La}) in removing MTBE by AS			
曝气条件	取样点	MTBE 浓度随曝气时间变化拟合公式	K_{La} /(h^{-1})
0.5~1.0 mm	#1	$C_w = 948e^{-0.798t}$	0.798
	#5	$C_w = 767e^{-0.532t}$	0.532
	#9	$C_w = 835e^{-0.320t}$	0.320
0.5~1.0 mm (SDBS 泡沫)	#1	$C_w = 1040e^{-0.864t}$	0.864
	#5	$C_w = 1090e^{-0.291t}$	0.291
	#9	$C_w = 1090e^{-0.125t}$	0.125
2.0~4.0 mm	#1	$C_w = 338e^{-0.431t}$	0.431
	#5	$C_w = 319e^{-0.199t}$	0.199
	#9	$C_w = 322e^{-0.131t}$	0.131
2.0~4.0 mm (SDBS 泡沫)	#1	$C_w = 550e^{-1.465t}$	1.465
	#5	$C_w = 519e^{-0.254t}$	0.254
	#9	$C_w = 722e^{-0.028t}$	0.028

表 12 所示为各曝气条件下各个取样点的集总参数 K_{La} 值, 其变化规律如图 46 所示, 从图中可以看出各曝气条件下取样点 #1, #5, #9 的 K_{La} 逐渐减小, 即

模型柱从底部到顶部的传质速率逐渐减小; 在 2.0~4.0 mm 砂土中受到表面活性剂泡沫强化修复的范围大于 0.5~1.0 mm 砂土; 受到表面活性剂泡沫强化修复的范围内, 集总参数 K_{La} 值得到了显著提升, 表面活性剂加入后加快了 MTBE 的传质速率。

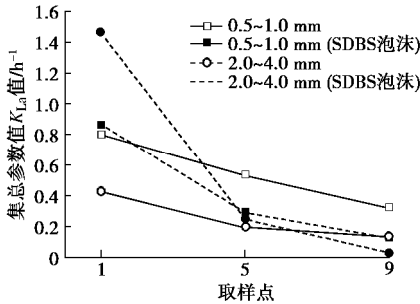


图 46 各曝气条件下不同取样点的集总参数 K_{La} 值

Fig. 46 Values of lumped parameters (K_{La}) at each sampling point under different AS conditions

d) 基于集总参数的污染物去除效率简化评估方法

在评价污染物去除效果时, 针对地下水中溶解相 VOCs 污染物, 可采用基于集总参数的简化理论。地下水中 VOCs 任意时刻的浓度值 C_w 的计算公式为

$$C_w = C_0 \exp(-K_{La} t) \quad (29)$$

式中, C_w 为水中 VOCs 任意时刻的浓度 ($M \cdot L^{-3}$), C_0 为水中 VOCs 的初始浓度 ($M \cdot L^{-3}$)。其中 K_{La} 为反映传质效率的液相集总参数, 其数值受土体性质、污染物性质及曝气流量综合决定, 可通过室内简单一维模型土柱试验基于测试数据计算获得。以 MTBE 为例, 0.10~0.25 mm 粒径砂土中的 K_{La} 值为 0.226~0.356 h^{-1} , 0.50~1.00 mm 粒径砂土中 K_{La} 值为 0.189~0.608 h^{-1} , 而 2.00~4.75 mm 粒径砂土中的 K_{La} 值为 0.740~0.926 h^{-1} 。

5.4 曝气法设计方法

曝气法设计包括曝气井的位置选择与间距, 曝气深度确定, 曝气压力和流量, 曝气方式选择, 表面活性剂强化工艺等^[177-178]。目前, 曝气法修复技术在美国等国家已经得到广泛应用, 在国内工程应用还处于起步阶段。Leeson 等^[177]对美国加利福尼亚州怀尼米港基地东侧的 NEX 汽油站污染场地进行原位曝气修复。该污染场地的主要污染物为苯系物 BTEX: 苯 (benzene)、甲苯 (toluene)、乙苯 (ethylbenzene)、混合二甲苯 (total xylenes) 等。曝气前污染物主要分布在地下 7~12 ft (2.1~3.7 m), 受污染较严重的区域为地下 10~12 ft (3~3.7 m), 分布区域面积约 529 m^2 。通过中试, 确定曝气井间距为 15 ft (4.6 m), 共设置了 17 个曝气井, 曝气流量为 20 立方英尺/分 (566 L/min)。经过 15 个月原位曝气, 土中污染物的浓度明显降低, 80%的取样点浓度低满足要求。

6 竖向隔离屏障技术

6.1 概 述

竖向隔离屏障技术是控制地下水和土中污染物迁移、提高风险管控能力的原位被动隔离措施。竖向隔离屏障技术既能够作为工业污染场地、填埋场和矿渣堆场的永久性处治措施，也能够作为临时性处治措施与地下水曝气等原位修复技术联合应用^[179]。

污染场地的竖向隔离屏障按材料可分为五类：土-膨润土系、水泥系（水泥-膨润土、土-水泥-膨润土）、钢板桩、土工膜复合式和人工冻土屏障^[17, 180]。各类竖向隔离屏障的主要技术特点见表 13。采用开挖-回填、开挖-灌浆技术施工的土-膨润土、水泥-膨润土和土-水泥-膨润土竖向隔离屏障又可统称为泥浆墙（slurry-trench wall），这类竖向隔离屏障因施工便利、就地取材、可处治范围大的优势，在欧洲、北美和日本等发达国家和地区的应用最广泛^[181]。中国目前主要采用水泥系灌浆帷幕作为生活垃圾填埋场和工业污染场地竖向隔离屏障^[182]。本文重点介绍土-膨润土系和水泥系竖向隔离技术。

6.2 竖向隔离屏障材料工作性能

（1）竖向隔离屏障材料施工和易性

开挖-回填、开挖-灌浆施工技术中对竖向隔离屏障材料的施工和易性有明确要求，以确保开挖阶段槽体的稳定性，以及回填（灌浆）阶段的施工效率和施工质量。Filz 等^[183]指出开挖槽体稳定性的安全系数（ F_s ）主要取决于膨润土浆液重度（ g_s ），当 $g_s > 10.9 \text{ kN/m}^3$ 时， $F_s > 1.0$ ；Fox^[184]通过 2D 和 3D 极限平衡理论分析了开挖槽体深度和纵深长度对其稳定性的影响；Li 等^[185]则在 Fox^[184]研究的基础上进一步明确了膨润土浆液重度、灌浆高度等施工参数和场地平整度对施工过程中开挖槽体稳定性的作用规律，并建立了安全系数分析计算方法。范日东等^[186]综合已有试验研究结果，明确了膨润土液限（ w_L ）对膨润土浆液施

工和易性参数的作用规律，并提出了采用膨润土 w_L 预测满足膨润土浆液施工和易性要求的合理膨润土掺量 BC_S 的方法：

$$BC_S = \begin{cases} -3.5w_L + 19.5 & (250\% < w_L < 420\%) \\ 5\% & (420\% \leq w_L < 600\%) \\ 3\% \sim 4\% & (w_L > 600\%) \end{cases}, \quad (30)$$

式中， BC_S 为满足膨润土浆液施工和易性要求的膨润土掺量， w_L 为膨润土液限。

美国《统一设施建设指导》（UFGS）^[187]建议土-膨润土系竖向隔离屏障材料的标准坍落度为 100~150 mm。已有试验结果均显示，土-膨润土系竖向隔离屏障材料的坍落度主要取决于材料的总膨润土掺量和液限，并与其呈线性正相关^[188]。土-膨润土系竖向隔离屏障材料标准坍落度为 125 mm 时所对应总体上为材料液限的 1.0~1.6 倍。在此基础上，范日东等^[186]提出了模拟液限概念，并以此给出满足坍落度要求的砂-膨润土、砂-黏性土-膨润土竖向隔离屏障材料确定方法：

$$\left. \begin{aligned} w_B &= 0.85LL^* + 15, \\ LL^* &= w_L \times BC + w_{L,C} \times NCC \times CF_C. \end{aligned} \right\} \quad (31)$$

式中 LL^* 为模拟液限； w_L 和 $w_{L,C}$ 分别为屏障材料中膨润土和黏土的液限； BC 为屏障材料总膨润土掺量； NCC 为屏障材料中天然黏土掺量； CF_C 为天然黏土的黏粒含量。

（2）竖向隔离屏障材料力学性质

a) 屏障材料渗透特性研究

竖向隔离屏障材料的渗透特性是材料配比和屏障厚度设计的重要依据。目前，国内外技术规范均将渗透系数小于 10^{-9} m/s 作为其防渗控制标准。

对于土-膨润土系竖向隔离屏障材料，膨润土掺量和膨润土品质是渗透系数控制因素；改良材料（例如沸石粉、活性炭等）则基本不改变材料渗透系数^[189-192]。已有试验研究结果表明，采用天然钠基膨润土（例如

表 13 不同类型竖向隔离屏障技术特点

Table 13 Basic information for construction technology of vertical barriers					
类型	常规施工方法	常规深度/m	常规厚度	成形周期	施工控制要点
土-膨润土系	开挖-回填双阶段技术	8~24	0.6~1.0 m	3~5 d 屏障完成主固结	膨润土浆液密度、滤失量、黏度，回填料坍落度、渗透系数
水泥系	开挖-回填双阶段模式、原位搅拌/旋喷等非开挖单阶段技术	15~24	0.6~1.5 m	初凝：1 d，充分水化反应：90 d	膨润土浆液密度、滤失量、黏度，渗透系数、强度
钢板桩	冲击沉桩、振动沉桩、静力压桩	9~15	5~12 mm	—	钢板桩搭接
土工膜复合式	开挖-嵌入-回填三阶段模式、振动嵌入法、预制嵌入法	< 10	1.0 m	—	土工膜搭接，膨润土浆液密度、滤失量、黏度，回填材料渗透系数
人工冻土屏障	循环制冷、一次性制冷剂系统	< 10	1.5~4.8 m	10~120 d	温度、渗透系数

怀俄明膨润土)和钠化改性钙基膨润土时,满足土-膨润土系竖向隔离屏障材料防渗要求的膨润土掺量分别须达到 5%和 10%以上^[188, 193];而天然钙基膨润土则不适用于制备土-膨润土系竖向隔离屏障材料,其渗透系数(膨润土掺量为 15%~25%)可达 10^{-8} m/s 以上^[194]。已有试验研究所报道土-膨润土系竖向隔离屏障材料渗透系数与膨润土掺量关系汇总于图 47。此外,范日东^[195]以膨润土孔隙比概念为基础,提出基于黏粒组的改进孔隙比(e_c^*)的砂-膨润土和砂-黏性土-膨润土竖向隔离屏障材料渗透系数的统一预测公式(式(32)),预测结果介于 1/3~3 倍实测结果(图 48)。

$$\left. \begin{aligned} \lg k &= 0.083e_c^* - 11.06, \\ e_c^* &= \frac{w}{LLR \cdot 1 - BC \cdot CF_1 / G_{s,1} + BC \cdot CF_2 / G_{s,2}} \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

式中 e_c^* 为基于黏粒组的改进孔隙比; w 为竖向隔离屏障材料; BC 为膨润土掺量; CF_1 和 CF_2 分别为主土(砂或砂-黏性土混合土)和膨润土的黏粒含量; $G_{s,1}$ 和 $G_{s,2}$ 分别为主土和膨润土比重; LLR 为黏性土与膨润土液限的比值。

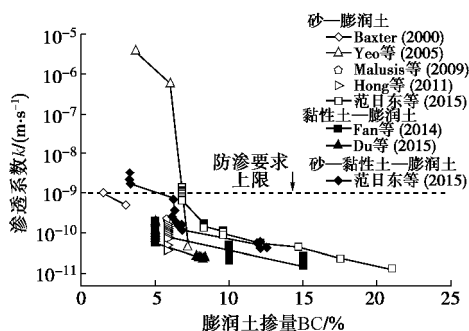


图 47 土-膨润土系竖向隔离屏障材料渗透系数与膨润土掺量关系

Fig. 47 Relationship between bentonite content and hydraulic conductivity of soil-bentonite backfill for cutoff wall

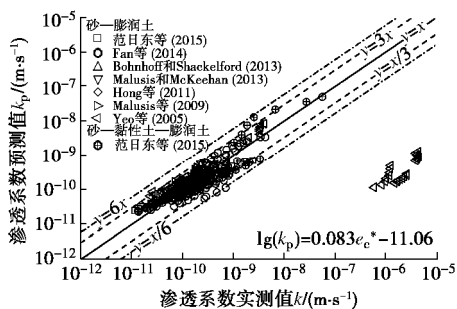


图 48 基于改进孔隙比的砂-膨润土和砂-黏性土-膨润土竖向隔离屏障材料渗透系数预测

Fig. 48 Predicting of hydraulic conductivity of sand-bentonite and sand-clayey soil-bentonite backfill for cutoff wall

对于水泥系竖向隔离屏障材料,渗透系数取决于胶结材料(水泥、矿渣)和膨润土的共同作用,并由于火山灰反应的进行随龄期延长而持续减小^[196]。已有室内和原位试验研究表明,膨润土与胶结材料质量之和与水的质量比值达到 20%~30%时,其渗透系数可达 10^{-10} ~ 10^{-8} m/s^[197-200](图 49);其中,矿渣对水泥的置换比例建议为 80%^[226]。但目前也有文献指出该掺量范围条件下水泥-膨润土竖向隔离屏障材料渗透系数仅为 10^{-6} ~ 10^{-8} m/s (28~84 d 龄期)^[201]。

近年来,干湿循环、冻融循环等敏感环境下竖向隔离屏障材料的防渗性能失效逐渐引起国内外学者重视。Malusis 等^[202]研究发现干湿循环作用下砂-膨润土竖向隔离屏障材料渗透系数可增大约 500 倍~10000 倍;Joshi 等^[203]通过原位取样发现地下水位变动和施工缺陷是导致水泥-膨润土竖向隔离屏障长期防渗性能衰退的重要原因。因此,通过新工艺和新材料研发以提高竖向隔离屏障的长期耐久性能是现阶段关键技术问题之一。

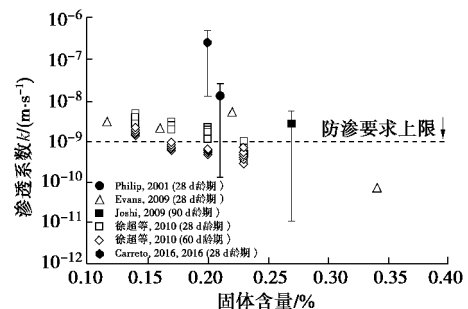


图 49 水泥系竖向隔离屏障材料渗透系数与固体含量关系

Fig. 49 Relationship between solid content and hydraulic conductivity of cement-based slurry cutoff wall

b) 屏障材料压缩特性研究

土-膨润土系竖向隔离屏障的压缩特性是屏障工后变形的重要因素,而由压缩变形所引起的孔隙比减小将有效提高隔离屏障的防渗截污性能。已有试验结果显示,土-膨润土系竖向隔离屏障材料压缩指数随膨润土掺量和初始增加而增大;而沸石粉、活性炭等外掺吸附材料对其无影响^[189-191]。土-膨润土竖向隔离屏障材料的压缩指数与有效竖向应力为 1 kPa 时的孔隙比 e_1 关系总体上存在唯一性(图 50);其中,特征参数 e_1 为液限和初始时孔隙比的函数,并综合反映了初始、膨润土掺量和膨润土品质对压缩特性的影响^[203]。在此基础上, Du^[191]提出了基于液限状态下孔隙比和初始孔隙比的土-膨润土系竖向隔离屏障材料压缩指数统一预测方法:

$$C_c = 0.135e_L + 0.246e_0 - 0.118, \quad (33)$$

式中, e_L 为液限状态下孔隙比, e_0 初始孔隙比。

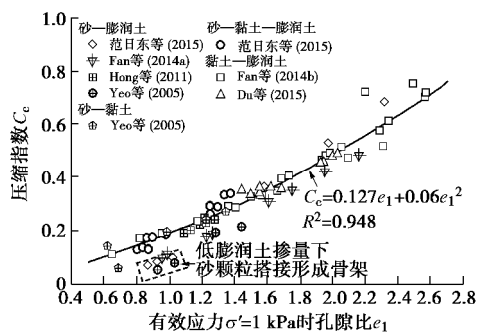
图 50 土-膨润土竖向隔离屏障材料 e_1 与 C_c 关系

Fig. 50 Relationship between e_1 and C_c of soil-bentonite backfill for cutoff wall

(3) 竖向隔离屏障材料化学相容性

环境岩土工程领域中将化学相容性 (chemical compatibility) 泛指各类工程屏障材料抵抗污染作用对其工程性质造成不利影响的能力。已有试验研究中也采用污染前后工程特性指标的比值作为化学相容性评价依据^[204-206]。竖向隔离屏障材料的化学相容性研究重点是污染前后渗透特性变化规律, 以及渗透系数是否能够满足防渗要求 ($k < 10^{-9}$ m/s); 研究手段则主要包括膨润土自由膨胀指数试验、膨润土和竖向隔离屏障材料渗透试验和浸泡试验等。

氯化钠、氯化钙等无机盐溶液作用对膨润土的膨胀特性具有显著影响, 离子强度大于 10 mmol/L 时将导致自由膨胀指数减小 30% 以上 (图 51)^[204, 207-212]。进一步综合分析无机盐溶液作用下膨润土渗透系数与自由膨胀指数关系可知, 渗透系数随自由膨胀指数减小具有统一变化趋势^[204, 207-211] (图 52)。Liu 等^[213]针对重金属铅、锌和镉作用下膨润土的渗透和膨胀特性试验得出了一致的变化规律。另一方面, 重金属铬对膨润土渗透系数的作用则取决于其存在形式。当铬以六价阴离子络合的形式存在时将不影响膨润土的分散状态, 渗透系数与未污染状态基本一致。

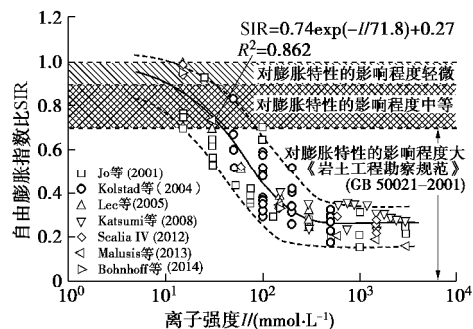


图 51 无机盐溶液作用下膨润土自由膨胀指数比与离子强度关系总体趋势

Fig. 51 Relationship between ionic strength and swell index of bentonite exposed to inorganic salt solution

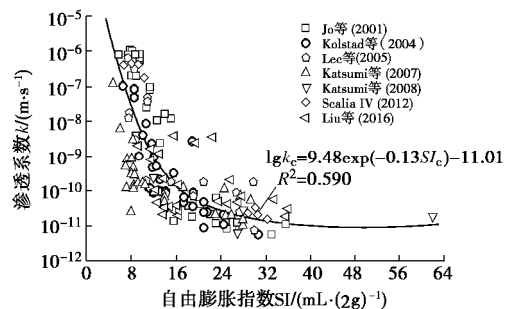


图 52 无机盐溶液作用下膨润土渗透系数与自由膨胀指数关系总体趋势

Fig. 52 Relationship between swell index and hydraulic conductivity of bentonite exposed to inorganic salt solution

图 53 总结了课题组和国内外学者^[206, 212, 214-215]所报道污染作用下土-膨润土系竖向隔离屏障材料渗透系数变化规律。分析结果表明, 采用天然钠基膨润土和钠化改性钙基膨润土制备土-膨润土竖向隔离屏障材料时, 膨润土掺量可分别取为 6% 和 10%。离子强度为 0~3000 mmol/L 范围内氯化钙和铅-锌复合污染作用下土-膨润土竖向隔离屏障材料的渗透系数总体介于 $10^{-10} \sim 10^{-9}$ m/s 数量级, 且增幅小于 20。另一方面, 东南大学试验研究结果显示六价铬 (铬酸钾溶液) 作用下土-膨润土竖向隔离屏障材料渗透系数基本不发生改变 (增幅小于 2.5 倍)。进一步分析可知, 相同孔隙比范围条件下各类土-膨润土系竖向隔离屏障材料渗透系数随离子强度升高呈先增大后趋于稳定的变化趋势, 拐点所对应离子强度为 150~400 mmol/L。针对天然钙基膨润土防渗性能差的缺陷, Du 等^[216]、Yang 等^[217]、杨玉玲等^[218]提出了无机磷酸盐材料改良钙基膨润土以增强土-膨润土系竖向隔离屏障材料防渗和化学相容性。钙、铅和六价铬溶液作用下土-磷酸盐改良膨润土系竖向隔离屏障材料渗透系数均小于 3.0×10^{-10} m/s; 其与未污染状态下试验结果相比的增幅则均小于 1 倍。此外, 综合自由膨胀指数和基于黏粒组的改进孔隙比 (e_c^*) 对膨润土和土-膨润土竖向隔离屏障材料渗透系数的作用规律, 东南大学提出了未污染和无机盐溶液作用下砂-膨润土竖向隔离屏障材料渗透系数的统一预测方法 (式 (34)), 所预测渗透系数和渗透系数比的预测值总体上介于 1/3 至 3 倍的实测结果范围。

$$\lg k = 0.083e_c^* \times \text{SIR}^{-0.25} - 11.06, \quad (34)$$

式中, e_c^* 为基于黏粒组的改进孔隙比, SIR 为自由膨胀指数比, 指污染作用下膨润土自由膨胀指数与其未污染状态试验结果的比值。

6.3 竖向隔离屏障防渗截污性能

竖向隔离屏障阻滞污染物运移通过属于一维运移

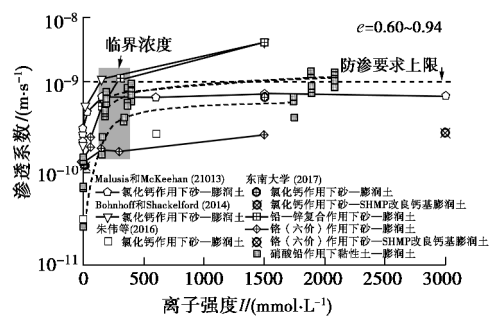


图 53 无机盐溶液作用下土-膨润土系竖向隔离屏障材料渗透系数随离子强度变化规律

Fig. 53 Relationship between ionic strength and hydraulic conductivity of soil-bentonite backfill exposed to inorganic salt solution

问题。陈云敏^[2]指出该问题中主要包括对流、分子扩散、机械弥散和吸附 4 个过程，并分别由材料的渗透系数 k 、有效扩散系数 D^* 、机械弥散系数 D_m 和阻滞因子 R_d 进行表征。通过确定上述污染物运移控制参数，即可明确目标污染作用下屏障的防渗截污性能，确定满足设计服役年限的屏障厚度。

杨玉玲^[194]、梅丹兵^[221]通过土柱试验系统地研究了重金属铅、锌、铬（六价）运移通过砂-钠化改性膨润土和砂-磷酸盐改良钙基膨润土竖向隔离屏障材料的运移特性。研究发现，离子浓度为 15~180 mmol/L 条件下重金属铅、锌和铬（六价）运移通过两种土-膨润土系竖向隔离屏障材料的水动力弥散系数（ D_h ）介于 $2.0 \times 10^{-10} \sim 4.8 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ （图 54），阻滞因子则为 1.0~5.0。击穿曲线和累积质量率结果均表明，相同时间和离子强度条件下 3 种重金属在土-膨润土系竖向隔离屏障中的运移速率依次为铬（六价）>锌>铅。

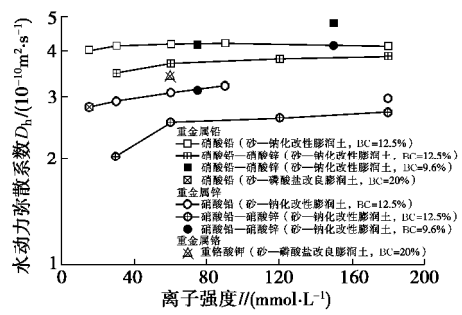


图 54 重金属运移通过土-膨润土系竖向隔离屏障材料的水动力弥散系数与离子强度关系

Fig. 54 Relationship between ionic strength and hydrodynamic diffusion coefficient of soil-bentonite backfill

6.4 竖向隔离屏障设计方法

竖向隔离屏障设计包括竖向隔离屏障材料的类型、配比设计以及屏障施工技术。竖向隔离屏障材料

设计以满足其化学相容性和防渗截污性能为前提，其关键是明确其布置形式、屏障深度、嵌入相对弱透水层深度和屏障厚度。

竖向隔离屏障的布置形式可根据不同水文地质条件设计为完全围封、逆地下水流向半封闭以及顺地下水流向半封闭 3 种形式^[181]。竖向隔离屏障深度通常要求达到相对不透水层（ $k < 10^{-9} \text{ m/s}$ ）。针对轻非水相流体（LNAPL）污染，竖向隔离屏障深度设计可采用悬臂式，即屏障深度至污染羽下方。美国 UFGS^[187]对于阻滞污染物运移的土-膨润土竖向隔离屏障的嵌入相对不透水层深度的建议为 0.6 m。统计实际案例发现，实际嵌入深度设计值普遍介于 0.61~1.52 m，占总数的 85%^[181]。梅丹兵^[221]通过模型试验和数值模拟分析明确了嵌入深度和嵌入缺陷对污染物运移的影响规律，建议嵌入深度宜大于 1.3 m。

竖向隔离屏障厚度取决于材料性能、服役设计年限以及污染物击穿控制标准。美国 UFGS^[187]要求屏障厚度不应小于 0.9 m。实际工程案例中，各类竖向隔离屏障实际厚度则普遍为 0.7~1.0 m。

屏障厚度设计以污染物在有限距离（ $x = L$ ）内运移的 van Genuchten 和 Parker 解^[222]为基础。根据所测定运移控制参数和该解析解即可通过 MATLAB 确定满足服役年限及其所对应击穿控制标准的屏障厚度。

结合前述竖向隔离屏障化学相容性和防渗截污性能研究，采用表 14 的计算参数，则各击穿控制标准条件下满足服役年限要求的屏障厚度取值建议于表 15。计算结果说明：①对于城市工业污染场地综合修复的临时性隔离措施，1.0 m 的屏障厚度能够控制服役年限内重金属污染物迁移；②对于中长期的阻隔措施，为便于施工，建议通过提高隔离材料吸附性能（阻滞因子）以减小屏障厚度。

表 14 重金属污染物运移通过土-膨润土系竖向隔离屏障分析计算参数取值

Table 14 Parameters used for analysis of heavy metal contaminant transport through vertical barriers

重金属 污染物	C_0 /($\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$)	k /($10^{-10} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$)	i	n	D_h /($10^{-10} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)	R_d
铅	0.5	5.5	0.3	0.5	4	4
锌	100	5.5	0.3	0.5	3	3
铬（六价）	100	1.8	0.3	0.5	2	1

6.5 竖向隔离屏障施工技术

竖向隔离屏障的施工质量是影响其工后防渗截污性能的重要因素。现有竖向隔离墙施工技术特点见表 16。

近年来，等厚度水泥土地下连续墙（TRD）工法和双轮铣水泥土搅拌墙（SMC）工法逐渐被应用于竖向隔离屏障施工。Evans 等^[224]对 TRD 工法施工的竖

表 15 服役年限设计要求下土-膨润土系竖向隔离屏障厚度取值

Table 15 Barrier thicknesses under various service life requirements

设计服役年限 污染类型	1 a			5 a			50 a			100 a		
	Pb	Zn	Cr	Pb	Zn	Cr	Pb	Zn	Cr	Pb	Zn	Cr
$C/C_0 = 10\%$	0.13	0.13	0.19	0.30	0.30	0.42	1.02	1.06	1.43	1.51	1.58	2.10
IV 类地下水限值	0.10	0.21	0.37	0.23	0.47	0.84	0.81	1.6	2.77	1.2	2.35	4.00
III 类地下水限值	0.19	0.16	0.40	0.42	0.36	0.89	1.42	1.24	2.92	2.07	1.84	4.22
美国环保署修复目标	0.19	0.16	0.37	0.39	0.36	0.84	1.33	1.24	2.77	1.94	1.84	4.00

注：1.屏障厚度计算结果精确至 0.01 m，向上取整；2.计算参数见表 14，其中，初始浓度 C_0 取为可见报道的最大浓度范围。

表 16 土-膨润土系和水泥系竖向隔离屏障施工技术

Table 16 Construction technology for soil-bentonite and cement-based cutoff wall

施工技术	屏障类型	施工深度 /m	施工厚度 /m	施工技术优势	施工技术局限性
开挖—回填	SB	8~16	0.6~1.0	施工装备简便，施工效率高	施工占地大，对泥浆护壁、材料拌和等施工质量要求严格，开挖过程易造成二次污染 施工占地大，对泥浆护壁等施工质量要求严格，开挖过程易造成二次污染
开挖—灌浆	CB	8~16	0.6~1.5	施工装备简便，施工效率高	
深层搅拌	SCB	5~25	0.5~1.0 (单桩)	技术相对成熟，非开挖施工，可避免二次污染，屏障厚度不受限于施工设备	传统技术下搅拌均匀性沿深度方向差异大
高压旋喷	SCB	45~60	0.8~2.0	施工深度大，非开挖施工，屏障厚度不受限于施工设备；缺陷修补技术成熟	施工成本高
TRD 工法	SCB	15~60	0.55~0.85	搅拌均匀，施工效率高，土层适用性强	施工装备和运行成本高，难以入岩 施工装备价格和运行成本高
SMC 工法	SCB	15~60	0.55~1.2	搅拌均匀，施工效率高，场地和土层适用性强成本优于 TRD 工法	

注：SB 为土-膨润土系竖向隔离屏障；CB 为膨润土-水泥竖向隔离屏障；SCB 为土-膨润土-水泥竖向隔离屏障。

向隔离屏障工后监测结果显示，屏障渗透系数和强度沿深度的离散程度小，均满足设计要求。SMC 工法将液结合，它利用两个铣轮旋转切削地层，并通过注浆系统注入浆液，与原位土体搅拌混合，形成水泥土搅拌墙。

SMC 工法具有切削能力强、地层适用性广、所成墙体质量均匀、操作灵活、质量管理体系先进以及施工精度高等特点，所成墙体可在淤泥质填土、卵石层、强风化粉砂岩、中风化粉砂岩等特殊地层中作为基坑工程围护结构、止水帷幕，水利工程防渗墙等。目前其在国内最大施工深度可达 60 m，墙体厚度可达 960 mm^[224]。

该技术已在国内基坑和隔离防渗工程中得到了成功推广应用，形成了施工工法^[225]。已有工程实践表明采用 SMC 工法施工的防渗墙强度和防渗性能均满足实际要求^[226]，在工业污染场地竖向隔离屏障施工领域具有广泛的应用前景。

7 结 论

随着中国城市功能提升和可持续发展的需要，城市工业污染场地的处理控制与再开发利用是我国岩土工程面临的重大课题。本文针对中国污染场地测试评价技术和处理控制技术，系统总结介绍了笔者及其课题组所开展的研究工作与成果。

(1) 污染场地可分为重金属污染场地、有机污染场地和复合污染场地。天然土体受污染后，其物理力

学性质会发生明显改变，不同污染场地土体工程性质改变的规律呈现不同的特点。

(2) 污染场地岩土工程分类需要针对不同的用地类型，考虑污染土体工程性质的变化和污染对环境的影响程度综合评价，提出了一个基于层次分析原理的污染场地指数分类法。

(3) 污染场地的原位测试评价是污染场地调查评价的发展趋势，阐明了重金属污染和有机污染土的电阻率特性，提出了电阻率 CPTU 评价污染场地的原理方法。

(4) 提出了基于 CPTU 测试确定部分排水条件下场地原位渗透系数的方法。给出了适合中国规范土类名称的基于土类指数确定场地渗透系数的方法。

(5) 对重金属污染场地采用水泥固化/稳定化处理技术进行了系统研究，揭示了重金属污染土固化/稳定化机理，阐明了固化土工程性质特征和固化/稳定重金属污染土的有效性。

(6) 对高浓度重金属污染土，提出了磷酸盐系固化剂和碱激发矿渣固化剂，论证了其有效性和环境安全性。建立了基于工程与环境安全双控的重金属污染场地固化/稳定法的施工工艺。在双向搅拌技术的基础上，研发了双向搅拌注入法固化污染场地的施工技术。

(7) 对有机污染场地采用曝气法处理技术，明确了曝气法处理机制，采用研发的一维二维曝气模拟装置，揭示了曝气法的气相运动规律、修复机理与效果，

建立了基于集总参数的污染物去除效果评价方法,并提出了曝气法工艺设计方法。

(8) 对污染场地竖向隔离技术,提出了土-膨润土系竖向隔离墙材料设计关键参数确定方法,揭示了土-膨润土系和水泥系竖向阻隔技术的工作原理、长期防渗防污性能和化学相容性特征。

(9) 建立了竖向隔离屏障设计分析方法,对竖向隔离屏障施工技术进行了比较分析,论证了双轮铣搅拌墙技术的技术先进性。

2016年,国务院颁布的《土壤污染防治行动计划》,为中国污染场地防治指明了方向,也为中国环境岩土工程理论和技术发展提供了契机,相信在国内同行的共同努力下,中国污染场地处理技术水平一定能得到跨越式发展,实现中国城市绿色和可持续发展。

致谢: 本文研究和撰写过程中,得到了东南大学环境岩土工程课题组杜延军教授、蔡国军教授、刘志彬副教授、章定文教授、邓永锋教授、朱志铎教授、童立元副教授、杜广印副教授、王菲副教授等的大力帮助,也部分反映了课题组的研究成果。

笔者的相关研究生论文成果是本文的主要基础,这些研究生包括于小军、陈蕾、查甫生、韩立华、王强、吴燕开、易耀林、韩文君、曾玲玲、蒋宁俊、唐昊凌、方伟、陈志龙、张帆、范日东、毛柏杨、边汉亮、储亚、徐向春、邹海锋、张孟怀、魏启炳等,在此对课题组老师和研究生一并表示衷心感谢!

参考文献:

- [1] 陈云敏, 施建勇, 朱伟, 等. 环境岩土工程研究综述[J]. 土木工程学报, 2012, 45(4): 165 - 182. (CHEN Yun-min, SHI Jian-yong, ZHU Wei, et al. A review of geoenvironmental engineering[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(4): 165 - 182. (in Chinese))
- [2] 陈云敏. 环境土工基本理论及工程应用[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(1): 1 - 46. (CHEN Yun-min. A fundamental theory of environmental geotechnics and its application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(1): 1 - 46. (in Chinese))
- [3] 刘松玉, 詹良通, 胡黎明, 等. 环境岩土工程研究进展[J]. 土木工程学报, 2016, 49(3): 6 - 30. (LIU Song-yu, ZHAN Liang-tong, HU Li-ming, et al. Environmental geotechnics: state-of-the art of theory, testing and application to practice[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(3): 6 - 30. (in Chinese))
- [4] 廖晓勇, 崇忠义, 阎秀兰, 等. 城市工业污染场地: 中国环境修复领域的新课题[J]. 环境科学, 2011, 32(3): 784 - 794. (LIAO Xiao-yong, CHONG Zhong-yi, YAN Xiu-lan, et al. Urban industrial contaminated sites: a new issue in the field of environmental remediation in China[J]. Environmental Science, 2011, 32(3): 784 - 794. (in Chinese))
- [5] HJ 682—2014 污染场地术语[S]. 2014. (HJ 682—2014 Terms of contaminated sites[S]. 2014. (in Chinese))
- [6] 中华人民共和国环境保护部, 中华人民共和国国土资源部. 全国土壤污染状况调查公报[R]. 北京: 中华人民共和国环境保护部, 中华人民共和国国土资源部, 2014. (Ministry of Environmental Protection of the People's Republic of China, Ministry of Land and Resources of the People's Republic of China. Report on the national general survey of soil contamination[R]. Beijing: Ministry of Environmental Protection of the People's Republic of China, Ministry of Land and Resources of the People's Republic of China, 2014. (in Chinese))
- [7] 缪林昌, 刘松玉. 环境岩土工程学概论[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005. (MIAO Lin-chang, LIU Song-yu. An introduction of geoenvironmental engineering[M]. Beijing: China Building Materials Press, 2005. (in Chinese))
- [8] DB11/T 1311—2015 污染场地勘察规范[S]. 2015. (DB11/T 1311—2015 Code for investigation of contaminated sites[S]. 2015. (in Chinese))
- [9] DG/TJ 08—2233—2017 建设场地污染土勘察规范[S]. 2017. (DG/TJ 08—2233—2017 Code for investigation of contaminated construction site[S]. 2017. (in Chinese))
- [10] 傅世法, 林颂恩. 污染土的岩土工程问题[J]. 工程勘察, 1989(3): 6 - 10. (FU Shi-fa, LIN Song-en. Geotechnical problems of contaminated soil[J]. Geotechnical Investigation and Surveying, 1989(3): 6 - 10. (in Chinese))
- [11] 孙重初. 酸液对红黏土物理力学性质的影响[J]. 岩土工程学报, 1989, 11(4): 89 - 93. (SUN Chong-chu. Impact of acid liquid on physical and mechanical properties of red clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1989, 11(4): 89 - 93. (in Chinese))
- [12] 顾季威. 酸碱废液侵蚀地基土对工程质量的影响[J]. 岩土工程学报, 1988, 10(4): 72 - 78. (GU Ji-wei. Impact of acid and alkali waste liquid eroded foundation on project quality[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1988, 10(4): 72 - 78. (in Chinese))
- [13] 杨志勇, 江玉生, 安宏斌, 等. 污染地层盾构选型研究[J]. 铁道标准设计, 2014, 58(11): 113 - 115. (YANG Zhi-yong, JIANG Yu-sheng, AN Hong-bin, et al. Research on selection of shield in pollution stratum[J]. Railway Standard Design, 2014, 58(11): 113 - 115. (in Chinese))

- [14] US Environmental Protection Agency. Guidelines for reproductive toxicity risk assessment[R]. Washington D C: US Environmental Protection Agency, 1996.
- [15] JEFFRIES J, MARTIN I. Updated technical background to the CLEA model[R]. Bristol: UK Environment Agency, 2009.
- [16] HJ 25.3—2014 污染场地风险评估技术导则[S]. 2014. (HJ 25.3—2014 Technical guidelines for risk assessment of contaminated sites[S]. 2014. (in Chinese))
- [17] CJJ 176—2012 生活垃圾卫生填埋场岩土工程技术规范[S]. 2012. (CJJ 176—2012 Technical code for geotechnical engineering of municipal solid waste sanitary landfill[S]. 2012. (in Chinese))
- [18] GB 50021—2001 岩土工程勘察规范[S]. 2009. (GB 50021—2001 Code for investigation of geotechnical engineering[S]. 2009. (in Chinese))
- [19] 朱春鹏, 刘汉龙. 污染土的工程性质研究进展[J]. 岩土力学, 2007, **28**(3): 625 - 630. (ZHU Chun-peng, LIU Han-long. Study on engineering properties of polluted soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(3): 625 - 630. (in Chinese))
- [20] 边汉亮. 基于电学热学参数的有机物污染场地工程特性评价方法研究[D]. 南京: 东南大学, 2017. (BIAN Han-liang. Study of the engineering property evaluation method for organic contaminated sites based on the thermal and electrical parameters[D]. Nanjing: Southeast University, 2017. (in Chinese))
- [21] AL-SANAD H A, EID W K, ISMAEL N F. Geotechnical properties of oil-contaminated Kuwaiti sand[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1995, **121**(5): 407 - 412.
- [22] 储亚, 刘松玉, 蔡国军, 等. 锌污染土物理与电学特性试验研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(10): 2862 - 2868. (CHU Ya, LIU-Song-yu, CAI Guo-jun, et al. An experimental study of physical and electrical characteristics of zinc contaminated silty clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(10): 2862 - 2868. (in Chinese))
- [23] 储亚, 刘松玉, 蔡国军, 等. 重金属锌污染淤泥质粉质黏土物理特性试验研究[J]. 地下空间与工程学报, 2014, **10**(6): 1312 - 1316. (CHU Ya, LIU-Song-yu, CAI Guo-jun, et al. Study on the physical and electrical properties of silty clay contaminated by heavy metal zinc[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2014, **10**(6): 1312 - 1316. (in Chinese))
- [24] BIAN H L, LIU S Y, CAI G J, et al. Effects of LNAPLs contamination on the basic properties of silty clay[M]// Geo-Chicago 2016: Sustainable Materials and Resource Conservation. Reston, VA: ASCE, 2016: 345 - 354.
- [25] CHU Y, LIU S Y, CAI G J, et al. Physical and microscopic characteristics experiments with heavy metal polluted cohesive soil[C]// Geo-Chicago 2016, ASCE. Chicago, 2016: 42 - 52.
- [26] 边汉亮, 蔡国军, 刘松玉, 等. 有机氯农药污染土强度特性及微观机理分析研究[J]. 地下空间与工程学报, 2014, **10**(6): 1317 - 1323. (BIAN Han-liang, CAI Guo-jun, LIU Song-yu, et al. Strength properties and microscopic mechanism of organochlorine pesticide contaminated soil[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2014, **10**(6): 1317 - 1323. (in Chinese))
- [27] KHAMEHCHIYAN M, CHARKHABI H A, TAJIK M. Effects of crude oil contamination on geotechnical properties of clayey and sandy soils[J]. Engineering Geology, 2007, **89**(3): 220 - 229.
- [28] RAHMAN Z A, HAMZAH U, TAHA M R, et al. Influence of oil contamination on geotechnical properties of basaltic residual soil[J]. American Journal of Applied Sciences, 2010, **7**(7): 954 - 961.
- [29] NAZIR A K. Effect of motor oil contamination on geotechnical properties of over consolidated clay[J]. Alexandria Engineering Journal, 2011, **50**(4): 331 - 335.
- [30] OLUREMI J R, ADEWUYI A P, SANNA A A. Compaction characteristics of oil contaminated residual soil[J]. Journal of Engineering and Technology, 2015, **6**(2): 75 - 87.
- [31] ABOUSNINA R M, MANALO A, SHIAU J, et al. Effects of light crude oil contamination on the physical and mechanical properties of fine sand[J]. Soil and Sediment Contamination: An International Journal, 2015, **24**(8): 833 - 845.
- [32] KERMANI M, EBADI T. The effect of oil contamination on the geotechnical properties of fine-grained soils[J]. Soil and Sediment Contamination: An International Journal, 2012, **21**(5): 655 - 671.
- [33] KHOSRAVI E, GHASEMZADEH H, SABOUR M R, et al. Geotechnical properties of gas oil-contaminated kaolinite[J]. Engineering Geology, 2013, **166**: 11 - 16.
- [34] AKINWUMI I I, DIWA D, OBIANIGWE N. Effects of crude oil contamination on the index properties, strength and permeability of lateritic clay[J]. International Journal of Applied Sciences and Engineering Research, 2014, **3**(4): 816 - 824.
- [35] NASEHI S A, UROMEIHY A, NIKUDEL M R, et al. Influence of gas oil contamination on geotechnical properties

- of fine and coarse-grained soils[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2016, **34**(1): 333 - 345.
- [36] 何小红. 长春地区柴油污染土性质及水泥固化效果研究[D]. 长春: 吉林大学, 2015. (HE Xiao-hong. A study on diesel contaminated soil properties and cement solidification effect of Changchun area[D]. Changchun: Jilin University, 2015. (in Chinese))
- [37] DU Y J, JIANG N J, LIU S Y, et al. Engineering properties and microstructural characteristics of cement-stabilized zinc-contaminated kaolin[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2014, **51**(3): 289 - 302.
- [38] 方伟. 表面活性剂强化曝气修复MTBE污染饱和砂土室内试验研究[D]. 南京: 东南大学, 2015. (FANG Wei. Laboratory experimental research on remediation of mtbe-contaminated saturated sand by surfactant-enhanced air sparging[D]. Nanjing: Southeast University, 2015. (in Chinese))
- [39] Canadian Council of Ministers of the Environment (CCME). National classification system for contaminated sites[R]. Winnipeg, Manitoba: Canadian Council of Ministers of the Environment (CCME), 2008.
- [40] European Environment Agency. Management of contaminated sites in Western Europe[R]. Kongens Nytorv: European Environment Agency, 2000.
- [41] US Environmental Protection Agency. Hazard ranking system guidance manual[R]. Washington D C: US Environmental Protection Agency, 1992.
- [42] 陈梦舫, 骆永明, 宋静, 等. 中、英、美污染场地风险评估导则异同与启示[J]. 环境监测管理与技术, 2011, **23**(3): 14 - 18. (CHEN Meng-fang, LUO Yong-ming, SONG Jing, et al. Comparison of USA, UK and Chinese risk assessment guidelines and the implications for China[J]. Administration and Technique of Environmental Monitoring, 2011, **23**(3): 14 - 18. (in Chinese))
- [43] 许丽萍, 李韬. 建设场地污染土综合评价方法探讨[J]. 上海国土资源, 2012, **33**(2): 29 - 33. (XU Li-Ping, LI Tao. A comprehensive approach to the evaluation of contaminated building sites[J]. Shanghai Land and Resources, 2012, **33**(2): 29 - 33. (in Chinese))
- [44] 吴育林, 冯世进, 许丽萍, 等. 污染场地综合风险评估体系的建立及应用[J]. 地下空间与工程学报, 2014, **10**(增刊2): 1986 - 1991. (WU Yu-lin, FENG Shi-jin, XU Li-ping, et al. Establishment and application of comprehensive risk assessment system in contaminated sites[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2014, **10**(S2): 1986 - 1991. (in Chinese))
- [45] GB 15618—1995 土壤环境质量标准[S]. 1995. (GB 15618—1995 Environmental quality standard for soils[S]. 1995. (in Chinese))
- [46] 刘松玉, 蔡国军, 童立元. 现代多功能 CPTU 技术理论与工程应用[M]. 北京: 科学出版社, 2013. (LIU Song-yu, CAI Guo-jun, TONG Li-yuan. Research and engineering application of the digital multifunctional piezocone penetration test system (CPTU)[M]. Beijing: Science Press, 2013. (in Chinese))
- [47] 刘松玉, 蔡正银. 土工测试技术发展综述[J]. 土木工程学报, 2012, **45**(3): 151 - 165. (LIU Song-yu, CAI Zheng-ying. Review of the geotechnical testing[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, **45**(3): 151 - 165. (in Chinese))
- [48] ARCHIE G E. The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics[J]. Technical Publication, 1942, **146**(1): 54 - 62.
- [49] KELLER G V, FRISCHKNECHT F C. Electrical methods in geophysical prospecting[M]. New York: Pergamon Press, 1966.
- [50] WAXMAN M H, SMITS L J M. Electrical conductivities in oil-bearing shaly sands[J]. Society of Petroleum Engineers Journal, 1968, **8**(2): 107 - 122.
- [51] MITCHELL J K, SOGA K. Fundamentals of soil behavior[M]. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc, 2005.
- [52] 查甫生. 结构性非饱和土的电阻率特性及应用[D]. 南京: 东南大学, 2007. (ZHA Fu-sheng. Study on electrical resistivity feature of structural unsaturated soil and its application[D]. Nanjing: Southeast University, 2007. (in Chinese))
- [53] 韩立华, 刘松玉, 杜延军. 温度对污染土电阻率影响的试验研究[J]. 岩土力学, 2007, **28**(6): 1151 - 1155. (HAN Li-hua, LIU Song-yu, DU Yan-jun. Experiment study on effect of temperature on electrical resistivity of contaminated soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(6): 1151 - 1155. (in Chinese))
- [54] LIU S Y, CHU Y, WANG F, et al. The expansibility prediction of expansive soil with electrical resistivity method[C]// Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Seoul, 2017: 1055 - 1058.
- [55] 查甫生, 刘松玉, 杜延军, 等. 基于电阻率法的膨胀土吸

- 水膨胀过程中结构变化定量研究[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(12): 1832 - 1839. (ZHA Fu-sheng, LIU Song-yu, DU Yan-jun, et al. Quantitative research on microstructures of expansive soils during swelling using electrical resistivity measurements[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(12): 1832 - 1839. (in Chinese))
- [56] ASTM G57-06 Standard test method for field measurement of soil resistivity using the wenner four-electrode method[S]. West Conshohocken, PA: ASTM, 2012.
- [57] 刘松玉, 查甫生, 于小军. 土的电阻率室内测试技术研究[J]. 工程地质学报, 2006, **14**(2): 216 - 222. (LIU Song-yu, ZHA Fu-sheng, YU Xiao-jun. Laboratory measurement techniques of the electrical resistivity of soils[J]. Journal of Engineering Geology, 2006, **14**(2): 216 - 222. (in Chinese))
- [58] 刘松玉, 韩立华, 杜延军. 水泥土的电阻率特性与应用探讨[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(11): 1921 - 1926. (LIU Song-yu, HAN Li-hua, DU Yan-jun. Experimental study on electrical resistivity of soil-cement[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(11): 1921 - 1926. (in Chinese))
- [59] 韩立华, 刘松玉, 杜延军. 一种检测污染土的新方法——电阻率法[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(8): 1028 - 1032. (HAN Li-hua LIU Song-yu DU Yan-jun. New method for testing contaminated soil - electrical resistivity method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(8): 1028 - 1032. (in Chinese))
- [60] 刘松玉, 边汉亮, 蔡国军, 等. 油水二相体对油污染土电阻率特性的影响[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(1): 170 - 177. (LIU Song-yu, BIAN Han-liang, CAI Guo-jun, et al. Influences of water and oil two-phase on electrical resistivity of oil-contaminated soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(1): 170 - 177. (in Chinese))
- [61] LIU S Y, CAI G J, DU Y J. Site investigation of a pesticide contaminated factory based on in-situ resistivity piezocone tests in Southeastern China[C]// Proceedings of the Fourth International Conference on Site Characterization. Pernambuco, 2012: 1757 - 1764.
- [62] LIU S Y, CHEN L, HAN L H. Study on electrical resistivity related parameters of contaminated soils[M]// Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation. Berlin: Springer, 2008: 695 - 701.
- [63] LIU S Y, CHEN L, HAN L H. Experimental study on electrical resistivity characteristics of contaminated soils[C]// Transportation Research Board 87th Annual Meeting. Washington D C, 2008.
- [64] 储亚, 刘松玉, 蔡国军, 等. 重金属污染黏性土电阻率影响因素分析及其预测模型[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2016, **46**(4): 866 - 871. (CHU Ya, LIU Song-yu, CAI Guo-jun, et al. Impact factor analysis of resistivity of heavy metal polluted cohesive soil and its prediction model[J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2016, **46**(4): 866 - 871. (in Chinese))
- [65] CAMPANELLA R, WEEMEES I. Development and use of an electrical resistivity cone for groundwater contamination studies[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1990, **27**(5): 557 - 567.
- [66] LUNNE T, ROBERTSON P K, POWELL J J M. Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice[M]. London: Blackie Academic & Professional, 1997.
- [67] FUKUE M, MINATO T, MATSUMOTO M, et al. Use of a resistivity cone for detecting contaminated soil layers[J]. Engineering Geology, 2001, **60**(1-4): 361 - 369.
- [68] CAMPANELLA D R G, KRISTIANSEN H, DANIEL C, et al. Site characterization of soil deposits using recent advances in piezocone technology[C]// Geotechnical Site Characterization. Atlanta, GA: CRC Press, 1998: 995 - 1000.
- [69] 蔡国军, 刘松玉, 邵光辉, 等. 基于电阻率静力触探的海相黏土成因特性分析[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(4): 529 - 535. (CAI Guo-jun, LIU Song-yu, SHAO Guang-hui, et al. Analysis of formation characteristics of marine clay based on resistivity cone penetration test (RCPT)[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(4): 529 - 535. (in Chinese))
- [70] 蔡国军, 张涛, 刘松玉, 等. 江苏海相黏土电阻率与岩土特性参数间相关性研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(8): 1470 - 1477. (CAI Guo-jun, ZHANG Tao, LIU Song-yu, et al. Relationship between electrical resistivity and geotechnical characteristic parameters for Jiangsu marine clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(8): 1470 - 1477. (in Chinese))
- [71] ABU-HASSANEIN Z S, BENSON C H, BLOTZ L R. Electrical resistivity of compacted clays[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, **122**: 397 - 406.
- [72] T/CCES 1—2017 孔压静力触探测试技术规程[S]. 2017. (T/CCES 1—2017 Technical specification for CPTU[S]. 2017. (in Chinese))
- [73] FINNIE I M S, RANDOLPH M. Punch-through and liquefaction induced failure of shallow foundations on

- calcareous sediments[C]// Proceedings of International Conference on Behaviour of Offshore Structures. Boston, 1994: 217 - 230.
- [74] ELSWORTH D, LEE D S. Limits in determining permeability from on-the-fly UCPT sounding[J]. Géotechnique, 2007, **57**(8): 679 - 686.
- [75] KIM K, PREZZI M, SALGADO R, et al. Penetration rate effects on cone penetration resistance by calibration chamber tests[C]// Proceedings of 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing. Huntington Beach, 2010.
- [76] 余海岁. 岩土介质小孔扩张理论[M]. 北京: 科学出版社, 2013. (YU Hai-sui. Theory of spherical cavity expansion for rock and soil[M]. Beijing: Science Press, 2013. (in Chinese))
- [77] HOULSBY G T, TEH C I. Analysis of the piezocone in clay[C]// Proceedings of the First International Symposium on Penetration Testing. Orlando: Balkema, 1988: 777 - 783.
- [78] PAREZ L, FAURIEL R. The piezocone improvement in the soil investigation[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1988, **44**: 13 - 27.
- [79] ELSWORTH D, LEE D S. Permeability determination from on-the-fly piezocone sounding[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, **131**(5): 643 - 653.
- [80] CHAI J C, AGUNG P M A, HINO T, et al. Estimating hydraulic conductivity from piezocone soundings[J]. Géotechnique, 2011, **61**(8): 699 - 708.
- [81] ROBERTSON P K, WRIDE C E. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1998, **35**(3): 442 - 459.
- [82] 刘松玉, 蔡国军, 邹海峰. 基于 CPTU 的中国实用土分类方法研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(10): 1765 - 1776. (LIU Song-yu, CAI Guo-jun, ZOU Hai-feng. Practical soil classification methods in China based on piezocone penetration tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(10): 1765 - 1776. (in Chinese))
- [83] ZOU H F, CAI G J, BHEEMASETTI T V, et al. Assessment of measurement errors of piezocone penetration test in soft clay[J]. Geotechnical Testing Journal, 2016, **39**(5): 721 - 741.
- [84] WANG Q, TONG L Y, LIU S Y. Determination of hydraulic conductivity from piezocone tests[M]// Geotechnical and Geophysical Site Characterization. London: Taylor & Francis Group, 2012: 475 - 480.
- [85] 邹海峰, 蔡国军, 刘松玉. 基于位错理论的饱和土渗流特性 CPTU 评价研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(3): 519 - 528. (ZOU Hai-feng, CAI Guo-jun, LIU Song-yu. Evaluation of coefficient of permeability of saturated soils based on CPTU dislocation theory[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(3): 519 - 528. (in Chinese))
- [86] CAI G J, LIU S Y, PUPPALA A J. Predictions of coefficient of consolidation from CPTU dissipation tests in Quaternary clays[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2012, **71**(2): 337 - 350.
- [87] 陈 蕾. 水泥固化稳定重金属污染土机理与工程特性研究[D]. 南京: 东南大学, 2010. (CHEN Lei. Research of mechanism and properties of cement stabilized/ solidified heavy metal contaminated soils[D]. Nanjing: Southeast University, 2010. (in Chinese))
- [88] 杜延军, 金 飞, 刘松玉, 等. 重金属工业污染场地固化/ 稳定处理研究进展[J]. 岩土力学, 2011, **32**(1): 117 - 124. (DU Yan-jun, JIN Fei, LIU Song-yu, et al. Review of stabilization/solidification technique for remediation of heavy metals contaminated lands[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(1): 117 - 124. (in Chinese))
- [89] US Environmental Protection Agency. Treatment technologies for site cleanup: annual status report[R]. 12th ed. Washington D C: US Environmental Protection Agency, 2007.
- [90] US Environmental Protection Agency. Solidification/ stabilization use at superfund sites[R]. Washington D C: US Environmental Protection Agency, 2000.
- [91] CHEN Q Y, TYRER M, HILLS C D, et al. Immobilisation of heavy metal in cement-based solidification/stabilisation: a review[J]. Waste Management, 2009, **29**(1): 390 - 403.
- [92] YOUSUF M, MOLLAH A, VEMPATI R K, et al. The interfacial chemistry of solidification/stabilization of metals in cement and pozzolanic material systems[J]. Waste Management, 1995, **15**(2): 137 - 148.
- [93] HALIM C E, AMAL R, BEYDOUN D, et al. Implications of the structure of cementitious wastes containing Pb(II), Cd(II), As(V), and Cr(VI) on the leaching of metals[J]. Cement and Concrete Research, 2004, **34**(7): 1093 - 1102.
- [94] US Environmental Protection Agency. Prohibition on the placement of bulk liquid hazardous waste in landfills-Statutory interpretive guidance, 530-SW-86-016[R]. Washington D C: US Environmental Protection Agency, 1986.
- [95] Center for Environmental Research Information, US Environmental Protection Agency. Stabilization/solidification of CERCLA and RCRA wastes: physical tests, chemical

- testing procedures, technology screening, and field activities[R]. Cincinnati, Center for Environmental Research Information, US Environmental Protection Agency, 1989.
- [96] UK Environment Agency. Review of scientific literature on the use of stabilisation/solidification for the treatment of contaminated soil, solid waste and sludges[R]. Aztec West, Bristol: UK Environment Agency, 2004.
- [97] PERERA A S R, ALTABBAA A, REID J M, et al. State of practice reports UK stabilisation/solidification treatment and remediation Part IV: Testing and performance criteria[C]// Proceedings of the international conference on stabilisation/solidification treatment and remediation. University of Cambridge, United Kingdom: Taylor & Francis Group, 2005: 415 - 435.
- [98] 张帆. 水泥系材料固化 Pb/Zn 重金属污染黏土的力学特性研究[D]. 南京: 东南大学, 2011. (ZHANG Fan. Study on mechanical properties of stabilized/solidified Pb/Zn heavy metal contaminated clay by cement material[D]. Nanjing: Southeast University, 2011. (in Chinese))
- [99] XUE Q, LI J S, LIU L. Effect of compaction degree on solidification characteristics of Pb-contaminated soil treated by cement[J]. Clean-Soil, Air, Water, 2014, **42**(8): 1126 - 1132.
- [100] LIN C, ZHU W, HAN J. Strength and leachability of solidified sewage sludge with different additives[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2012, **25**(11): 1594 - 1601.
- [101] KOGBARA R B, ALTABBAA A, YI Y L, et al. pH-dependent leaching behaviour and other performance properties of cement-treated mixed contaminated soil[J]. Journal of Environmental Sciences, 2012, **24**(9): 1630 - 1638.
- [102] KOGBARA R B, ALTABBAA A, YI Y L, et al. Cement-fly ash stabilisation/solidification of contaminated soil: Performance properties and initiation of operating envelopes[J]. Applied Geochemistry, 2013, **33**(Supplement C): 64 - 75.
- [103] YIN C Y, MAHMUD H B, SHAABAN M G. Stabilization/solidification of lead-contaminated soil using cement and rice husk ash[J]. Journal of Hazardous Materials, 2006, **137**(3): 1758 - 1764.
- [104] LEE D, WAITE T D, SWARBRICK G, et al. Comparison of solidification/stabilization effects of calcite between Australian and South Korean cements[J]. Cement and Concrete Research, 2005, **35**(11): 2143 - 2157.
- [105] 李喜林, 张佳雯, 陈冬琴, 等. 水泥固化铬污染土强度及浸出试验研究[J]. 硅酸盐通报, 2017, **36**(3): 979 - 990. (LI Xi-lin, ZHANG Jia-wen, CHEN Dong-qin, et al. Strength and leaching for remediation of chromium contaminated soil using cement[J]. Bulletin of the Chinese Ceramic Society, 2017, **36**(3): 979 - 990. (in Chinese))
- [106] VOGLAR G E, LEŠTAN D. Solidification/stabilisation of metals contaminated industrial soil from former Zn smelter in Celje, Slovenia, using cement as a hydraulic binder[J]. Journal of hazardous materials, 2010, **178**(1): 926 - 933.
- [107] 陈蕾, 刘松玉, 杜延军, 等. 水泥固化重金属铅污染土的强度特性研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(12): 1898 - 1903. (CHEN Lei, LIU Song-yu, DU Yan-jun, et al. Unconfined compressive strength properties of cement solidified/stabilized lead-contaminated soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(12): 1898 - 1903. (in Chinese))
- [108] 陈蕾, 杜延军, 刘松玉, 等. 水泥固化铅污染土的基本应力-应变特性研究[J]. 岩土力学, 2011, **32**(3): 715 - 721. (CHEN Lei, DU Yan-jun, LIU Song-yu, et al. Experimental study of stress-strain properties of cement treated lead-contaminated soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **32**(3): 715 - 721. (in Chinese))
- [109] 陈蕾, 刘松玉, 杜延军, 等. 水泥固化含铅污染土无侧限抗压强度预测方法[J]. 东南大学学报: 自然科学版, 2011, **40**(3): 609 - 613. (CHEN Lei, LIU Song-yu, DU Yan-jun, et al. Unconfined compressive strength prediction of cement solidified/stabilized lead-contaminated soils[J]. Journal of Southeast University(Natural Science Edition), 2011, **40**(3): 609 - 613. (in Chinese))
- [110] LIU S Y, CHEN L, DU Y J, et al. Strength property and water content variation of cement treated lead-contaminated soils[C]// Proceedings of the 6th International Congress on Environmental Geotechnics. New Delhi, India: Tata McGraw Hill, 2010: 1433 - 1438.
- [111] DU Y J, WEI M L, JIN F, et al. Stress-strain relation and strength characteristics of cement treated zinc-contaminated clay[J]. Engineering Geology, 2013, **167**: 20 - 26.
- [112] 曹智国, 章定文, 刘松玉. 固化铅污染土的干湿循环耐久性试验研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(12): 3485 - 3490. (CAO Zhi-guo, ZHANG Ding-wen, LIU Song-yu. Experimental research on durability of solidified lead-contaminated soils under wetting-drying cycles [J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(12): 3485 - 3490. (in

- Chinese))
- [113] 章定文, 曹智国, 张涛, 等. 碳化对水泥固化铅污染土的电阻率特性影响规律[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(12): 2563-2572. (ZHANG Ding-wen, CAO Zhi-guo, ZHANG Tao, et al. Effect of carbonation on electrical resistivity of cement solidified lead-contaminated soils[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(12): 2563 - 2572. (in Chinese))
- [114] DU Y J, JIANG N J, SHEN S L, et al. Experimental investigation of influence of acid rain on leaching and hydraulic characteristics of cement-based solidified/stabilized lead contaminated clay[J]. Journal of Hazardous Materials, 2012, **225**: 195 - 201.
- [115] KOGBARA R B, AL-TABBAA A. Mechanical and leaching behaviour of slag-cement and lime-activated slag stabilised/solidified contaminated soil[J]. Science of The Total Environment, 2011, **409**(11): 2325 - 2335.
- [116] JIN F, WANG F, AL-TABBAA A. Three-year performance of in-situ solidified/stabilised soil using novel MgO-bearing binders[J]. Chemosphere, 2016, **144**(Supplement C): 681 - 688.
- [117] USEPA Method 1311. Test methods for evaluation of solid wastes, physical chemical methods: Toxicity characteristic leaching procedure[S]. Washington DC: US Environmental Protection Agency, 1992.
- [118] ASTM D4874—95 Standard test method for leaching solid material in a column apparatus[S]. West Conshohocken, PA: ASTM, 2014.
- [119] 谷庆宝, 马福俊, 张 倩, 等. 污染场地固化/稳定化修复的评价方法与标准[J]. 环境科学研究, 2017, **30**(5): 755 - 764. (GU Qing-bao, MA Fu-jun, ZHANG Qian, et al. Remediation of contaminated sites by solidification/stabilization: testing and performance criteria[J]. Research of Environmental Science, 2017, **30**(5): 755 - 764. (in Chinese))
- [120] HALE B, EVANS L, LAMBERT R. Effects of cement or lime on Cd, Co, Cu, Ni, Pb, Sb and Zn mobility in field-contaminated and aged soils[J]. Journal of Hazardous Materials, 2012, **199-200**(Supplement C): 119 - 127.
- [121] HJ557—2010 固体废物浸出毒性浸出方法水平振荡法[S]. 2010. (HJ557—2010 Solid waste-extraction procedure for leaching toxicity-horizontal vibration method[S]. 2010. (in Chinese))
- [122] HJ/T 300—2007 固体废物浸出毒性浸出方法醋酸缓冲溶液法[S]. 2007. (HJ/T 300—2007 Solid waste-Extraction procedure for leaching toxicity-Acetic acid buffer solution method[S]. 2007. (in Chinese))
- [123] HJ/T 299—2007 固体废物浸出毒性浸出方法硫酸硝酸法[S]. 2007. (HJ/T 299 — 2007 Solid waste-Extraction procedure for leaching toxicity- Sulphuric acid & nitric acid method[S]. 2007. (in Chinese))
- [124] 刘兆鹏, 杜延军, 蒋宁俊, 等. 基于半动态淋滤试验的水泥固化铅污染黏土溶出特性研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(12): 2212-2218. (LIU Zhao-peng, DU Yan-jun, JIANG Ning-jun, et al. Leaching properties of cement-solidified lead-contaminated clay via semi-dynamic leaching tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(12): 2212 - 2218. (in Chinese))
- [125] MALVIYA R, CHAUDHARY R. Leaching behavior and immobilization of heavy metals in solidified/stabilized products[J]. Journal of Hazardous Materials, 2006, **137**(1): 207 - 217.
- [126] 蒋宁俊, 杜延军, 刘松玉, 等. 酸雨入渗对水泥固化铅污染土淋滤特性的影响研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(4): 739 - 744. (JIANG Ning-jun, DU Yan-jun, LIU Song-yu, et al. Leaching behaviors of cement-based solidification/stabilization treated lead contaminated soils under effects of acid rain [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(4): 739 - 744. (in Chinese))
- [127] WANG F, WANG H, AL-TABBAA A. Leachability and heavy metal speciation of 17-year old stabilised/solidified contaminated site soils[J]. Journal of Hazardous Materials, 2014, **278**: 144 - 151.
- [128] MOON D H, DERMATAS D. An evaluation of lead leachability from stabilized/solidified soils under modified semi-dynamic leaching conditions[J]. Engineering Geology, 2006, **85**(1): 67 - 74.
- [129] DU Y J, WEI M L, REDDY K R, et al. Effect of acid rain pH on leaching behavior of cement stabilized lead-contaminated soil[J]. Journal of Hazardous Materials, 2014, **271**: 131 - 140.
- [130] 查甫生, 郝爱玲, 许 龙, 等. 水泥固化重金属污染土的淋滤特性试验研究[J]. 工业建筑, 2014, **44**(1): 65-70. (ZHA Fu-sheng, HAO Ai-lin, XU Long, et al. Experimental study of leaching characteristics of cement solidified and stabilized heavy metal contaminated soils [J]. Industrial Construction, 2014, **44**(1): 65 - 70. (in Chinese))
- [131] 董伟掣, 陆海军, 李继祥. 水泥固封镉污染土离子释放规律与微观结构[J]. 环境工程学报, 2015, **9**(9): 4578 - 4584.

- (DONG Yi-zhi, LU Hai-jun, LI Ji-xiang. Ion release and microstructure of Cd polluted clay solidified by cement[J]. Chinese Journal of Environmental Engineering, 2015, **9**(9): 4578 - 4584. (in Chinese))
- [132] VOGLAR G E, LEŠTAN D. Equilibrium leaching of toxic elements from cement stabilized soil[J]. Journal of Hazardous Materials, 2013, **246-247**(Supplement C): 18 - 25.
- [133] MILLER J, AKHTER H, CARTLEDGE F K, et al. Treatment of arsenic-contaminated soils. II: Treatability study and remediation[J]. Journal of Environmental Engineering, 2000, **126**(11): 1004 - 1012.
- [134] WANG S, VIPULANANDAN C. Solidification/stabilization of Fe (II)-treated Cr (VI)-contaminated soil[J]. Environmental Engineering Science, 2001, **18**(5): 301 - 308.
- [135] MOON D H, GRUBB D G, REILLY T L. Stabilization/solidification of selenium-impacted soils using Portland cement and cement kiln dust[J]. Journal of Hazardous Materials, 2009, **168**(2): 944 - 951.
- [136] WU H L, DU Y J, WANG F, et al. Study on the semi-dynamic leaching characteristics of Cd contaminated soils solidified/stabilized with phosphate under the condition of acid rain[M]// BRANDON T L, VALENTINE R J. Geotechnical Frontiers 2017: Waste Containment, Barriers, Remediation, and Sustainable Geoengineering. Reston, VA: ASCE, 2017: 414 - 422.
- [137] DU Y J, WEI M L, REDDY K R, et al. New phosphate-based binder for stabilization of soils contaminated with heavy metals: leaching, strength and microstructure characterization[J]. Journal of Environmental Management, 2014, **146**(0): 179 - 188.
- [138] WEI M L, DU Y J, REDDY K R, et al. Effects of freeze-thaw on characteristics of new KMP binder stabilized Zn- and Pb- contaminated soils[J]. Environmental Science and Pollution Research, 2015, **22**(24): 19473 - 19484.
- [139] DU Y J, WEI M L, REDDY K R, et al. Effect of carbonation on leachability, strength and microstructural characteristics of KMP binder stabilized Zn and Pb contaminated soils[J]. Chemosphere, 2016, **144**: 1033 - 1042.
- [140] WU H L, DU Y J, YANG Y Y, et al. Performance of tailing contaminated soils solidified by phosphate-based binder[J]. Applied Mechanics & Materials, 2017, **858**: 104 - 110.
- [141] 薄煜琳, 于博伟, 杜延军, 等. 淋滤条件下 GGBS-MgO 固化铅污染黏土强度与溶出特性研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(10): 2877 - 2891. (BO Yu-lin, YU Bo-wei, DU Yan-jun, et al. Strength and leachability of lead contaminated clay stabilized by GGBS-MgO[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(10): 2877 - 2891. (in Chinese))
- [142] 夏威夷, 杜延军, 冯亚松, 等. 重金属污染场地原位固化稳定化修复试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(11): 2839 - 2849. (XIA Wei-yi, DU Yan-jun, FENG Ya-song, et al. Remediation of a heavy metal contaminated site: in-situ solidification and stabilization[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(11): 2839 - 2849. (in Chinese))
- [143] 刘松玉, 夏威夷, 魏明俐, 等. MC 固化高浓度锌铅镉污染土的浸出和强度特性[J]. 东南大学学报 (自然科学版), 2016, **46**(增刊): 51 - 56. (LIU Song-yu, XIA Wei-yi, WEI Ming-li, et al. Leaching and strength properties of Zn, Pb and Cd contaminated soils stabilized by MC[J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2016, **46**(S0): 51 - 56. (in Chinese))
- [144] 梁媛, 王晓春, 曹心德. 基于磷酸盐、碳酸盐和硅酸盐材料化学钝化修复重金属污染土壤的研究进展[J]. 环境化学, 2012, **31**(1): 16 - 25. (LIANG Yuan, WANG Xiao-chun, CAO Xin-de. Research progress on remediation of heavy metal contaminated soils based on chemical passivation of phosphate, carbonate and silicate materials[J]. Environmental Chemistry, 2012, **31**(1): 16 - 25. (in Chinese))
- [145] YI Y L, LI C, LIU S Y, et al. Resistance of MgO-GGBS and CS-GGBS stabilised marine soft clays to sodium sulfate attack[J]. Géotechnique, 2014, **64**(8): 673 - 679.
- [146] YU B W, DU Y J, JIN F, et al. Multiscale study of sodium sulfate soaking durability of low plastic clay stabilized by reactive magnesia-activated ground granulated blast-furnace slag[J]. Journal of Materials in Civil Engineering 2016, **28**(6): 04016016.
- [147] DU Y J, BO Y L, JIN F, et al. Durability of reactive magnesia-activated slag-stabilized low plasticity clay subjected to drying-wetting cycle[J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2016, **20**(2): 215 - 230.
- [148] WANG F, JIN F, SHEN Z, et al. Three-year performance of in-situ mass stabilised contaminated site soils using MgO-bearing binders[J]. Journal of Hazardous Materials, 2016, **318**(Supplement C): 302 - 307.
- [149] 刘松玉. 新型搅拌桩复合地基理论与技术[M]. 南京: 东南大学出版社, 2014. (LIU Song-yu. Theory and technology of a new mixing pile composite foundation[J]. Nanjing:

- Southeast University Press, 2014. (in Chinese))
- [150] DAY S R, ZARLINSKI S J, JACOBSON P. Stabilization of cadmium-impacted soils using jet-grouting techniques[C]// In Situ Remediation of the Geoenvironment. ASCE. Minneapolis, 1997: 388 - 402.
- [151] 刘松玉, 易耀林, 朱志铎. 双向搅拌桩加固高速公路软土地基现场对比试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(11): 2272 - 2280. (LIU Song-yu, YI Yao-lin, ZHU Zhi-duo. Comparison tests on field bidirectional mixing column for soft ground improvement in expressway[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(11): 2272 - 2280. (in Chinese))
- [152] LIU S Y, DU Y J, YI Y L, et al. Field investigations on performance of T-shaped deep mixed soil cement column-supported embankments over soft ground[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, **138**(6): 718 - 727.
- [153] 夏威夷, 魏明俐, 杜延军, 等. 有机物污染场地浅层异位固化稳定化试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(3): 510 - 517. (XIA Wei-yi, WEI Ming-li, DU Yan-jun, et al. Experimental study on ex-situ S/S for shallow soil of organically contaminated site[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(3): 510 - 517. (in Chinese))
- [154] 夏威夷, 杜延军, 魏明俐, 等. 挥发性有机物污染泥浆固化稳定化试验研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(5): 1281 - 1290. (XIA Wei-yi, DU Yan-jun, WEI Ming-li, et al. Experimental study of solidification/stabilization of VOCs contaminated slurry[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(5): 1281 - 1290. (in Chinese)).
- [155] US Environmental Protection Agency. Green remediation best management practices: Soil vapor extraction and air sparging[R]. Washington D C: US Environmental Protection Agency, 2010.
- [156] US Environmental Protection Agency. Superfund Remedy Report[R]. 14th ed. Washington D C: U S Environmental Protection Agency, 2013.
- [157] KING T C. Mechanism of pneumatic fracturing[D]. Newark: New Jersey Institute of Technology, 1993.
- [158] LIU S Y, ZHANG D W, DU G Y, et al. A new combined vacuum preloading with pneumatic fracturing method for soft ground improvement[J]. Procedia Engineering, 2016, **143**: 454 - 461.
- [159] LIU S Y, ZHANG D W, HAN W J, et al. On the combined vacuum preloading with pneumatic fracturing method for soft ground improvement[C]// Proceeding of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Paris, 2013: 75 - 78.
- [160] 刘松玉, 韩文君, 章定文, 等. 劈裂真空法加固软土地基试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(4): 591 - 599. (LIU Song-yu, HAN Wen-jun, ZHANG Ding-wen, et al. Field pilot tests on combined method of vacuum preloading and pneumatic fracturing for soft ground improvement[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(4): 591 - 599. (in Chinese))
- [161] LIU S Y, HAN J, ZHANG D W, et al. A combined DJM-PVD method for soft ground improvement[J]. Geosynthetics International, 2008, **15**(1): 43 - 54.
- [162] 章定文, 刘松玉, 韩文君. 土体气压劈裂原理与工程应用[M]. 北京: 科学出版社, 2014. (ZHANG Ding-wen, LIU Song-yu, HAN Wen-jun. Principle and engineering application of soil pressure splitting[M]. Beijing: Science Press, 2014. (in Chinese))
- [163] JOHNSON R L, JOHNSON P C, MCWHORTER D B, et al. An overview of in situ air sparging[J]. Ground Water Monitoring & Remediation, 1993, **13**(4): 127 - 135.
- [164] MCCRAY J E, FALTA R W. Defining the air sparging radius of influence for groundwater remediation[J]. Journal of Contaminant Hydrology, 1996, **24**(1): 25 - 52.
- [165] SEMER R, ADAMS J A, REDDY K R. An experimental investigation of air flow patterns in saturated soils during air sparging[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 1998, **16**(1): 59 - 75.
- [166] 刘志彬, 陈志龙, 杜延军, 等. 地下水曝气空气流动形态影响因素数值模拟[J]. 东南大学学报: 自然科学版, 2013, **43**(2): 375 - 379. (LIU Zhi-bin, LIU Song-yu, DU Yan-jun, et al. Theory and technology of a new mixing pile composite foundation [J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2013, **43**(2): 375 - 379. (in Chinese)).
- [167] JI W, DAHMANI A, AHLFELD D P, et al. Laboratory study of air sparging: air flow visualization[J]. Ground Water Monitoring & Remediation, 1993, **13**(4): 115 - 126.
- [168] 胡黎明, 刘 燕, 杜建廷, 等. 地下水曝气修复过程离心模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, **38**(2): 297 - 301. (HU Li-ming, LIU Yan, DU Jian-ting, et al. Centrifuge modeling of air-sparging technique for groundwater remediation [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **38**(2): 297 - 301. (in Chinese))

- [169] 刘松玉, 刘志彬, 毛柏杨. 表面活性剂强化曝气二维模型试验系统研制及应用[J]. 东南大学学报: 自然科学版, 2016, **46**(增刊): 82 - 87. (LIU Song-yu, LIU Zhi-bin, MAO Bai-yang. Theory and technology of a new mixing pile composite foundation [J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2016, **46**(S0): 82 - 87. (in Chinese))
- [170] LIU Z B, DU Y J, LIU S J, et al. Laboratory investigation of air flow patterns in saturated sands during air sparging[C]// Geo-Shanghai 2014, ASCE. Shanghai, 2014.
- [171] KIM H, YANG S, YANG H. Surfactant-enhanced ozone sparging for removal of organic compounds from sand[J]. Journal of Environmental Science and Health, Part A, 2013, **48**(5): 526 - 533.
- [172] CHAO K P, ONG S K, PROTOPAPAS A. Water-to-air mass transfer of VOCs: Laboratory-scale air sparging system[J]. Journal of environmental engineering, 1998, **124**(11): 1054 - 1060.
- [173] BRAIDA W J, ONG S K. Modeling of air sparging of VOC-contaminated soil columns[J]. Journal of Contaminant Hydrology, 2000, **41**(3/4): 385 - 402.
- [174] CHAO K P, ONG S K, HUANG M C. Mass transfer of VOCs in laboratory-scale air sparging tank[J]. Journal of Hazardous Materials, 2008, **152**(3): 1098 - 1107.
- [175] BRAIDA W J, ONG S K. Air sparging effectiveness: laboratory characterization of air-channel mass transfer zone for VOC volatilization[J]. Journal of Hazardous Materials, 2001, **87**(1-3): 241 - 258.
- [176] 刘志彬, 刘松玉, 杜延军, 等. 地下水曝气修复一维土柱试验集总参数分析[J]. 地下空间与工程学报, 2014, **10**(6): 1348 - 1352. (LIU Zhi-bin, LIU Song-yu, DU Yan-jun, et al. Theory and technology of a new mixing pile composite foundation[J]. Journal of Underground Space and Engineering, 2014, **10**(6): 1348 - 1352. (in Chinese)).
- [177] LEESON A, JOHNSON P C, JOHNSON R L, et al. Air Sparging Design Paradigm[M]. Columbus: Battelle, 2002.
- [178] 方 伟, 刘松玉, 刘志彬, 等. 地下水曝气修复技术现场试验与应用研究进展[J]. 环境污染与防治, 2014, **36**(10): 73 - 78. (FANG Wei, LIU Song-yu, LIU Zhi-bin, et al. Experiment and application of in situ groundwater remediation by air sparging: a review[J]. Environmental Pollution & Control, 2014, **36**(10): 73 - 78. (in Chinese))
- [179] SHARMA H D, REDDY K R. Geoenvironmental engineering: site remediation, waste containment, and emerging waste management technologies[M]. New York: John Wiley & Sons, Inc, 2004.
- [180] EVANS J C, COSTA M J, COOLEY B. The state-of-stress in soil-bentonite slurry trench cutoff walls[C]// Geoenvironment 2000: Characterization, Containment, Remediation, and Performance in Environmental Geotechnics. ASCE. New Orleans, 1995: 1173 - 1191.
- [181] US Environmental Protection Agency. Evaluation of subsurface engineered barriers at waste sites[R]. Washington D C: US Environmental Protection Agency, 1998.
- [182] 任红娟, 单华伦, 张建平. 垂直防渗技术在苏州市七子山垃圾填埋场扩建工程中的应用[J]. 环境卫生工程, 2009, **17**(4): 34 - 36. (REN Hong-juan, SHAN Hua-lun, ZHANG Jian-pin. Application of vertical anti-seepage technology in extension project of Qizi Hill waste landfill site in Suzhou city[J]. Environmental Sanitation Engineering, 2009, **17**(4): 34 - 36. (in Chinese))
- [183] FILZ G M, ADAMS T, DAVIDSON R R. Stability of long trenches in sand supported by bentonite-water slurry[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, **130**(9): 915 - 921.
- [184] FOX P. Analytical solutions for stability of slurry trench[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, **130**(7): 749 - 758.
- [185] LI Y C, PAN Q, CHEN Y M. Stability of slurry trenches with inclined ground surface[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, **139**(9): 1617 - 1619.
- [186] 范日东, 杜延军, 刘松玉, 等. 土-膨润土系竖向隔离墙的施工和易性分析[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2016, **46**(增刊): 99 - 104. (FAN Ri-dong, DU Yan-jun, LIU Song-yu, et al. Assessment of workability for soil-bentonite slurry-trench cutoff walls[J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2016, **46**(S0): 99 - 104. (in Chinese))
- [187] UFGS-02 35 27. Guide specification for construction soil-bentonite (S-B) slurry trench[S]. Washington DC: Unified Facilities Guide Specifications, 2010.
- [188] YEO S S, SHACKELFORD C D, EVANS J C. Consolidation and hydraulic conductivity of nine model soil-bentonite backfills[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, **131**(10): 1189 - 1198.
- [189] MALUSIS M A, BARBEN E J, EVANS J C. Hydraulic conductivity and compressibility of soil-bentonite backfill amended with activated carbon[J]. Journal of Geotechnical

- and Geoenvironmental Engineering, 2009, **135**(5): 664 – 672.
- [190] HONG C S, SHACKELFORD C D, MALUSIS M A. Consolidation and hydraulic conductivity of zeolite amended soil-bentonite backfills[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, **138**(1): 15 – 25.
- [191] DU Y J, FAN R D, LIU S Y, et al. Workability, compressibility and hydraulic conductivity of zeolite-amended clayey soil/calcium-bentonite backfills for slurry-trench cutoff walls[J]. Engineering Geology, 2015, **195**: 258 – 268.
- [192] 范日东, 杜延军, 刘松玉, 等. 添加沸石对黏性土-膨润土竖向隔离墙材料压缩和渗透特性的影响[J]. 岩土力学, 2014, **35**(增刊 2): 173 – 179. (FAN Ri-dong, DU Yan-jun, LIU Song-yu, et al. Effects of addition of zeolite on compressibility and hydraulic conductivity of clayey soil-bentonite backfills for slurry-trench walls[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(S2): 173 – 179. (in Chinese)).
- [193] 范日东, 杜延军, 刘松玉, 等. 钙基膨润土系竖向隔离墙材料压缩及渗透特性试验研究[J]. 水利学报, 2015, **46**(增刊 1): 255 – 262. (FAN Ri-dong, DU Yan-jun, LIU Song-yu, et al. Compressibility and hydraulic conductivity of soil/Ca-bentonite backfills for vertical slurry cutoff wall [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2015, **46**(S1): 255 – 262. (in Chinese)).
- [194] 杨玉玲. 磷酸盐改良膨润土系竖向隔离墙材料的防渗控污研究[D]. 南京: 东南大学, 2017. (YANG Yu-ling. Contaminant performances of soil-phosphate phosphate amended calcium bentonite vertical cutoff walls[D]. Nanjing: Southeast University, 2017. (in Chinese)).
- [195] 范日东. 重金属作用下土-膨润土竖向隔离屏障化学相容性和防渗截污性能研究[D]. 南京: 东南大学, 2017. (FAN Ri-dong. Study on chemical compatibility and containment performance of soil-bentonite cutoff wall exposed to heavy metal contaminants[D]. Nanjing: Southeast University, 2017. (in Chinese)).
- [196] 徐超, 黄亮, 邢皓枫. 水泥-膨润土泥浆配比对防渗墙渗透性能的影响[J]. 岩土力学, 2010, **31**(2): 422 – 426. (XU Chao, HUANG Liang, XING Hao-feng. Influence of cement-bentonite slurry mixing ratio on permeability of cutoff wall[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(2): 422 – 426. (in Chinese)).
- [197] PHILIP L K. An investigation into contaminant transport processes through single-phase cement-bentonite slurry walls[J]. Engineering Geology, 2001, **60**: 209 – 221.
- [198] JOSHI K, KECHAVARZI C, SUTHERLAND K, et al. Laboratory and in situ tests for long-term hydraulic conductivity of a cement-bentonite cutoff wall[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, **136**(4): 562 – 572.
- [199] OPDYKE S M, EVANS J C. Slag-cement-bentonite slurry walls[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, **131**(6): 673 – 681.
- [200] EVANS J C. The TRD method: Slag-cement materials for in situ mixed vertical barriers[C]// Geo-Denver 2007, ASCE. Denver, 2007: 1 – 11.
- [201] CARRETO J M R, CALDEIRA L M M S, NEVES E J L M D. Hydromechanical characterization of cement-bentonite slurries in the context of cutoff wall applications[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2015, **28**(2): 04015093.
- [202] MALUSIS M A, YEOM S, EVANS J C. Hydraulic conductivity of model soil-bentonite backfills subjected to wet-dry cycling[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2011, **48**(8): 1198 – 1211.
- [203] FAN R D, DU Y J, REDDY K R, et al. Compressibility and hydraulic conductivity of clayey soil mixed with calcium bentonite for slurry wall backfill: Initial assessment[J]. Applied Clay Science, 2014, **101**: 119 – 127.
- [204] LEE J M, SHACKELFORD C D, BENSON C H, et al. Correlating index properties and hydraulic conductivity of geosynthetic clay liners[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, **131**(11): 1319 – 1329.
- [205] YUKSELEN-AKSOY Y, KAYA A, ÖREN A H. Seawater effect on consistency limits and compressibility characteristics of clays[J]. Engineering Geology, 2008, **102**(1/2): 54 – 61.
- [206] MALUSIS M A, MCKEEHAN M D. Chemical compatibility of model soil-bentonite backfill containing multiswellable bentonite[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, **139**(2): 189 – 198.
- [207] JO H Y, KATSUMI T, BENSON C H, et al. Hydraulic conductivity and swelling of nonprehydrated GCLs permeated with single-species salt solutions[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, **127**(7): 557 – 567.
- [208] KOLSTAD D C, BENSON C H, EDIL T B. Hydraulic conductivity and swell of nonprehydrated geosynthetic clay liners permeated with multispecies inorganic solutions[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, **130**(12): 1236 – 1249.
- [209] KATSUMI T, ISHIMORI H, ONIKATA M, et al. Long-term

- barrier performance of modified bentonite materials against sodium and calcium permeant solutions[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2008, **26**(1): 14 - 30.
- [210] SCALIA IV J. Bentonite-polymer composites for containment applications[D]. Madison: University of Wisconsin-Madison, 2012.
- [211] KATSUMI T, ISHIMORI H, OGAWA A, et al. Hydraulic conductivity of nonprehydrated geosynthetic clay liners permeated with inorganic solutions and waste leachates[J]. *Soils and Foundations*, 2007, **47**(1): 79 - 96.
- [212] BOHNHOFF G L, SHACKELFORD C D. Hydraulic conductivity of polymerized bentonite-amended Backfills[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2014, **140**(3): 04013028.
- [213] LIU S Y, FAN R D, DU Y J, et al. Modified fluid loss test to measure the hydraulic conductivity of heavy metal-contaminated bentonite filter cakes[C]// *Geo-Chicago 2016*, ASCE. Chicago, 2016: 568 - 577.
- [214] DU Y J, FAN R D, REDDY K R, et al. Impacts of presence of lead contamination in clayey soil-calcium bentonite cutoff wall backfills[J]. *Applied Clay Science*, 2015, **108**: 111 - 122.
- [215] 朱伟, 徐浩青, 王升位, 等. CaCl_2 溶液对不同黏土基防渗墙渗透性的影响[J]. *岩土力学*, 2016, **37**(5): 1224 - 1230. (ZHU Wei, XU Hao-qing, WANG Sheng-wei, et al. Influence of CaCl_2 solution on the permeability of different clay-based cutoff walls[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, **37**(5): 1224 - 1230. (in Chinese))
- [216] DU Y J, YANG Y L, FAN R D, et al. Effects of phosphate dispersants on the liquid limit, sediment volume and apparent viscosity of clayey soil/calcium-bentonite slurry wall backfills[J]. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 2016, **20**(2): 670 - 678.
- [217] YANG Y L, DU Y J, REDDY K R, et al. Hydraulic conductivity of phosphate-amended soil-bentonite backfills[C]// *Geo-Chicago 2016*, ASCE. Chicago, 2016: 537 - 547.
- [218] 杨玉玲, 杜延军, 任伟伟, 等. 磷酸盐对铅污染土-膨润土竖向隔离墙材料沉降特性影响的试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(10): 1856 - 1864. (YANG Yu-ling, DU Yan-jun, REN Wei-wei, et al. Experimental study on effect of phosphates on sedimentation behavior of lead-contaminated soil-bentonite slurry wall backfills[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(10): 1856 - 1864. (in Chinese))
- [219] EMIDIO G D, FLORES R D V. Monitoring the impact of sulfate attack on a cement-clay mix[C]// *GeoCongress 2012*, ASCE. Oakland, 2012: 910 - 919.
- [220] FRATALOCCHI E, PASQUALINI E, BALBONI P. Performance of a cement-bentonite cut-off wall in an acidic sulphate environment[C]// *5th ICEG Environmental Geotechnics: Opportunities, Challenges and Responsibilities for Environmental Geotechnics*. Cardiff: ICE Publishing 2006: 133 - 139.
- [221] 梅丹兵. 土-膨润土系竖向隔离工程屏障阻滞重金属污染物运移的模型试验研究[D]. 南京: 东南大学, 2017. (MEI Dan-bing. Model test study of limiting migration of heavy metal of soil-bentonite vertical cutoff wall[D]. Nanjing: Southeast University, 2017. (in Chinese))
- [222] VAN GENUCHTEN M T, PARKER J C. Boundary conditions for displacement experiments through short laboratory soil columns[J]. *Soil Science Society of America Journal*, 1984, **48**(4): 703 - 708.
- [223] EVANS J C, GARBIN E J. The TRD method for in situ mixed vertical barriers[C]// *Geo-Florida 2009*, ASCE. Orlando, 2009: 271 - 280.
- [224] 沈国勤, 林坚, 刘松玉. 双轮铣水泥土搅拌墙 (SMC) 施工技术研究与工程应用[R]. 南京: 江苏建基集团, 上海金泰工程机械有限公司, 东南大学, 2015. (SHEN Guo-qin, LIN Jian, LIU Song-yu. Study on construction technology and engineering application of soil mixing cutter method[R]. Nanjing: Jiangsu Infrastructure Construction Group Company, Shanghai Jintai Engineering Machinery Co, Ltd, Southeast University, 2015. (in Chinese))
- [225] 双轮铣水泥土搅拌墙 (SMC) [S]. 2016. (Cement-soil wall constructed using soil mixing cutter method (SMC)[S]. 2016. (in Chinese))
- [226] 唐昊陵. 双轮铣水泥土搅拌墙工程特性研究与应用[D]. 南京: 东南大学, 2017. (TANG Hao-ling. Study on engineering properties of cement-soil wall constructed using soil mixing cutter method and its application[D]. Nanjing: Southeast University, 2017. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201801002

MICP 胶结钙质砂动力特性试验研究

刘汉龙^{1,2,3}, 肖鹏^{1,2}, 肖杨^{1,2}, 王建平⁴, 陈育民³, 楚剑¹

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 重庆大学山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045;

3. 河海大学土木与交通学院, 江苏 南京 210098; 4. 海军工程设计研究局, 北京 100070)

摘要:以南海某岛的钙质砂为材料进行微生物(MICP)胶结加固,通过动三轴试验和SEM微观结构试验,研究了MICP胶结钙质砂在不同胶结程度和不同动应力水平下的动强度、动变形、动孔压、有效应力路径的发展规律和MICP胶结的微观机理。结果表明:通过MICP胶结的钙质砂动剪应力比和抵抗变形的能力得到明显提高,这表明MICP胶结作用能显著改善钙质砂抗液化能力。MICP胶结钙质砂的孔压发展可以分为4个阶段:初始阶段—稳定发展阶段—快速发展阶段—完全液化阶段,当孔压发展到快速阶段末期,孔压曲线出现凹槽,试样开始失稳,最后发生破坏。整个振动循环过程中土体的变形和强度变化与有效应力路径和孔压的发展密切相关,当试样发生破坏时,有效应力路径表现出循环活动性。MICP胶结作用生成了方解石结晶包裹在砂土颗粒表面或填充于砂颗粒之间,这改变了土体的性质,使得土体的黏聚力和内摩擦角均有所提高。

关键词: MICP 胶结钙质砂; 动强度; 动应变; 动孔隙水压力; 有效应力路径; SEM

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)01-0038-08

作者简介: 刘汉龙(1964-),男,博士,长江学者特聘教授,博士生导师,主要从事岩土工程方面的教学与科研。E-mail: hliuhhu@163.com。

Dynamic behaviors of MICP-treated calcareous sand in cyclic tests

LIU Han-long^{1,2,3}, XIAO Peng^{1,2}, XIAO Yang^{1,2}, WANG Jian-ping⁴, CHEN Yu-min³, CHU Jian¹

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain

Area, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 3. College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing, 210098, China;

4. Naval Institute of Engineering Design and Research, Beijing 100070, China)

Abstract: The calcareous sands from an island of the South China Sea are cemented by the microbially induced calcite precipitation (MICP) method. A series of cyclic tests and SEM tests are carried out to investigate the evolutions of the dynamic strength, dynamic deformation, dynamic pore pressure and effective stress path under different degrees of bio-cement as well as the micromechanism of the MICP-treated calcareous sands. The results show that the cyclic stress ratio and resistance to deformation of the calcareous sands are obviously improved due to the MICP method, implying that the MICP method can significantly improve the dynamic properties of calcareous sands. The evolution of the dynamic pore pressure can be divided into four stages: initial phase, stable development phase, rapid development phase and complete liquid phase. The sample begins to collapse when the pore pressure is developed at the later period of the rapid development phase, and the groove appears in the pore pressure curve. In the whole phase, the soil deformation and the change in soil strength are closely related to the development trend of the effective stress path and dynamic pore pressure, and then, the effective stress path exhibits cyclic mobility. The particles of the MICP-improved calcareous sands are wrapped or filled by the calcite precipitation, leading to the changed properties of calcareous sands, which increases the cohesion and internal friction angle of soils.

Key words: MICP-treated calcareous sand; dynamic strength; dynamic deformation; dynamic pore pressure; effective stress path; SEM

0 引言

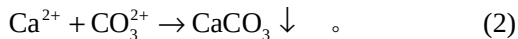
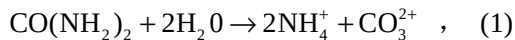
钙质砂作为海洋生物形成的特殊岩土介质,在中国南海海域分布十分广泛。钙质砂作为天然地基大部分多见于南海民用和国防工程,其特点是地基承载力

要求低,建筑荷载小,但随着中国提出“建设海洋强国”的战略目标,中国将加大南海诸岛的开发与建设,

基金项目: 国家自然科学基金项目(51578096);高等学校学科创新引智计划项目(B13024)

收稿日期: 2016-08-09

其中码头、机场跑道、及各类民用军事建筑的修建和使用过程中将会遇到钙质砂地基问题。从 20 世纪 80 年代起, 因为 North Rink “A” 的工程问题引起世界对钙质砂地基研究的热潮^[1], 刘崇权等^[2]对钙质砂物理力学性质进行了研究, 刘汉龙等^[3]对钙质砂液化特性进行了试验研究, 朱长岐等^[4]分析了钙质砂结构的内孔隙特征, Coop 等^[5]和 Xiao 等^[6]对钙质砂的颗粒破碎进行了研究。这些研究表明钙质砂是一种内部多孔隙, 形状不规则, 易发生颗粒破碎的特殊岩土材质, 因此其力学特性与普通砂并不相同。秦月等^[7]、江浩等^[8]进行了钙质砂模型桩试验研究, 大量的试验和工程案例表明传统桩基础工程经验并不能适用于钙质砂, 因此对南海钙质砂地基需采取措施以改善土体的力学性能。传统的地基处理方法有很多包括机械压密、化学灌浆、换填处理等等。随着人们对可持续发展和环境友好发展要求的重视, 许多团队开始利用微生物诱导碳酸钙沉积 (microbially induced calcite precipitation 即 MICP) 技术进行地基处理研究^[9-13]。MICP 技术主要是利用产脲酶微生物 *Sporosarcina pasteurii* (美国菌种保藏库编号为 ATCC 11859) 分解尿素生成的铵根离子与钙离子反应最终生成碳酸钙沉淀的过程^[14], 其主要化学反应式表示为



Ivanov 等^[15]、Van Paassen 等^[16]的研究已经证明 MICP 在室内试验和大规模试验中都能很好地提高土体的强度与刚度。同时, DeJong 等^[17]通过扫描电镜和简单化学试验检测出 MICP 胶结物是方解石, 生成的方解石沉淀分布在颗粒与颗粒之间, 这使得砂土的抗剪强度增强。程晓辉等^[18]对采用 MICP 加固的粉细砂进行动三轴及小型振动台试验发现微生物灌浆加固能显著提高砂柱和模型地基的抗液化性能。

目前国内外开展的 MICP 研究主要针对普通砂 (硅砂), 对于主要成分为碳酸钙的钙质砂的 MICP 技术研究还较少, 目前主要有 Khan 等^[19]和方祥位等^[20]利用珊瑚砂作为原材料进行了 MICP 加固, 研究发现可以 MICP 加固技术可以将珊瑚砂的 UCS 强度提高到 20 MPa 左右; 但是, MICP 胶结钙质砂动力特性这方面研究不多见。本文利用中国南海某岛礁上的钙质砂为原材料进行了多种 MICP 胶结程度的钙质砂动三轴试验, 探讨了钙质砂的 MICP 胶结程度与动强度、动孔压、动变形之间的关系, 为 MICP 胶结钙质砂的动力特性研究提供试验基础。

1 试验情况

1.1 微生物试验

试验选用从中国普通微生物菌种保藏管理中心 (CGMCC) 购买的巴氏生孢八叠球菌株 (*Sporosarcina pasteurii*) 采用平板培养基在恒温箱内进行活化, 然后从平板中挑取单菌落于液体培养基内以 200 rpm 的转速在恒温振荡培养箱中进行扩大培养。整个细菌的接种、培养过程均在 30℃ 恒温无菌环境内进行。最后将培养得到的细菌液在冷冻离心机中以 4000 r/min 速度以及 4℃ 温度下离心 20 min, 取下部沉淀重新悬浮于 0.9% 的氯化钠溶液中, 以去除培养过程中生成的大量代谢废物和细菌培养过程中产生的异味, 制备得到的细菌液置于冷藏箱内在 4℃ 下保存, 并在 7 d 内使用。细菌培养所用培养基配方如下: 酵母提取物 20 g/L, 氯化铵 10 g/L, $\text{MnCl}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$ 12 mg/L, $\text{NiCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ 24 mg/L, 蒸馏水 1000 g/L, 琼脂 15 g/L (配制平板培养基时需添加), 用 1 mol/L 的氢氧化钠溶液将培养基 pH 调至 9.0。本次得到的菌液脲酶活性为 2.0 mM urea/min, 吸光度 OD_{600} 为 0.812。

1.2 MICP 胶结试验

试验土样采用中国南海某岛礁的钙质砂, 将取得的土样进行清洗, 烘干后去除原状砂中少量大颗粒杂质, 形成试验所用土样, 其平均粒径 $d_{50} = 0.32 \text{ mm}$, 不均匀系数 $C_u = 2.18$, 曲率系数 $C_c = 0.92$, 最大孔隙比 $e_{\max} = 1.75$, 最小孔隙比 $e_{\min} = 1.27$ 。钙质砂试样以 PVC 管作为模具, 将三轴试验所用橡皮膜套在模具内, 模具底部设有带排水通道的橡胶塞。

试样装置如图 1 所示, 制备过程为: ①首先将钙质砂通过水沉法均匀洒入装有菌液的模具中, 控制装样高度, 保证所有试样的初始孔隙率均为 0.60, 土样浸泡 6 h 使得细菌均匀吸附在砂土颗粒表面; ②然后打开底部排水通道, 利用重力作用排出菌液; ③用蠕动泵以 40 mL/h 泵入一定体积的浓度为 0.5 mol/L 的尿素与氯化钙的混合液 (即为 MICP 的反应液); ④采用循环泵送法保证反应液得到充分反应。

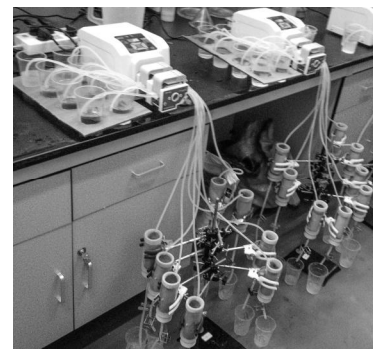


图 1 MICP 试验装置

Fig. 1 Picture of MICP test apparatus

为控制温度对微生物反应速率的影响, 试验过程在 $22 \pm 2^\circ\text{C}$ 内进行, 当灌浆结束后将试样静置 1 d 后再

从试样顶部泵送 10 倍以上孔隙体积清水进行过水处理,以除掉残余在试样内部的反应液。本批试验 MICP 胶结试样共有 3 组 (A、B、C), A 组为原始钙质砂试样 (未进行 MICP 胶结); B 组试样采用 100ml 反应液进行循环灌浆; C 组试样采用 200ml 反应液进行循环灌浆。本次试验 B、C 组试样的菌液用量分别为 60, 120 mL, MICP 胶结试验结束后,所有力学和微观试验在 15 d 内完成。

1.3 动三轴试验

本次动三轴试验采用北京新技术应用研究所研制的 DDS-70 微机控制电磁式振动三轴试验系统 (如图 2), 试验系统由主机、电控系统、静压控制系统和微机系统等组成。试验方法严格按照《土工试验规程》(SL237—032—1999) [21] 进行。试验中对未胶结钙质砂和不同 MICP 胶结程度钙质砂分别进行了动三轴试验。本次试验采用通 CO_2 结合反压的方式进行饱和, 反压大小为 300 kPa, 以保证所有试样饱和度均达到 95% 以上。试验采用应力控制, 在 $k_c=1.0$ 条件下固结, 固结完成后在不排水条件下施加循环荷载进行激振, 激振频率为 1.0Hz, 输入波形采用正弦波, 试验围压选取 200 kPa, 动应力大小分别取 58, 75, 92 kPa 共进行了 11 组试验 (其中 C 组进行了 150 kPa 动力试验)。试样以轴向应变达到 5% 为破坏标准。

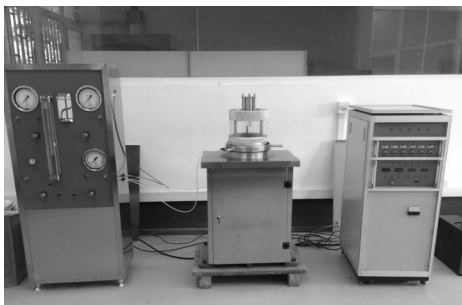


图 2 DDS-70 动三轴试验装置

Fig. 2 Picture of DDS-70 dynamic triaxial test apparatus

2 动三轴试验结果

图 3 给出了围压 200 kPa, 动应力为 75 kPa, 振次为 25 次的 3 组不同胶结度钙质砂试样的动应力、动应变和孔隙水压力发展规律。

由图 3 (a) 可知, 未胶结钙质砂 A 组试样在循环应力作用下, 动应变在经历初始稳定的几个周期后开始急剧增长, 在此过程中孔隙水压力快速增长, 当振动 22 周次时孔压达到围压, 试样发生初始液化, 振动 24 周次时试样轴向应变达到 5%, 试样发生变形破坏。

通过图 3 (b)、(c) 动强度试验结果可以看出, 经过 MICP 胶结固化的钙质砂试样的动强度随着胶结程度的不同表现出明显不同的演化过程。对于 B 组试

样, 在相同动荷载作用下孔隙水压力发展较 A 组试样缓慢, 当达到预定振次时孔隙水压力仅为围压的 60% 左右, 这主要因为 MICP 过程生成了方解石胶结物, 增加了土体颗粒之间的联结力, 增加了土体的抗剪强度, 使得试样的破坏振次提高, 孔隙水压力上升变缓, 此时试样的轴向动应变仅为 0.21% 左右, 试样处于小变形范围内。

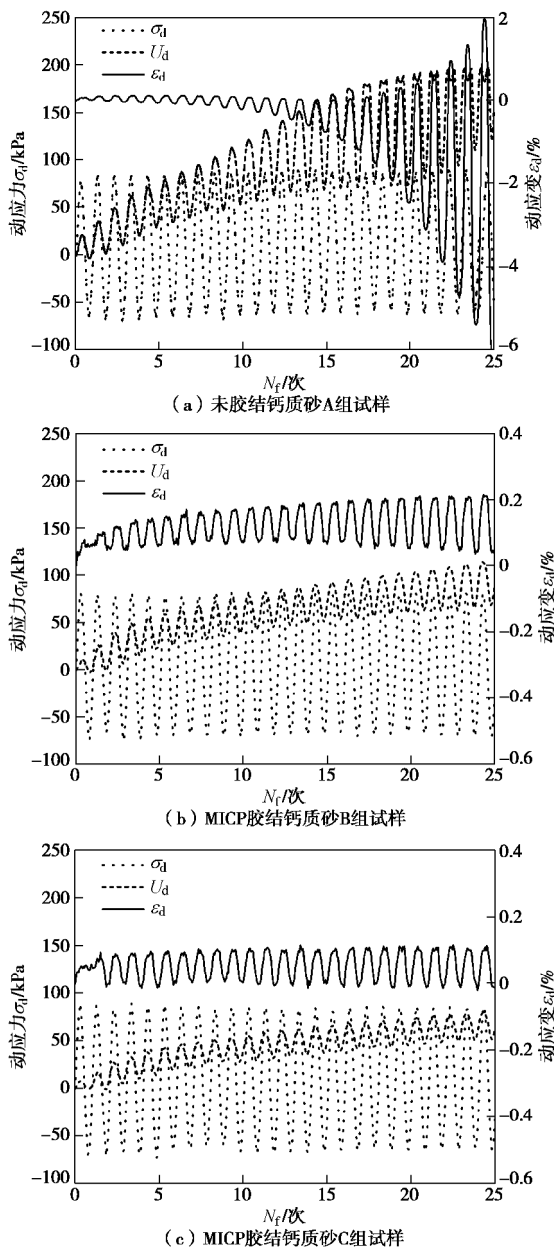


图 3 动三轴试验结果

Fig. 3 Results of dynamic triaxial tests

对于 C 组试样, 在相同动荷载作用下孔隙水压力发展规律与 B 组类似, 但发展趋势进一步变缓, 当达到预定振次时孔隙水压力增长幅值仅为围压的 40% 左右, 此时试样轴向动应变仅为 0.15% 左右。在 75kPa 的循环荷载作用下, 经过 MICP 胶结作用钙质砂试样在振动 25 周次内土体的孔压小于围压, 试验均处于小变形范围内, 土体未出现失稳现象; 同时, 随着 MICP 胶结

程度的提高, 钙质砂抵抗液化破坏的性能进一步提高。

3 MICP 胶结钙质砂的动力特性

3.1 MICP 胶结钙质砂的动强度特征

土的动强度是指在一定振次下土体发生破坏所需的动应力的_{大小}。图 4 为未胶结钙质砂试样 A 和 MICP 胶结钙质砂 B 和 C 的动剪应力比 _{t_d/s_3} - N_f 关系曲线图。

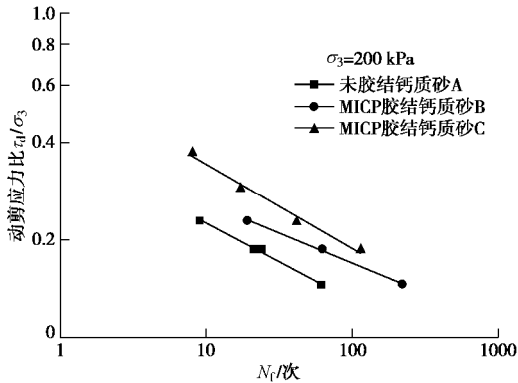


图 4 不同 MICP 胶结钙质砂 $t_d/s_3 - N_f$ 关系曲线

Fig. 4 $t_d/s_3 - N_f$ curves of different MICP-treated calcareous sands

虞海珍等^[9]研究发现钙质砂的 $s_d/2s_3$ 与 N_f 在双对数坐标平面上呈直线关系, 其中, 动应力比在普通直角坐标系平面上可表示为

$$r_d = a N_f^{-b} \tag{3}$$

式中, r_d 为动剪应力比, N_f 为试样破坏振次, a , b 为试验参数。试验结果表明: 本次试验所用的未胶结钙质砂的动剪应力比 r_d 和破坏振次 N_f 在双对数坐标平面上满足此线性关系, 经过 MICP 胶结后的钙质砂也有同样满足公式 (3)。本次试验的 a , b 取值见表 1, 经过 MICP 胶结钙质砂的动强度曲线向上平移, 这表明胶结钙质砂的动强度随着胶结程度的提高而提高。MICP 胶结钙质砂 B 的动剪应力比较未胶结钙质砂 A 提高约 20%, MICP 胶结钙质砂 C 的动剪应力比较未胶结钙质砂 A 提高约 50%。

表 1 a , b 参数值

Table 1 Values of parameters a and b		
试样编号	a	b
未胶结钙质砂 A	0.3902	0.2384
MICP 胶结钙质砂 B	0.3981	0.1854
MICP 胶结钙质砂 C	0.6258	0.2611

3.2 MICP 胶结钙质砂的动变形特征

图 5 为 MICP 不同胶结程度的 3 组试样在循环荷载下的轴向动应变 _{e_d} 与振动次数 N_f 之间的关系图。从图中可以看出, 未胶结钙质砂 A 的 $e_d - N_f$ 曲线呈上凹型, 在振动初始几个周期试样主要发生弹性变形, 塑性变形较小, 试样动应变幅值较小; 随着循环次数的增加, 应变稳定发展, 当振次到 10 次左右时轴向动应

变开始急剧增加, 这时试样开始失稳, 该点称为试样的失稳点; 当振动次数为 24 周次时, 试样的最大轴向动应变超过 5%, 试样发生变形破坏。通过 MICP 胶结后的钙质砂的 $e_d - N_f$ 曲线中, 弹性变形阶段明显变长, 在相同循环荷载下 A 组试样发生变形破坏时, B 组试样的轴向最大动应变仅为 0.2%, 且振动次数达到 40 周次时动应变幅值仍较小, 试样在振动 47 次左右时出现失稳现象, 应变开始加速发展, 当振动 61 次时, 动应变达到 5%。随着 MICP 胶结程度提高, 循环荷载作用下轴向动应变的发展趋势进一步变缓, 对于 C 组试样, 当 $N_f=61$ 时试样轴向最大动应变仅为 0.2% 左右, 表明此刻的土体处于动力稳定状态。当试样振动到 87 周次左右时达到失稳点, 之后试样开始发生较大塑性变形, $N_f=113$ 时试样发生变形破坏。试验表明, 随着 MICP 胶结程度提高, 试样抵抗变形能力明显提高。

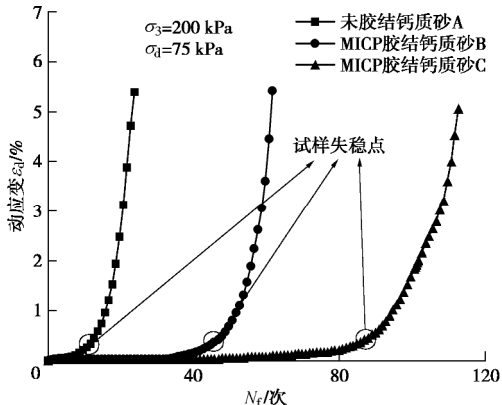


图 5 不同 MICP 胶结钙质砂 $e_d - N_f$ 关系曲线

Fig. 5 $e_d - N_f$ curves of different MICP-treated calcareous sands

3.3 MICP 胶结钙质砂的孔隙水压力特征

孔隙水压力在振动荷载作用下的发展是土体变形与强度变化的重要因素。孔隙水压力的增长将导致土体的抗剪强度降低, 最终使土体发生变形破坏。图 6 为不同 MICP 胶结程度钙质砂的孔隙水压力随振次的演化规律曲线。由图 6 可知, 未胶结钙质砂在循环荷载作用下孔隙水压力出现急剧的增长, 试样破坏前的最大孔隙水压力已达到有效围压。MICP 胶结钙质砂试样的孔隙水压力具有相同的演化形态, 在经历了初始振动周期孔压快速增长期之后开始稳定增长, 之后孔压的增速变大, 但孔压的增长曲线仍为直线, 到最后孔压达到或略小于有效围压, 试样发生破坏。对比曲线 B 和曲线 C 可知, 随着 MICP 胶结程度的提高, 孔隙水压力的增加逐渐趋于缓慢, 但最终都将达到(或略小于)有效围压。

图 7 为不同循环荷载作用下 A、B 两组钙质砂的孔隙水压力增长曲线, 由图 7 (a) 可知: MICP 胶结钙质砂的液化振次随着动应力的增大而减小, 在 58, 75, 92 kPa 的动荷载作用下, MICP 胶结钙质砂 B 的

液化振次分别为 204, 55, 17 次, 孔压的增长曲线逐渐变缓, 试样的孔隙水压力增长曲线逐渐显示出阶段性特征; 这与循环荷载作用下未胶结钙质砂的孔压增长特性相同 (如图 7 (b))。

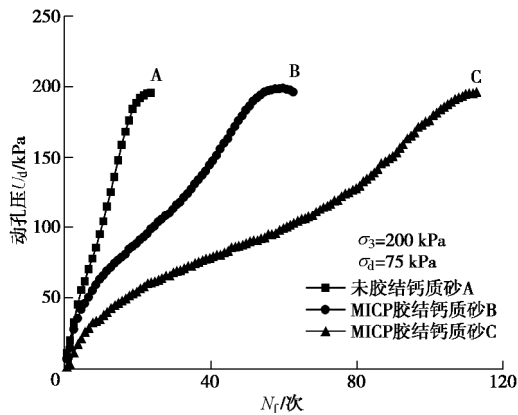


图 6 不同 MICP 胶结钙质砂的 $U_d - N_f$ 关系曲线

Fig. 6 $U_d - N_f$ curves of different MICP-treated calcareous sands

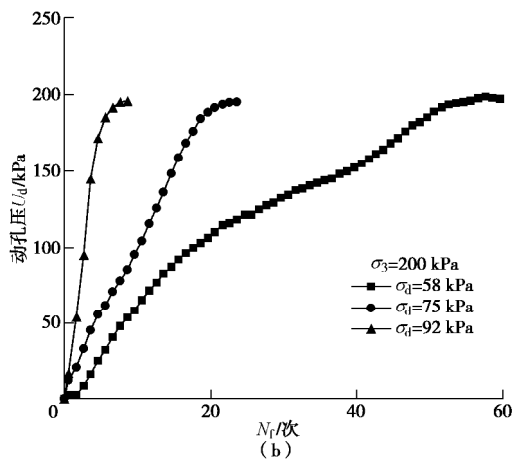
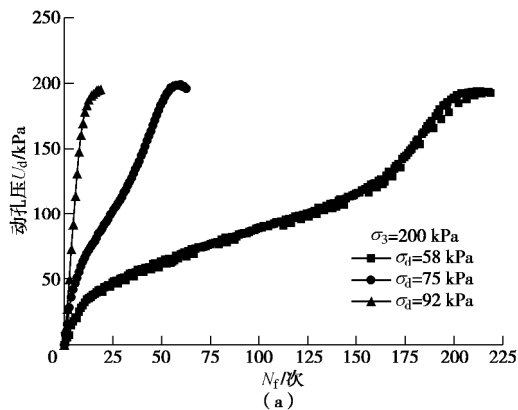


图 7 A、B 两组钙质砂在不同循环荷载下的 $U_d - N_f$ 关系曲线

Fig. 7 $U_d - N_f$ curves of samples A, B under different cyclic loadings

饱和砂土的孔隙水压力发展引起土体的强度与变形特性发生变化。对于 MICP 胶结钙质砂的孔压发展规律 (如图 8) 与未胶结钙质砂类似 (如图 9), 可分为 4 个阶段: 初始阶段、稳定发展阶段、快速发展阶段和完全液化阶段。

(1) 初始阶段: 孔压发展的初始阶段即为循环

荷载开始阶段, 孔压迅速增加, 孔压增长曲线呈上凸形, 这是由于在初始状态下土体的孔隙率较大, 加荷后土体发生振密, 塑性应变相对较大, 使得颗粒间孔隙变小, 振动孔压急剧上升到某一程度。

(2) 稳定发展阶段: 在该阶段, 砂土颗粒间的滑移和滚动趋于稳定, 孔压增速变缓, 试样的弹性体应变随周期荷载的变化呈正弦波动, 塑性体应变随振动次数的增加而不断累积, 从而使得孔压不断增大, 故孔压的发展呈斜置正弦曲线增长。

(3) 快速发展阶段: 此阶段的振动孔压累积达到一定程度, 在循环振动下孔压增长速率相对于稳定增长阶段振动孔压明显增大, 试样结构塑性变形开始加剧, 在快速发展阶段后期, 孔压曲线的波峰处开始出现凹槽, 这表明试样开始出现失稳现象。

(4) 完全液化阶段: 该阶段孔压的增长趋于稳定, 最终孔压达到或略小于围压, 试样发生初始液化, 在孔压曲线的波峰处的凹槽趋于稳定, 表明试样失稳破坏。这里也可以看到 MICP 胶结钙质砂和未胶结钙质砂发生变形破坏时孔压均能达到 (或略小于) 围压, 表明 MICP 胶结后的钙质砂的渗透性良好, 试样发生初始液化破坏的振动周次略小于变形破坏的振动周次。

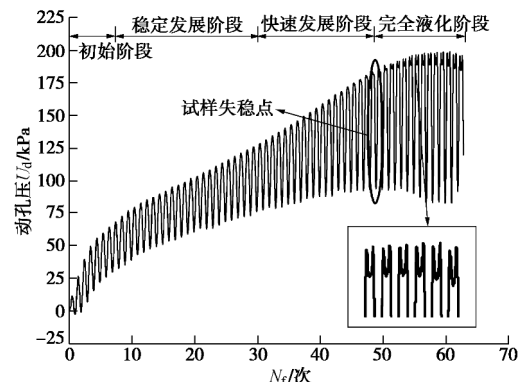


图 8 MICP 胶结钙质砂的 $U_d - N_f$ 关系曲线

Fig. 8 $U_d - N_f$ curves of MICP-treated calcareous sands

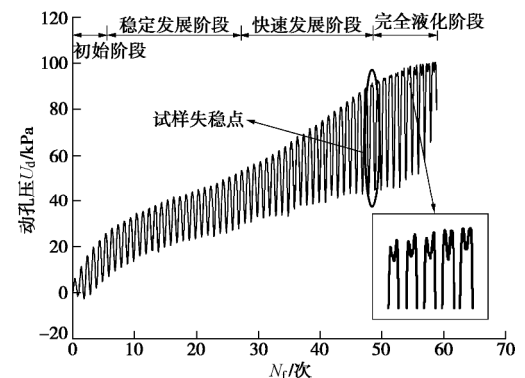


图 9 未胶结钙质砂的 $U_d - N_f$ 关系曲线

Fig. 9 $U_d - N_f$ curves of original calcareous sands

3.4 MICP 胶结钙质砂的有效应力路径

有效应力路径在土体的破坏标准选取、剪胀剪缩等特性的描述以及在土体动力特性分析中作用很大。

在三轴应力路径中, 有效平均主应力 p' 表示为

$$p' = \frac{s_1 + 2s_3}{3} - u, \quad (4)$$

偏应力 q 为

$$q = s_1 - s_3, \quad (5)$$

式中, s_3 为试样所受的侧向力, $s_1 = s_3 + s_d$ 为试样所受的轴向力, u 为瞬时孔隙水压力。

如图 10 所示为 3 种不同 MICP 胶结程度的钙质砂在 $k_c=1$ 下的有效应力路径发展规律, 图中同时给出了 3 种不同 MICP 胶结程度的钙质砂在三轴压缩固结不排水试验的静有效应力路径。可以知道图中不同 MICP 胶结钙质砂 A、B、C 的抗压临界状态线的斜率 M 分别为 1.68, 1.73, 1.79, 根据

$$\sin(j) = \frac{3M}{6+M} \quad (6)$$

可得不同 MICP 胶结钙质砂 A、B、C 的内摩擦角 j 值分别为 41.0° , 42.2° , 43.6° , 可以看到随着 MICP 胶结程度的提高, 内摩擦角 j 略微提高。这一结论与 Feng 等^[22]和 Cheng 等^[23]发现的在一定围压、一定土样饱和度下, 摩擦角随试样的胶结程度 (生成的碳酸钙含量) 提高而提高的结论相同。因为内摩擦角主要与土粒的形状与成分有关, 由于 MICP 胶结生成的方解石主要吸附于钙质砂颗粒表面, 部分填充于砂土颗粒间, 这在一定程度上改变了土颗粒表面的粗糙度, 故对内摩擦角有一定的提高。

MICP 胶结钙质砂与未胶结钙质砂在循环荷载下的有效应力路径具有相同的发展规律: 从图中可以看到在循环荷载下有效应力路径向左演化。在加载初期应力路径迅速向左发展, 这是因为加载初期试样内部孔隙比较大, 试样体积有缩小趋势使得孔压增长较快, 使得平均有效应力的减小速率较大, 这与 $U_d - N_f$ 关系曲线中初始阶段的分析结果相吻合。随着试样的压密, 平均有效应力保持以较小的速率稳定发展, 有效应力路径逐渐向左移动, 这一阶段对应于 $U_d - N_f$ 关系曲线中孔压稳定增长阶段。当有效应力路径发展到一定阶段, 有效应力路径开始接近 0 点 (此时静有效应力中偏应力发生反向), 平均有效应力迅速减小, 试样开始出现失稳现象, 这一阶段对应于 $U_d - N_f$ 关系曲线中孔压快速增长阶段。之后进入膨胀阶段, 平均有效应力 p' 和偏应力 q 等于或者接近 0 点, 此时有效应力路径达到临界状态线, 这时试样发生液化破坏, 这一阶段对应于 $U_d - N_f$ 关系曲线中完全液化阶段。

从不同 MICP 胶结度钙质砂的动有效应力路径发展规律可以看出, 随着 MICP 胶结程度的提高, 有效应力路径向左移动的幅度越小, 应力路径形成的循环曲线越密, 达到应力路径出现循环活动性特征所需周

次越长。同时在图中可以看到有效应力发展曲线总是向右倾斜, 这是因为在循环过程中当偏应力发展到最大值时, 孔压在循环荷载下达到最小瞬时孔压, 当偏应力发展到最小值时, 孔压在循环荷载下达到最大瞬时孔压, 因此造成有效应力路径的下半段的有效应力值更小, 也就是说距离 y 轴更近, 这就造成了在有效应力路径的倾斜。

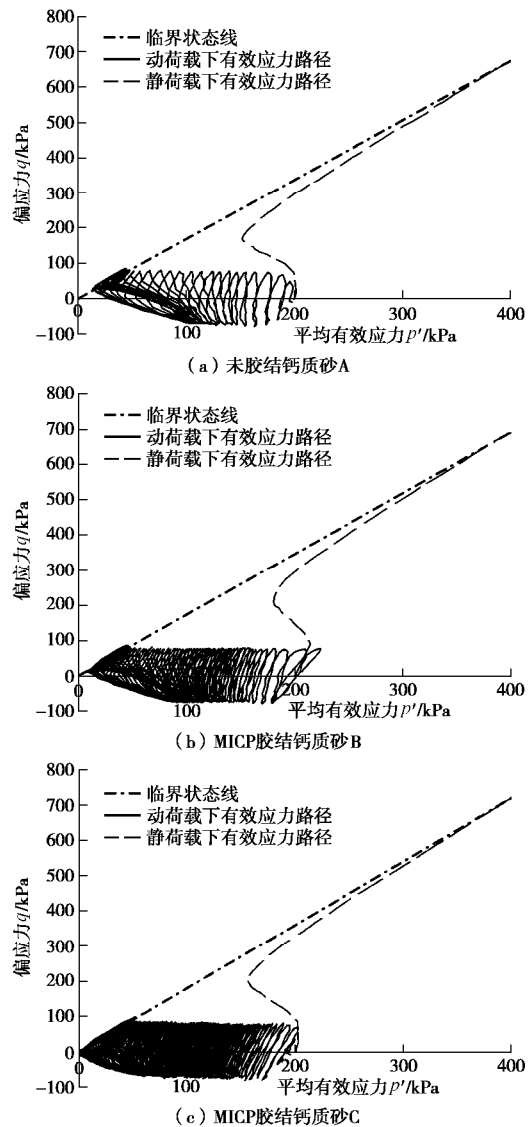


图 10 不同 MICP 胶结程度钙质砂的有效应力路径

Fig. 10 Effective stress paths of different MICP-treated calcareous sands

4 MICP 微观胶结机制

将未胶结的钙质砂试样和不同 MICP 胶结程度的 A、B、C 三组钙质砂试样取少许样品进行打磨烘干, 然后利用 KYKY SBC-12 离子溅射仪对试样进行喷金处理, 最后采用 FEI Navo 400 型场发射扫描电镜对 3 组试样进行 SEM 试验, 分别观察试样的微观结构。

从图 11 (a) 可看出钙质砂颗粒本身形状不规则, 包括片状、针状、块状、椭圆状等不同形貌, 图 11 (b)

是将颗粒放大 2000 倍的结果,可以看到钙质砂表面富含内孔隙,颗粒棱角突出,颗粒之间主要是点接触。由于钙质砂颗粒孔隙丰富,因此在 MICP 的反应过程中能为反应液的流通提供良好的渗流通道,使得胶结反应过程能够较好的进行。图 11 (c) ~ (f) 表示不同 MICP 胶结程度钙质砂颗粒的表面微观形貌,从图 11 (d)、11 (f) 可以看出,钙质砂经过 MICP 胶结作用后生成了棱形的碳酸钙沉淀,钙质砂原有颗粒表面被生成的碳酸钙沉淀附着、包裹,颗粒间原有孔隙在一定程度上被生成的碳酸钙填充。对比图 11 (a)、11 (c)、11 (e) 可以发现,随着反应液量的提高,在钙质砂表面生成并附着的碳酸钙沉淀明显增多,图 11(f) 可以看到颗粒间的接触由点接触逐渐变为面接触,生成的结构物增强了土颗粒之间的连接强度,使得松散的土样胶结成整体结构,这也使得土体的黏聚力和内摩擦角得到提高。同时,根据图 11 (d)、11 (f) 可以发现,虽然颗粒间的孔隙变小,但仍存在很宽的孔隙通道,试样的渗透性降低较小,因此 MICP 反应能够继续进行。

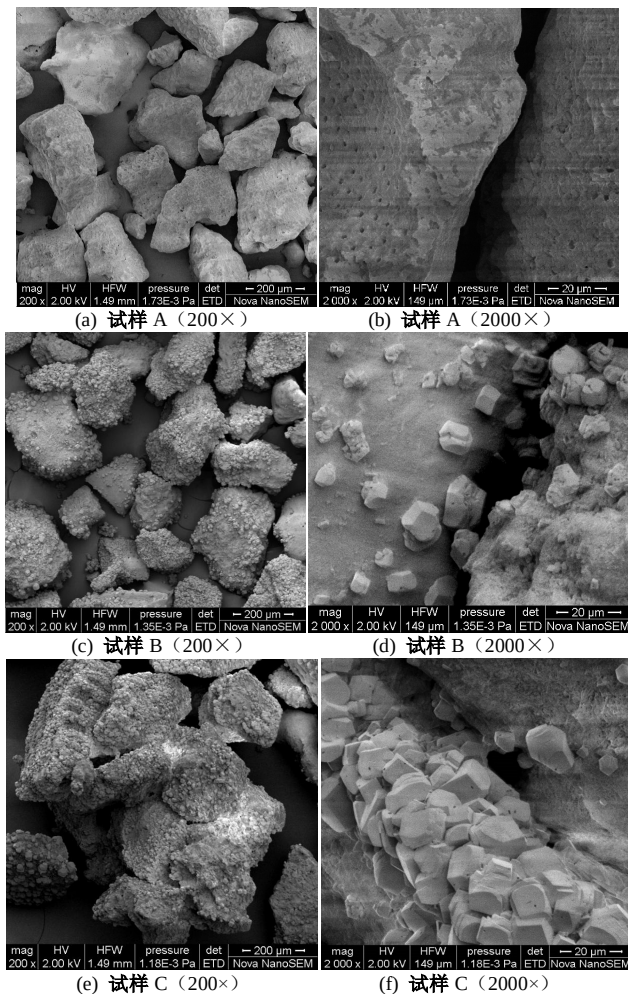


图 11 3 组不同 MICP 胶结钙质砂的 SEM 试验结果

Fig. 11 Images of three groups of MICP-treated calcareous sands under SEM

5 结论与建议

本文通过室内动三轴试验和 SEM 扫描电镜试验分析了不同 MICP 胶结程度的钙质砂的动力特性和 MICP 胶结微观机理,得到以下 4 点结论。

(1) 经过 MICP 胶结处理后钙质砂,试样孔隙水压力的发展趋势变缓,其动强度和抵抗变形的能力得到提高,且随着胶结程度的提高试样的动力性能进一步改善。

(2) 本试验的 MICP 胶结钙质砂的孔压增长过程可分为 4 个阶段:初始阶段—稳定发展阶段—快速发展阶段—完全液化阶段。当孔压发展到快速发展阶段的后期,孔压曲线开始出现凹槽,试样开始发生失稳破坏。

(3) 整个振动循环过程中土体的变形和强度变化与有效应力和孔压的发展密切相关,当试样发生破坏时,有效应力路径表现出循环活动性。

(4) MICP 胶结加固后的钙质砂在颗粒表面形成一层包裹状的方解石沉淀,颗粒间的接触形式由点接触逐渐变为面接触,同时部分方解石沉淀生成于颗粒与颗粒之间,填充了土样的孔隙。总体上, MICP 胶结作用生成的方解石结晶包裹在砂土颗粒表面或填充于土颗粒间,这些生成的结构物增强了土颗粒之间的连接强度,使得土体的黏聚力和内摩擦角得到提高。

对于循环荷载作用下, MICP 胶结钙质砂的动力特性需更充分的试验研究,有助于进一步了解 MICP 胶结技术应用于南海地区钙质砂地基加固处理的动力特性以及抗震问题的分析。

参考文献:

- [1] 刘崇权. 钙质土土力学理论及其工程应用[D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 1999. (LIU Chong-quan. The theory of calcareous soils mechanics and its application in engineering[D]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 1999. (in Chinese))
- [2] 刘崇权, 杨志强, 汪 稔. 钙质土力学性质研究现状与进展[J]. 岩土力学, 1995, 16(4): 74 - 84. (LIU Chong-quan, YANG Zhi-qiang, WANG Ren. The present condition and development in studies of mechanical properties of calcareous soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 1995, 16(4): 74 - 84. (in Chinese))
- [3] 刘汉龙, 胡 鼎, 肖 杨, 等. 钙质砂动力液化特性的试验研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2015, 35(6): 707 - 711. (LIU Han-long, HU Ding, XIAO Yang, et al. Test study on

- dynamic liquefaction characteristics of calcareous sand[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2015, **35**(6): 707 – 711. (in Chinese))
- [4] 朱长歧, 陈海洋, 孟庆山, 等. 钙质砂颗粒内孔隙的结构特征分析[J]. 岩土力学, 2014, **33**(7): 1831 – 1836. (ZHU Chang-qi, CHEN Hai-yang, MENG Qing-shan, et al. Microscopic characterization of intra-pore structures of calcareous sands[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **33**(7): 1831 – 1836. (in Chinese))
- [5] COOP M R, SORENSEN K K, FREITAS T B, et al. Particle breakage during shearing of a carbonate sand[J]. Géotechnique, 2002, **23**(2): 166 – 169.
- [6] XIAO Y, LIU H L, XIAO P, et al. Fractal crushing of carbonate sands under impact loading[J]. Géotechnique Letters, 2016, **6**(3): 1 – 6.
- [7] 秦月, 孟庆山, 汪稔, 等. 钙质砂地基单桩承载特性模型试验研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(6): 1714 – 1720. (QIN Yue, MENG Qin-shan, WANG Ren, et al. A study on bearing characteristics of single pile in calcareous sand based on model experiment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(6): 1714 – 1720. (in Chinese))
- [8] 江浩, 汪稔, 吕颖慧, 等. 钙质砂中模型桩的试验研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(3): 780 – 784. (JIANG Hao, WANG Ren, LÜ Ying-hui, et al. Test study of model pile in calcareous sands[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(3): 780 – 784. (in Chinese))
- [9] CHU J, IVANOV V, NAEIMI M, et al. Optimization of calcium-based bioclogging and biocementation of sand[J]. Acta Geotechnica, 2014, **9**(2): 277 – 285.
- [10] MONTAYA B M, DEJONG J T, BOULANGER R W. Dynamic response of liquefiable sand improved by microbial-induced calcite precipitation[J]. Géotechnique, 2013, **63**(4): 302 – 312.
- [11] 刘璐, 沈扬, 刘汉龙, 等. 微生物胶结在防治堤坝破坏中的应用研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(12): 3410 – 3416. (LIU Lu, SHEN Yang, LIU Han-long, et al. Application of bio-cement for erosion control of levees[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(12): 3410 – 3416. (in Chinese))
- [12] 何稼, 楚剑, 刘汉龙, 等. 微生物岩土技术的研究进展[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(4): 643 – 653. (HE Jia, CHU Jian, LIU Han-long, et al. Research advances in biogeotechnologies[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(4): 643 – 653. (in Chinese))
- [13] DEJONG J T, SOGA K, KAVAZANJIAN E, et al. Biogeochemical processes and geotechnical applications: progress, opportunities and challenges[J]. Géotechnique, 2013, **63**(4): 287–301.
- [14] WHIFFIN V S, VAN PAASSEN L A, HARKES M P. Microbial carbonate precipitation as a soil improvement technique[J]. Geomicrobiology, 2007, **24**: 417 – 423.
- [15] IVANOV V, CHU J, STABNIKOV V, et al. Strengthening of soft marine clay using bioencapsulation[J]. Marine Georesources & Geotechnology, 2015, **33**(4): 325 – 329.
- [16] VAN PAASSEN L A, GHOSE R, VAN DER L T J M, et al. Quantifying biomediated ground improvement by ureolysis: large-scale biogrout experiment[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, **136**(12): 1721 – 1728.
- [17] DEJONG J T, FRITZGES M B, NÜSSLEIN K. Microbially induced cementation to control sand response to undrained shear[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, **132**(11): 1381 – 1392.
- [18] 程晓辉, 麻强, 杨钻, 等. 微生物灌浆加固液化砂土地基的动力反应研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(8): 1486 – 1495. (CHENG Xiao-hui, MA Qiang, YANG Zhuan, et al. Dynamic response of liquefiable sand foundation improved by bio-grouting[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(8): 1486 – 1495. (in Chinese))
- [19] KHAN M, AMARAKOON G, SHIMAZAKI S, et al. Coral sand solidification test based on microbially induced carbonate precipitation using ureolytic bacteria[J]. Materials Transactions, 2015, **56**(10): 1725 – 1732.
- [20] 方祥位, 申春妮, 楚剑, 等. 微生物沉积碳酸钙固化珊瑚砂的试验研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(10): 2773 – 2779. (FANG Xiang-wei, SHEN Chun-ni, CHU Jian, et al. An experimental study of coral sand enhanced through microbially-induced precipitation of calcium carbonate[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(10): 2773 – 2779. (in Chinese))
- [21] SL237—032—1999 土工试验规程[S]. 1999. (SL 237—032—1999 Specification of soil test[S]. 1999. (in Chinese))
- [22] FENG K, MONTAYA B. M. Influence of confinement and cementation level on the behavior of microbial-induced calcite precipitated sands under monotonic drained loading[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2016, **142**(1): 1 – 9.
- [23] CHENG L, CORD-RUWISCH R, SHAHIN M A. Cementation of sand soil by microbially induced calcite precipitation at various degrees of saturation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2013, **50**(1): 81 – 90.

DOI: 10.11779/CJGE201801003

20万吨级卸荷式板桩码头离心模型试验研究

徐光明^{1,2}, 刘 阳³, 任国峰^{1,2}, 顾行文^{1,2}

(1. 南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210024; 2. 水文水资源与水利工程国家重点实验室, 江苏 南京 210029;

3. 南京市城乡建设委员会, 江苏 南京 210029)

摘 要: 中国板桩码头结构的设计和建设从 2000 年前的 3.5 万吨级到现今的 20 万吨级, 有了长足的进步。新提出的一种 20 万吨级卸荷式板桩码头结构, 考虑了刚性较大的 T 型地连墙方案和柔性较大的组合钢管桩前墙方案, 与之相对应的卸荷承台群桩基础结构中分别设置 2 排和 3 排直立灌注桩。开展了大型土工离心模型试验, 对这两种方案的卸荷式板桩码头结构性能进行了验证。结果发现, 这两种方案都是可行的, 前墙位移均在允许范围内, 其中刚性较大的 T 型地连墙方案中, 前墙锚着点位移较小, 但墙身弯矩反应较大, 拉杆力较小, 承台群桩基础结构中灌注桩弯矩反应正常, 而柔性较大的组合钢管桩方案中, 前墙锚着点位移较大, 但墙身弯矩反应较小, 拉杆力较大, 承台群桩结构中灌注桩弯矩反应较强。前墙和灌注桩弯矩反应强烈程度所呈现的此消彼长特性, 揭示了卸荷式板桩码头中单锚式板桩结构部分和卸荷承台群桩基础结构部分之间的荷载分担工作机制。

关键词: 卸荷式板桩码头; T 型地连墙; 组合钢管桩; 卸荷承台群桩基础; 拉杆; 离心模型试验

中图分类号: TU473.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)01-0046-08

作者简介: 徐光明(1963-), 男, 江苏武进人, 教授级高级工程师, 主要从事港口工程等方面的土工离心模型试验研究工作。E-mail: gmxu@nhri.cn。

Centrifuge modeling of 200000 tonnage sheet-pile wharfs with relief platform

XU Guang-ming^{1,2}, LIU Yang³, REN Guo-feng^{1,2}, GU Xing-wen^{1,2}

(1. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. State Key Laboratory of

Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Nanjing 210029, China; 3. Nanjing Urban and Rural Construction Committee,

Nanjing 210029, China)

Abstract: There is a great stride in the design and building of sheet-pile wharfs in China from 35000-tonnage before the year of 2000 to 200000-tonnage at present. Two design schemes are proposed to verify a 200000-tonnage sheet-pile wharf with relief platform. One has the rigid front wall of the reinforced concrete diaphragm of T-shaped cross-section with relief platform of 2 rows of vertical cast-in-place piles. The other has flexible front wall of composite steel pipe pile with relief platform of 3 rows of vertical cast-in-place piles. Two series of geotechnical centrifuge tests are carried out to investigate the performance of the sheet-pile wharf. It is shown that the two design schemes are verified to be feasible in that the front wall displacement is within the allowable limit. The response of the wall bending moment of the front is greater for the former scheme than for the latter scheme, whereas the displacements of the front wall at anchorage, the internal forces of tie-rods and the maximum bending moments of cast-in-place piles are smaller for the former scheme than for the latter scheme. The load transfer mechanism between the internal sheet-pile structure with a single anchorage and the pile group with relief platform is fully revealed from the above-stated shift of bending moment response intensity between the front wall and the cast-in-place piles.

Key words: sheet-pile wharf with relief platform; T-shaped diaphragm wall; composite steel pipe pile; pile group with relief platform; tie-rod; centrifuge model test

0 引 言

中国板桩码头结构的设计和建设从 2000 年前的 3.5 万吨级到现今的 20 万吨级, 有了长足的进步, 在这发展过程中, 土工离心模型试验一直是验证其设计方案的一种重要途径^[1]。与遮帘式板桩码头新结构一样, 卸荷式板桩码头结构也是在传统的单锚式板桩码

头结构基础上开发出来的。单锚式板桩码头结构由板桩岸壁(简称前墙)、锚碇墙和钢拉杆三部分组成, 前

基金项目: 国家高技术研究发展计划(“863”计划)课题项目(2012AA112510)

收稿日期: 2016-03-30

***通讯作者**(E-mail: gfren@nhri.cn)

墙挡土, 锚碇墙为钢拉杆提供锚固点。由于这种板桩码头结构的侧向承载能力有限, 岸壁前沿泥面水下最大深度约 14 m, 因此, 它主要用于 5 万吨级以下的码头泊位中^[2]。在单锚式码头结构的前墙后侧地基土体中加设承台群桩基础, 此时板桩码头结构就成为卸荷式板桩码头结构, 因侧向承载能力得到极大提升, 可应用于深水码头泊位。其中承台群桩基础由多排钢筋混凝土灌注桩组成, 桩顶设承台板将其联接成一体, 通过承台板将前沿码头面工作荷载传递给灌注桩, 再往下传递至地基土层, 这就发挥竖向卸载功能。同时, 承台群桩基础的遮帘作用又将一部分码头地基土体侧移产生的土压力荷载, 通过灌注桩传递给更深更广处的地基土层, 发挥侧向承载功能。中国卸荷式板桩码头结构是结合唐山港京唐港区#18~#19 等两个 10 万吨级深水泊位建设过程中研发的, 此时码头岸壁前沿泥面水下最大深度达 16.5 m。在研发过程中, 开展了大量的土工离心模型试验, 研究比较了承台群桩基础结构中灌注桩与承台板之间不同联接形式的影响, 为桩台联接形式的选型提供重要参考^[3]。又通过平行重复性离心模型试验, 验证了设计方案的可行性, 通过与同等规模的单锚式板桩码头结构工作性状的对比, 充分展示了承台群桩基础的侧向承载作用: 承台群桩基础的设置, 能有效减小作用于地连墙前墙陆侧土压力, 从而显著减小前墙弯矩值、前墙锚着点处的侧向变位和拉杆内力^[4]。

2014 年提出在唐山港京唐港区#36 泊位兴建一个 20 万吨级深水泊位, 码头面和港池泥面标高分别为 4.2, -20.5 m。设计推出了 20 万吨级卸荷式板桩码头结构, 并建议了两种设计方案, 即刚性较大的 T 型地连墙方案和柔性的组合钢管桩方案, 同时建议了与之相对应的承台群桩基础结构。本文拟通过大型土工离心模型试验研究, 研究了这两种方案的卸荷式板桩码头结构性能表现, 进一步探讨内部单锚式板桩码头结构和承台群桩基础结构两部分荷载分担机制。

1 模型试验

1.1 原型和模型布置

两种卸荷式板桩码头结构设计原型布置为: 在 T 型地连墙方案中, 前墙为现浇的 T 型混凝土土地连墙, 由宽度 4.0 m 的断面单元联接而成, 中间腹板高 2.5 m、厚 0.8 m, 标高从 -0.8 m 延伸至 -34.0 m, 两侧翼缘高 0.8 m, 标高则从 -0.8 m 延伸至 -28.0 m。承台群桩基础中的混凝土承台厚 1.0 m, 宽 12.5 m, 其海侧一端搭在 T 型地连墙的腹板上, 中间和陆侧为两排直径 1200 mm 的灌注桩群桩所支撑, 桩底标高为 -38.0 m, 桩顶与承台之间采用铰接。灌注桩纵向间距为 4.0 m, 海侧桩离码头前沿线 7.65 m, 与陆侧桩相距 5.25

m。前墙和锚碇墙之间采用 $\Phi 70$ mm 的 S550 级高强度钢拉杆连接, 锚着点标高为 0.4 m, 拉杆平均间距 1.33 m。前墙与锚碇墙净距为 44.0 m, 锚碇墙厚为 1.1 m, 墙底标高为 -16.0 m, 墙顶标高为 3.0 m。在组合钢管桩方案中, 前墙为 $\Phi 1422/AZ18$ 组合钢管桩, 其每延米截面抗弯刚度 EI 为 $1.37 \text{ GN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ (这里 E 为弹性模量, I 为截面惯性矩), 而前一方案中的 T 型混凝土地连墙每延米截面抗弯刚度达 $15.24 \text{ GN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ 。若将组合钢管桩折合成同等抗弯刚度的混凝土连墙, 其厚度约为 0.85 m。另外, 此方案中承台群桩基础中的承台板宽度增至 14.05 m, 为 3 排直径 1300 mm 灌注桩所支撑。3 排灌注桩横向间距为 5.0 m, 纵向间距均为 4.11 m, 海侧桩离码头前沿线 4.4 m。拉杆和锚碇墙规格尺寸与 T 型地连墙方案相同。

本文试验利用南京水利科学研究院 400 g·t 土工离心机完成。这台大型土工离心机旋转半径为 5.5 m, 最大离心加速度为 200g, 相应最大负荷为 2000 kg, 容量 400 g·t。所模拟的 20 万吨级卸荷式板桩码头结构原型, 沿岸线布置, 模型布置可按平面应变问题考虑, 故试验采用了大型平面应变模型箱, 净空尺寸分别为: 长 1200 mm, 宽 400 mm, 高 800 mm。

模型布置时, 在深度方向, 必须模拟原型中最深结构物及其影响深度范围内的地基土层, 在垂直岸线方向, 必须有模拟足够水平进深的港池, 避免模型箱端壁对模型前墙结构物的边界约束影响^[5]。如前所述, 原型板桩码头结构中最深的构件为混凝土灌注桩, 其桩底标高 -38 m。这里按 $10D$ (D 为桩径) 考虑其影响深度, 这样, 标高 -50 m 以上的地基土层及其结构物均应模拟。原型前墙泥面以下深度, 即前墙入土深度 H , 为 13.5 m, 模型中港池水平进深按 $2.5H$ 考虑模拟, 以避免模型箱箱壁存在对前墙工作性状的影响。由此确定的原型与模型几何相似比为 80, 即 $n=80$, 两种设计方案的模型布置见图 1, 2。

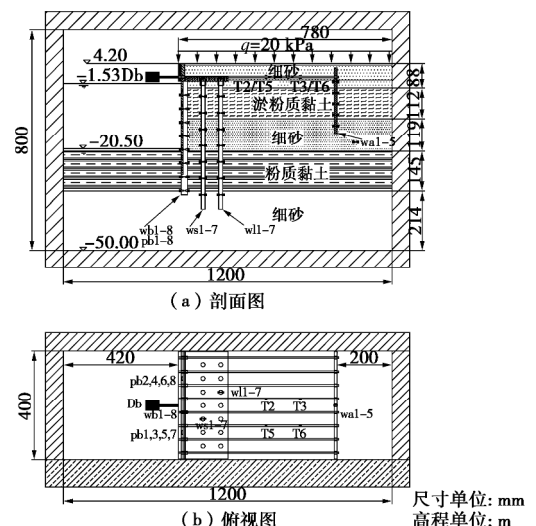


图1 模型布置 (T型地连墙方案)

Fig. 1 Model setup (front wall of T-shaped diaphragm)

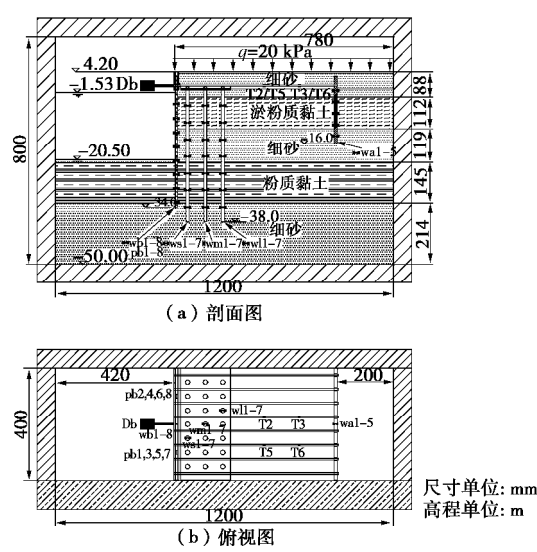


图 2 模型布置（组合钢管桩方案）

Fig. 2 Model setup (front wall of composite steel pipe pile)

1.2 地基的制备和物理力学特性

本文离心模型试验地基土取自原型，即唐山港京唐港区#36 泊位。原型地基土层以钻孔 BK12 为准，自上往下包括如下土层：回填粉细砂层、粉细砂层①、粉土层②₄、粉质黏土层②₁、淤泥质黏土层②₂、黏土层②₃、细砂层③₁、粉质黏土层③₃、粉土层③₂、和细砂层③₁，粉质黏土层③₃、粉土层③₂、粉质黏土层③₃、和细砂层③₁等 14 层土。需要说明的是，在试验室缩尺重塑制备 14 层土是不现实的，需要将物理力学特性相近的相邻土层进行适当合并，这样有助于提高制模质量，以保证试验结果的精度，这种概化简化是国内外物理模型试验研究时的普遍做法^[6]。模型地基最终被简化为 5 层土：细砂层、淤粉质黏土层、细砂层和粉质黏土层及细砂层，具体制备控制指标见表 1。其中 3 层细砂层按相对密度，即重度控制制备；第二层淤粉质黏土层和第四层粉质黏土层则采用预压排水固结法，根据所要求的不排水强度进行控制^[3-4]。

表 1 地基土层物理力学性质

Table 1 Properties of soil ground

土层名称	层厚 <i>t</i> /mm	重度 <i>g</i> /(kN·m ⁻³)	含水率 <i>w</i> %	不排水强度 <i>s_u</i> /kPa
粉细砂	88	19.3	23.5	
淤粉质黏土	112	18.7	30.7	31~53
细砂	119	19.3	23.5	
粉质黏土	145	19.6	22.9	112~121
细砂	214	19.4	23.8	

1.3 码头构件制作

从理论上说，土工离心模型中所有材料应选用与原型完全相同的材料进行制作，以确保两者材料性质

完全一致。然而，出于模型码头构件测量需要，采用铝合金材料替代钢筋混凝土制作模型前墙、锚碇墙、卸荷承台板和灌注桩这些抗弯结构构件，便于在其表面进行粘贴微型应变计布置弯矩测量单元。由于替代材料与原型材料两者弹性模量不同，因此，必须根据构件的受力特点进行设计修正^[4, 7]。在图 1 所示的 T 型地连墙方案模型中，铝合金模型前墙宽度同模型箱宽度，即 400 mm，T 型腹板和翼缘厚度分别为 23 mm 和 7.4 mm，其高度分别为 415，340 mm，锚碇墙和卸荷承台板则由两块铝合金板所模拟，前者尺寸为 194 mm（高）×400 mm（宽）×10.1 mm（厚），后者为 156 mm（长）×400 mm（宽）×10 mm（厚）。

至于原型承台群桩基础中圆截面实心钢筋混凝土灌注桩，既承受竖向荷载而受压，又抵抗侧向土压力作用承受侧向荷载而受弯。为了保持模型桩侧壁和土体之间的摩擦特性与原型一致，其外径需按几何比尺缩制，在此约束条件下再选择合适壁厚的铝合金管。考虑到原型灌注桩承受较大的弯矩，因此，管壁厚度则根据桩体抗弯刚度相似准则进行计算。设原型灌注桩的截面内外径分别为 b_p 和 a_p ，因为是实心桩，这里 $b_p=0$ ，模型桩截面内外径分别为 b_m 和 a_m ，因为 a_p 与 a_m 之间保持几何相似，故 $a_m = a_p / n$ 。这时原型与模型截面惯性矩分别为： $I_p = \pi a_p^4 / 64$ ， $I_m = \pi (a_m^4 - b_m^4) / 64$ ，设 E_p 和 E_m 分别为原型和模型材料弹性模量，因原型和模型两者满足抗弯刚度相似关系要求，即满足 $E_p I_p = n^4 E_m I_m$ ，可以推导出模型桩截面内径为

$$b_m = \sqrt[4]{\left(a_m^4 - \frac{a_p^4 E_p}{n^4 E_m}\right)} = a_m \sqrt[4]{1 - \frac{E_p}{E_m}} \quad (1)$$

这样，对于直径 1200 mm 原型钢筋混凝土灌注桩，可用内径 13 mm、外径 15 mm 的空心铝合金管模拟，其模型桩长为 465 mm（图 1）。

卸荷式板桩结构码头中钢拉杆，属受拉构件，模型设计按抗拉刚度相似原理进行设计。原型纵向灌注桩之间设有 3 根钢拉杆，为简化模型布置起见，采用 1 根模型拉杆来模拟 3 根原型拉杆，这样，在模型箱宽度 400 mm 范围内，共布置 8 根拉杆（图 1（b））。同时，为了测量拉杆力，还须将圆截面拉杆变换为等面积的矩形截面拉杆，以便于粘贴微型应变计。这样，最终制作的模型拉杆截面尺寸为：7.2 mm×0.4 mm，净长度 535 mm。

在组合钢管桩方案模型中（图 2），模型前墙为一块厚度 7.7 mm 的铝合金板所模拟，3 排直径 1300 mm 灌注桩则为内径 14 mm，外径 16 mm 的空心铝合金管所模拟，其它模型构件与 T 型地连墙方案模型相同。

为了模拟原型卸荷承台板与灌注桩之间的铰接，

模型采用了图3所示的联接机构,即在模型卸荷承台板底面上对应桩孔位的部位,铣成半球形凹槽,模型灌注桩上端也对应加工成半球形桩帽,并在球心位置处钻孔,孔径略大于2 mm。当半球形的桩帽与凹槽相投后,再用一根直径2 mm的钢制销钉,将两者贯穿相联。伸出桩帽两侧的销钉被置于卸荷承台板上事先铣好的凹槽中,该凹槽宽度2.2 mm,如此形成能够转动的铰接型式。

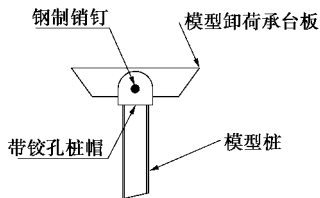


图3 模型桩与承台板之间的联接

Fig. 3 Sketch of connection between model pile and platform

1.4 模型测量和步骤

如图1, 2所示, 试验测试内容有前墙弯矩、前墙陆侧土压力、灌注桩弯矩、拉杆内力及水平变位。弯矩和拉杆力采用应变计测量, 其组桥接线方式详见文献^[4], 土压力采用微型土压力盒量测^[8], 定制的BW-4型压力盒外径为12 mm, 厚为4.2 mm。水平变位采用德国Wenglor公司的YP05MGVL80激光传感器测量, 其量程为10 mm, 精度为2 μm 。如图1, 2所示, 前墙布置了8个弯矩测点wb1~wb8, 沿墙身等间距布置, 间隔为50 mm。如图1(b)、2(b)所示, 每排灌注桩各设置1根测量桩, 每根测量桩布置了7个弯矩测点, 海侧桩为ws1~ws7, 中间桩为wm1~wm7, 陆侧桩为wl1~wl7, 这些弯矩测点沿桩身等间距布置, 间隔为60 mm(见图1(a)、2(a))。如图1, 2所示, 前墙陆侧分两列共布置了8个土压力测点pb1~pb8, 两列间隔200 mm, 同列测点上下间隔80 mm。需要说明的是, T型地连墙方案模型中, 铝合金模型前墙截面为一连串的T型, 腹板宽度仅10 mm, 不足以设置土压力盒, 翼缘宽度40 mm, 土压力盒埋设于凹陷翼缘面的正中线上, 其感应面与翼缘陆侧面齐平。组合钢管桩方案模型中, 铝合金模型前墙截面为矩形, 两面平整, 所埋设土压力盒感应面与陆侧面齐平。如图1(b)、2(b)所示, 在8根拉杆中设置了2根测量拉杆, 每根测量拉杆各布置2个测点, 一个测点位于拉杆中点处, T2或T5, 另一个测点则位于拉杆中点和锚碇墙上的锚着点之间的中点处, T3或T6。如图1(a)、2(a)所示, 待测的位移是前墙在锚着点高程处水平变位Db, 其激光位移传感器靶标与前墙上方胸墙相固定。图4展示了模型中3束弯矩测量导线、1束拉杆力测量导线和1束土压力测量导线以及激光

靶标布置情况。

模型试验主要步骤包括: ①由下至上分层制备地基中的细砂层、粉质黏土层、细砂层和淤粉质黏土(图1(a)和2(a))。②至此, 在前墙、锚碇墙所在位置进行基槽开挖, 随后用静压法将前后两墙安装就位。再在各灌注桩所在位置进行桩孔开挖, 同样采用静压法将所有灌注桩安装就位, 并与卸荷承台板铰接。最后安装拉杆, 将前墙和锚碇墙相联系, 并调整每根拉杆的松紧度, 使其基本一致。③回填细砂层, 在回填之前和之后, 模型先后两次置于80g离心力场中恢复自重应力的作用, 让地基土层与这些构件保持密实接触。④如图1(a)和2(a)所示, 此时在前墙海侧挖土形成模型港池, 又在码头面加铺一层粗砂。根据等效荷载法原理^[9-10], 在模型运转至80g时, 这层砂子将在码头面上均匀产生20 kPa面载作用效果。⑤再次将模型置于离心机中, 重新提升离心机转速使离心加速度达到设计值80g, 并保持此加速度不变持续运行, 让卸荷式板桩码头结构承受港池开挖侧向卸载和竖向工作面载施加两方面的共同作用。需要说明的是, 在模型运转过程中采用溢流水位法保持港池水位对应原型极端低水位标高-1.53 m。根据模型的时间比尺相似律^[9-10], 恒速运行48 min后的模型码头整体稳定性状和各构件内部受力状况, 实际相当于原型竣工后7个月时的码头整体稳定性状和各构件内部受力状况。



图4 模型照片

Fig. 4 Photo of model

2 试验结果与分析

离心模型试验结果中各物理量, 首先根据其相似率换算成原型尺度的数值^[9-10], 水平变位值还要折算至锚着点高程所对应的位移值, 规定水平变位指向海侧为正, 规定前墙或灌注桩海侧受拉的弯矩为正。表2列出了两个方案模型测得的主要试验结果, 包括前墙和3排灌注桩的特征弯矩值、拉杆力以及前墙、卸荷承台板和锚碇墙锚着点水平变位值。下面依次从前墙陆侧土压力、前墙弯矩、灌注桩弯矩、锚碇墙弯矩以及拉杆力和前墙位移等方面分析这两种设计方案的

20 万吨卸荷式板桩码头结构的性能表现,探讨内部单锚式板桩码头结构和承台群桩基础结构两部分荷载分担机制。

表 2 两种设计方案的模型试验结果

Table 2 Main test results for two schemes					
方案	前墙弯矩 /(kN·m·m ⁻¹)	灌注桩 弯矩 /(kN·m)	锚碇墙弯矩 /(kN·m·m ⁻¹)	拉杆 前墙变 力/kN 位/mm	
T型地 连墙	3300/-120	1470/-1960	1000	570	74
组合钢 管桩	800/-230	2350/-3280	1400	700	81

2.1 前墙陆侧土压力

图 5 给出两方案模型中测得的前墙陆侧土压力随标高的分布图。可以看到,前墙陆侧土压力值与所处位置标高密切相关,位置越深,压力值越大。

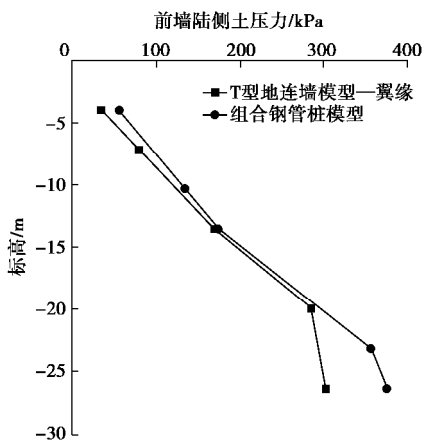


图 5 前墙陆侧土压力分布

Fig. 5 Distribution of total earth pressure on retaining side of front walls

但遗憾的是,它们都不能代表各自方案中前墙陆侧真正的土压力分布。对于 T 型地连墙方案模型,受土压力盒尺寸和模型腹板宽度限制,只在翼缘范围的陆侧面上设置了土压力盒,而没有同样在腹板侧面上设置了土压力盒。土压力作用和传递与所在位置环境密切相关,作用于翼缘处土压力盒上的土压力,因高出盒感应面的两侧腹板的存在,在一定程度地阻碍土体传递土压力至感应面,也就在一定程度上导致土压力盒测值偏低,因此,翼缘处测得的土压力分布不能代表整个 T 型地连墙陆侧土压力。把握表面高低起伏不平的 T 型地连墙陆侧真实的土压力分布,尚需设法获得腹板处陆侧土压力分布。对于组合钢管桩方案模型,模型前墙被简化为一块表面平整铝合金板,而真实的组合钢管桩所形成的弯弯曲曲,在这里未能模拟,因此,平板模型前墙上的土压力分布,也就不能再现原型钢板桩墙上的土压力分布。这样看来,在这两个模型试验中尚未获得严格意义上的前墙陆侧土压

力,有待更进一步试验研究和原型观测研究工作。

2.2 前墙弯矩

两方案模型中测得的前墙弯矩分布见图 6,其弯矩特征值列于表 2。总的来说,前墙上半部分的弯矩值较大,且为正值,即上部墙体海侧受拉;而前墙下半部分,尤其是靠近墙底端的一部分,其弯矩为负值,即下部墙体陆侧受拉,并且,最大正弯矩值大于最大负弯矩值(绝对值)。

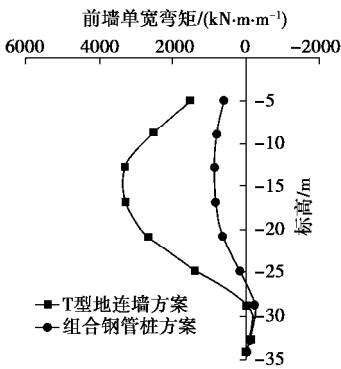


图 6 前墙单宽弯矩分布图

Fig. 6 Distribution of bending moment per unit width of front walls

对于 T 型地连墙方案,前墙最大正负单宽弯矩值分别为 3300, -120 kN·m/m 左右,相应的位置标高分别是 -15, -32 m 左右。对于组合钢管桩方案,前墙最大正负单宽弯矩值分别为 800, -230 kN·m/m 左右,相应的位置标高分别是 -13, -29 m 左右。显然,柔性的组合钢管桩前墙的弯矩反应低于刚性的 T 型混凝土地连墙前墙弯矩反应。如前所述,两方案前墙每延米截面抗弯刚度 EI 分别为 15.24, 1.37 GN·m²/m,两者抗弯刚度之比为 11.12。可见,前墙抗弯刚度越大,墙身弯矩反应越强烈。前墙刚度与弯矩之间所呈现的这一相关性规律,与单锚式板桩结构码头离心模型试验研究结果相似:前墙刚度越大,其变形协调能力越差,最大正弯矩越大,而最大负弯矩则越小^[2]。

2.3 灌注桩弯矩

图 7 (a)、(b) 中分别给出了两方案模型中测得的灌注桩弯矩分布,基本上都是桩身上部弯矩为正值,即桩身上部海侧受拉,桩身下部弯矩为负,即桩身下部陆侧受拉。就任一方案而言,灌注桩之间的弯矩分布,无论是分布形态还是最大正负弯矩特征值和所在位置都比较接近。就 T 型地连墙方案而言(图 7 (a)),海侧灌注桩最大正负弯矩特征值为 1470, -1960 kN·m (表 2),陆侧灌注桩最大正负弯矩特征值为 1960, -1670 kN·m,两特征值位置标高分别是 -20, -34 m 左右,海侧灌注桩弯矩反应稍弱于陆侧灌注桩。就组合钢管桩方案而言(图 7 (b)),海侧灌注桩弯矩反应明

显大于中间和陆侧两排灌注桩, 其最大正负弯矩特征值为 2350, -3280 kN·m, 对应的位置标高分别是 -15, -34 m 左右 (表 2)。可见, 两种设计方案中的灌注桩弯矩反应, 不仅弯矩分布形态存在差异, 而且桩身弯矩特征值和所在位置均不相同。显然, 与 T 型地连墙方案中的灌注桩相比, 组合钢管桩方案中的灌注桩弯矩反应更强烈。

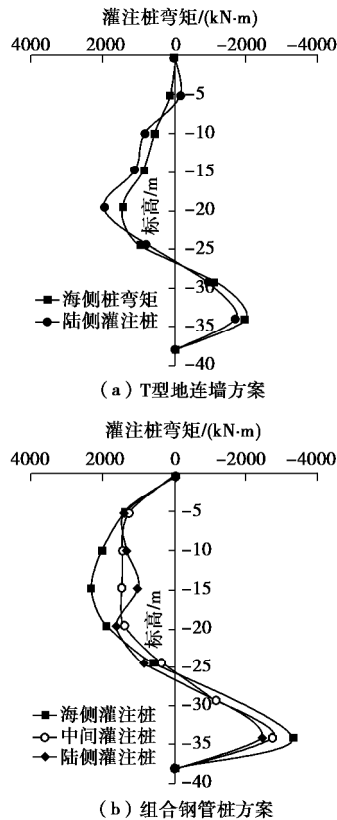


图 7 灌注桩弯矩分布图

Fig. 7 Distribution of bending moment of cast-in-place piles

究其原因在于组合钢管桩方案中, 因柔性的组合钢管桩前墙侧向承载能力, 不及较为刚性的 T 型地连墙前墙, 这样, 码头地基土体侧移量较大, 导致灌注桩与地基土体之间的相对位移也较大。同时, 此方案卸荷承台板群桩基础中灌注桩排数多于 T 型地连墙方案, 而且桩径也大于 T 型地连墙方案, 因此, 无论是单根桩抗弯刚度还是卸荷承台板群桩结构整体抗弯刚度, 组合钢管桩方案都高于 T 型地连墙方案。在港池开挖侧向卸载和码头面竖向面载共同作用下, 地基土体整体向海侧位移, 而位于侧向位移地基土体中的承台群桩基础受力反应, 与其抗弯刚度和桩土相对位移正相关, 这必然引起该方案中各排灌注桩较强烈的弯矩反应。

2.4 锚碇墙弯矩

两方案模型中测得的锚碇墙弯矩分布见图 8, 其弯矩特征值列于表 2。可以看到, 两个方案中锚碇墙

分布形态极其相似, 即整个墙身弯矩为负值, 表明其陆侧受拉。同时可以发现, T 型地连墙方案中的锚碇墙弯矩反应小于组合钢管桩方案, 两方案中锚碇墙最大单宽负弯矩值分别约为 -1000, -1400 kN·m/m, 对应的位置标高相同, 在 -13 m 左右。两方案板桩码头结构中的锚碇墙完全相同, 其弯矩反应的不同在于作用其上拉杆力不同。

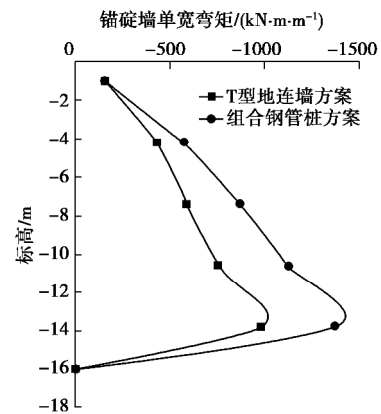


图 8 锚碇墙单宽弯矩分布图

Fig. 8 Distribution of bending moment per unit width of anchor diaphragm walls

2.5 拉杆力和前墙位移

表 2 中还列出了两方案模型中测得的拉杆力平均值和码头前墙锚着点处水平变位值。从表 2 可以发现, T 型地连墙方案和组合钢管桩方案中, 单根拉杆力平均值分别为 570, 700 kN, 即采用柔性的组合钢管桩前墙比采用刚性的混凝土地连墙作为前墙岸壁时, 钢拉杆中作用的内力更大, 但远低于单根 $\Phi 70$ mm 的 S550 级高强钢拉杆的设计值, 该值约为 970 kN。

从表 2 可以发现, 两方案中前墙在锚着点高程处的水平变位值分别为 74, 81 mm, 即柔性的组合钢管桩方案中, 前墙发生的水平变位值较刚性的地连墙方案大。根据前墙锚着点处的水平变位, 可以计算出两方案中前墙倾斜率 d_a/H_a (d_a 为锚着点处水平变位, H_a 为自锚着点至前墙底的墙身高度), 它们分别为 0.22% 和 0.24%, 均在直立式板桩岸壁码头的允许变形范围内^[11]。总之, 相对较为刚性的 T 型地连墙方案而言, 组合钢管桩方案中拉杆力和码头结构发生的水平变位均较大, 但仍在各自的安全允许范围之内。

2.6 两种设计方案的比较

板桩码头结构所需承担的荷载来自于码头地基土体整体向海侧位移时产生的侧向土压力荷载, 它是由港池开挖侧向卸载和码头面竖向面载共同作用导致的。如前所述, 卸荷式板桩码头结构由前墙、承台群

桩基础、锚碇墙和拉杆共同构成的。仔细分析发现,其中前墙、锚碇墙和拉杆三者本身就构成传统意义上的一个单锚式板桩码头结构,这样看来,卸荷式板桩码头结构可以简化为一个单锚式板桩码头结构加一个承台群桩基础结构,那么,承受荷载的主体为这两部分构成,它们共同承担侧向土压力荷载,相辅相成。卸荷式板桩码头结构的工作性状可以从这两部分的工作性状加以考察和分析。其中,单锚式码头结构部分的工作性状体现在前墙、拉杆和锚碇墙三者受力位移性状上,更主要体现在前墙受力位移性状上,而承台群桩基础结构部分的受力位移性状则主要反映在灌注桩工作性状上。

从两种方案模型测得的前墙弯矩分布、灌注桩弯矩分布、锚碇墙弯矩分布和拉杆力以及前墙水平变位分析中(表2),可以明显看到两方案码头结构受力位移性状的特点:在T型地连墙前墙方案中,其墙身弯矩大,灌注桩弯矩小,锚碇墙弯矩小、拉杆力和水平变位较小;在组合钢管桩前墙方案中,其墙身弯矩小,灌注桩弯矩大,锚碇墙弯矩大、拉杆大和水平变位大。由此可见,在T型地连墙前墙方案中,单锚式码头结构部分发挥的作用比承台群桩基础结构部分大,其中起主导作用的是刚性较大的T型地连墙前墙。但在组合钢管桩前墙方案中,承台群桩基础结构部分发挥的作用较大,这时,起主导作用的不再是单锚式码头结构部分,即不再是柔性的前墙岸壁,而是整体抗弯刚度较强的承台群桩基础结构部分。这就是说,两者共同承载所分担的比例与它们相对刚度高低相关:给定侧向荷载条件下,前墙比较刚性时,其承担的侧向荷载比例高,而需要承台群桩基础结构分担的比例低;反之,前墙比较柔性时,其能承担的侧向荷载比例较低,而承台群桩基础结构必须分担较高比例的侧向荷载。

既然前墙和承台群桩基础所分担的侧向荷载比例与其相对刚度高低相关,那么,在一定程度上调整两者相对抗弯刚度,就能调整它们侧向荷载的分担比例,设计出的码头两部分结构,既可以此强彼弱,也可以此弱彼强。为了抵抗港池开挖侧向卸载和码头面竖向面载共同作用,在给定锚碇墙和拉杆前提下,当采用较为刚性的T型地连墙式前墙时,因其侧向承载能力较大,只需设置整体抗弯刚度一般的卸荷承台板群桩基础;但当采用较为柔性的组合钢管桩前墙时,因其侧向承载能力较小,就必须设置整体抗弯刚度较强的承台群桩基础。上述卸荷式板桩码头结构内部单锚式板桩码头结构和承台群桩基础结构两部分荷载分担机制,留给码头设计有更多的自由度,从而可以有更多的变化与创新。

3 结 论

本文通过离心模型试验,研究了两种方案的20万吨级卸荷式板桩码头结构,在抵抗港池开挖侧向卸载和码头面竖向面载共同作用时,前墙、灌注桩、锚碇墙和拉杆等的内力反应和位移特性,发现这两种方案码头结构受力合理、前墙位移和拉杆力均在各种允许范围内,两设计方案都是可行的,同时从两设计方案中前墙和灌注桩弯矩反应所呈现的此消彼长特性,揭示了卸荷式板桩码头内部单锚式板桩结构部分和承台群桩基础结构部分之间的荷载分担工作机制,取得了以下3点结论。

(1)在较为刚性的T型地连墙前墙方案中,其墙身弯矩大,灌注桩弯矩小,锚碇墙弯矩小、拉杆力和前墙水平变位较小,单锚式码头结构部分发挥的作用比承台群桩基础结构部分大,起主导作用的是刚性较大的T型地连墙前墙。

(2)在柔性的组合钢管桩前墙方案中,其墙身弯矩小,灌注桩弯矩大,锚碇墙弯矩大、拉杆大和前墙水平变位大,整体抗弯刚度较强的承台群桩基础结构部分发挥的作用较大,起主导作用的不再是单锚式码头结构部分,即不再是前墙,而是承台群桩基础结构部分。

(3)前墙和承台群桩基础所分担的侧向荷载比例与其相对刚度高低相关,由此,可在一定程度上调整两者相对抗弯刚度,就能调整它们侧向荷载的分担比例,设计出的码头两部分结构既可以此强彼弱,也可以此弱彼强。为了抵抗港池开挖侧向卸载和码头面竖向面载共同作用,在给定锚碇墙和拉杆前提下,当采用较为刚性的T型地连墙式前墙时,因其侧向承载能力较大,只需设置整体抗弯刚度一般的卸荷承台板群桩基础;但当采用较为柔性的组合钢管桩前墙时,因其侧向承载能力较小,就必须设置整体抗弯刚度较强的承台群桩基础。

需要说明的是,在本文的模型试验中尚未获得严格意义上的T型地连墙和组合钢管桩前墙陆侧土压力,有待开展更进一步试验研究和原型观测研究工作。

致 谢: 本文试验研究得到中国交通建设股份有限公司科技研发项目经费的大力支持,同时得到中交第一航务工程勘察设计院有限公司刘永绣、吴荔丹和张玉萍等多位同志的精心指导,在此一并表示感谢。

参考文献:

[1] 刘永绣. 板桩式岸壁结构的设计理论与方法[M]. 北京: 人

- 民交通出版社, 2014. (LIU Yong-xiu. Design theories and methods for sheet-pile bulkhead[M]. Beijing: China Communications Press, 2014. (in Chinese))
- [2] 李士林, 徐光明. 单锚板桩结构码头离心模型试验研究[J]. 水利水运工程学报, 2008(1): 67 - 72. (LIU Shi-lin, XU Guang-ming. Centrifuge modeling tests for sheet-pile bulkhead anchored by single layer of tie-rods[J]. Hydro-Science and Engineering, 2008(1): 67 - 72. (in Chinese))
- [3] 徐光明, 李士林. 板桩码头中群桩基础联接型式的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(增刊 1): 1 - 8. (XU Guang-ming, LI Shi-lin. Experimental study of head fixity conditions of pile group in sheet-pile bulkhead[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(S1): 1 - 8. (in Chinese))
- [4] 徐光明, 蔡正银, 曾友金, 等. 一种新型板桩码头结构的离心模拟[J]. 岩土力学, 2010, 31(增刊 1): 48 - 52. (XU Guang-ming, CAI Zheng-yin, ZENG You-jin, et al. Centrifuge modeling for an innovative sheet-pile bulkhead of diaphragm[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(S1): 48 - 52. (in Chinese))
- [5] 徐光明, 章为民. 离心模型中的粒径效应和边界效应研究[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(3): 80 - 86. (XU Guang-ming, ZHANG Wei-min. A study of size effect and boundary effect in centrifugal tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 18(3): 80 - 86. (in Chinese))
- [6] CHAKRABARTI S K. Advanced series on ocean engineering-volume 9: offshore structure modeling[M]. Singapore: World Scientific Publishing Co Pte Ltd, 1994: 1 - 11.
- [7] 刘永绣, 吴荔丹, 徐光明, 等. 遮帘式板桩码头工作机制[J]. 水利水运工程学报, 2006(2): 8 - 12. (LIU Yong-xiu, WU Li-dan, XU Guang-ming, et al. Working mechanism of sheet pile wharf with barrier piles[J]. Hydro-Science and Engineering, 2006(2): 8 - 12. (in Chinese))
- [8] 徐光明, 陈爱忠, 曾友金, 等. 超重力场中界面土压力的测量[J]. 岩土力学, 2007, 28(12): 2671 - 2674. (XU Guang-ming, CHEN Ai-zhong, ZENG You-jin, et al. Measurement of boundary total stress in a multi-gravity environment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(12): 2671 - 2674. (in Chinese))
- [9] JTS/T231—7—2013 港口工程离心模型试验技术规程[S]. 2013. (JTS/T231—7—2013 Code for centrifugal model test for port engineering[S]. 2013. (in Chinese))
- [10] DL/T 5102—2013 土工离心模型试验技术规程[S]. 2014. (DL/T 5102—2013 Specification for geotechnical centrifuge model test techniques[S]. 2014. (in Chinese))
- [11] TSINKER G P. Handbook of port and harbor engineering: geotechnical and structural aspects[M]. Springer US: ITP International Thomson Publishing, Chapman and Hall Press, 1997: 397 - 508.

DOI: 10.11779/CJGE201801004

横观各向同性土的三维强度准则

路德春, 梁靖宇, 王国盛, 杜修力*

(北京工业大学城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124)

摘要: 横观各向同性土体的强度规律包括两个方面: 偏平面上的强度曲线畸变和大主应力作用面与沉积面相对夹角 d 方向上的强度参数变化。当前对横观各向同性材料强度准则的研究主要集中在反映主应力与沉积面垂直条件下偏平面上的强度规律, 对方向角 d 方向上的强度规律研究还不完善。基于微观结构张量法, 通过引入滑动面的概念, 以大主应力垂直作用于水平沉积面时应力空间与物理空间重合为基准, 利用三维滑动面与沉积面之间的相对位置关系, 并综合方向角 d 方向上的强度变化规律, 提出了三维横观各向同性强度参数 h_n 。将其与 M-N 强度准则相结合, 得到了横观各向同性土的三维强度准则。所得强度准则考虑了主应力与沉积面绕某一主应力轴旋转过程中偏平面强度曲线的变化, 综合地反映了横观各向同性土体的强度规律。

关键词: 横观各向同性; 主应力方向; 滑动面; 微观结构; 强度准则

中图分类号: TU431 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2018)01-0054-10

作者简介: 路德春(1977-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土材料的力学特性与本构理论、岩土地震工程等方面的教学和科研工作。E-mail: dechun@bjut.edu.cn。

Three-dimensional strength criterion for transverse isotropic geomaterials

LU De-chun, LIANG Jing-yu, WANG Guo-sheng, DU Xiu-li

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

Abstract: The strength characteristic of the transverse isotropic soil include two aspects. On one hand, the strength curves are not symmetric around the three principal stress axes on deviatoric plane. On the other hand, the strength parameter varies with the included angle d between the acting plane of the major principal stress and the depositional plane. The existing studies about the strength of transverse isotropic materials are immature, especially the strength description of the included angle d direction. The concept of mobilized plane is introduced into a method that considers the microstructural tensor. Based on the coincidence of the stress space with the physical space, the relative position between the 3D mobilized plane and the depositional plane is analyzed. Then a 3D strength parameter h_n is proposed by considering the change rules of included angle d direction. The transverse isotropic strength criterion is proposed by marrying the 3D strength parameter to the Matsuoka-Nakai strength criterion. The proposed transverse isotropic strength criterion is able to describe the distortion of the strength curves on deviatoric plane and the non-monotonic rule with respect to the included angle d comprehensively.

Key words: transverse isotropy; stress axis direction; mobilized plane; microstructure; strength criterion

0 引言

自然界中的岩土类材料由于受到内在矿物颗粒组成和外在环境因素的共同影响一般表现为各向异性。原位状态下的岩土类材料, 由于矿物颗粒形状非球形和重力作用下颗粒间接触和孔隙的优势排列分布, 使岩土材料形成的微观结构具有方向性, 表现为原生各向异性; 材料在受力变形过程中, 非球形颗粒的倾向、颗粒间接触及孔隙分布等发生变化, 使材料微观结构性发生变化, 从而表现出应力诱导各向异性。

各向异性显著影响着材料的强度与变形^[1-4], 忽略材料的各向异性将使岩土类工程的设计与分析偏于不

安全。Oda 等^[5]进行的条形基础模型试验, Zdravkovic 等^[6]、殷宗泽等^[7]对堤坝的模拟分析均表明, 不考虑各向异性影响, 采用各向同性假定会使工程设计偏于危险。在实际工程问题中如何综合考虑岩土类材料的各向异性对土体强度的影响一直备受国内外研究者关注。

横观各向同性是最简单的各向异性, 也是研究一

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51522802, 51421005, 51538001, 51778026); 北京市自然科学基金重点项目 (8161001)

收稿日期: 2016-10-10

***通讯作者** (E-mail: duxuli@bjut.edu.cn)

般各向异性的基础。材料的横观各向同性表现为沿某一平面各方向力学特性相同, 与垂直于该平面方向的力学特性不同。本文主要针对自然状态下在沉积、固结过程中形成的横观各向同性土材料的强度特性进行探讨。横观各向同性土体在二维假定条件下剪切破坏的研究中, 陈越^[8]从土单元极限平衡的角度研究了平面应变条件下强度各向异性的规律, 并给出简便的实用表达式。姚仰平等^[9]从应力分布场与材料强度分布场比较的角度, 分析解释了横观各向同性土体强度各向异性的物理实质及破坏机理。但二维分析并不能考虑中主应力的影响, 不能完全描述实际土体的三维受力特性, 因此, 对横观各向同性土的三维分析是非常必要的。基于对横观各向同性土体的三轴试验结果分析, Abelev 等^[10]提出主应力空间坐标旋转法, Mortara^[11]和 Lü 等^[12]提出相应的修正角隅函数的方法来描述土体偏平面上的强度特性。但这是从数学角度对土体的横观各向同性进行考虑, 仅适用于应力主轴与材料主轴共轴的情况, 难以解释横观各向同性土破坏的物理机制。也有学者从材料微观力学角度, 利用微观结构张量或组构张量来反映材料的横观各向同性特性, 将材料组构张量与应力张量或应力方向向量相结合, 引入到强度理论或本构模型中来描述土体各向异性的强度与变形规律。微观组构张量结合应力张量的方法^[13-18]或结合应力方向向量^[19-21]的方法可以很好地描述横观各向同性土体在特殊条件下(如沉积面方向与主应力方向垂直)偏平面上的强度特性, 但难以描述大主应力相对沉积面的方向角变化过程中强度参数的非单调变化。因此, 有学者^[22-26]基于空间滑动面(spatially mobilized plane, SMP)^[27]与沉积面之间的相对关系来描述横观各向同性土体的强度变化规律, 建立了考虑材料横观各向同性特性的强度准则, 但大多只能描述对应三轴压缩条件下, 主应力相对沉积面的方向角变化过程中, 强度参数先减小后增加的规律。

当前关于横观各向同性土体强度准则的研究主要集中在描述主应力与沉积面垂直条件下的强度规律, 少有能够综合描述大主应力方向与沉积面法线的夹角 d 不为零时偏平面上强度曲线的变化规律, 或只能描述三轴压缩条件下 d 不为零时的强度变化规律。针对这一问题, 本文在微观结构张量法的基础上引入滑动面的概念, 以大主应力垂直于水平沉积面时应力空间与物理空间重合为基准, 分析了沉积面、大主应力作用面与滑动面之间的相对关系, 给出了大主应力与沉积面法线相对角度变化过程中, 三维横观各向同性强度参数 h_n 的具体表达式。并将三维强度参数 h_n 与各向

同性的M-N强度准则相结合, 提出了综合考虑横观各向同性土三维强度特性的TI-M-N(transverse isotropic-Matsuoka Nakai)强度准则。三维横观各向同性土强度参数是对岩土类材料横观各向同性特性的理解与把握, 利用所提强度参数还可以与其他考虑材料不同强度特性(如中主应力效应、静水压力效应等^[28-29])的强度准则相结合, 从而进一步综合地对材料特性进行描述与分析。本文针对峰值应力条件下横观各向同性土体的强度特性进行分析, 文中所述应力均为峰值应力, 应力符号以压为正。

1 横观各向同性土的剪切破坏规律分析

Liu 等^[23]通过 Kirgard 等^[2]的 San Francisco 海湾黏土的真三轴试验与各向同性的 Mohr Coulomb (M-C) 强度准则进行对比分析, 得出在偏平面上横观各向同性土体的强度曲线与各向同性强度曲线相比应该是畸变的结论。而强度曲线畸变的演化是和沉积面与大主应力作用面之间的夹角 d 相关的。如图 1 所示, Oda 等^[5]和 Lade 等^[30]分别对 Toyourd 砂土和 Nevada 细砂进行的三轴压缩试验结果(空心符号)随方向角 d 的增加表现为单调下降的变化规律, 而 Matsuoka 等^[31]与 Park 和 Tatsuoka(试验数据取自 Liu 等^[23])分别对 Toyoura 砂与 Silica 砂进行的平面应变试验结果(实心符号)却表现为先减小后增加的非单调规律。与各向同性材料的强度参数不随方向角 d 变化不同, 横观各向同性土体的强度参数是随着角度 d 变化而变化的。

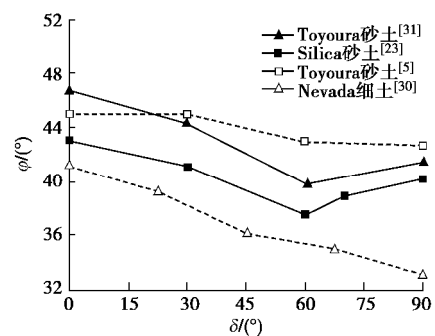


图1 内摩擦角随着方向角度变化规律

Fig. 1 Variation of internal friction angle with direction angle d

综上所述, 与各向同性材料的强度规律相比, 横观各向同性土体的强度规律不仅包括偏平面上的强度曲线畸变, 还包括方向角 d 相关的强度参数变化。对偏平面上与方向角 d 方向上强度特性的理论研究中, 还没有能够给出综合反映偏平面上强度曲线随着方向角 d 变化的明确表达式。如何利用强度表达式对两种强度规律进行统一的描述, 是当前横观各向同性土体

强度理论研究的难题。

2 基于加载方向的横观各向同性土强度参数

当前研究中,许多研究者利用微观结构张量或组构张量来反映横观各向同性土体的材料属性,利用应力张量或者加载方向向量来反映荷载特性,通过材料属性与荷载特性相结合来建立横观各向同性土体的强度参数。其中, Pietruszczak 等^[19]首次提出微观结构张量法,通过微观结构张量 a_{ij} 在广义应力加载方向 l_i 上投影,并结合土体的横观各向同性特性,定义了与加载方向相关的横观各向同性强度参数:

$$h_L = h_0 [1 + W_3 (1 - 3l_1^2)] \quad (1)$$

式中, h_0 为各向异性参数 h_L 的平均值, W_3 为反映各向异性程度的参数, l_1 为根据应力状态确定的方向相关项。在实验室常规试验中,主应力作用方向与沉积面方向之间的相对关系如图 2 所示,其中, $Orst$ 坐标与横观各向同性的方向性一致, $Oxyz$ 坐标与应力方向一致。随着 d 的增加,沉积面绕着 $x(r)$ 轴方向进行旋转, l_1 的表达式为

$$l_1 = \sqrt{\frac{s_z^2 \cos^2 d + s_y^2 \sin^2 d}{s_x^2 + s_y^2 + s_z^2}} \quad (2)$$

式中, (s_x, s_y, s_z) 表示作用于试样上的 3 个主应力。

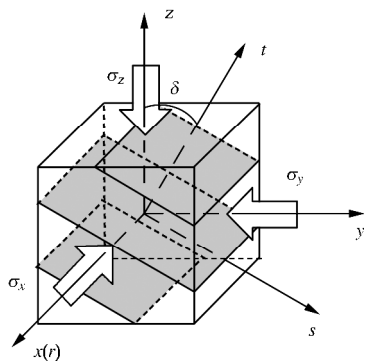


图 2 主应力方向与沉积面方向的相对关系

Fig. 2 Relative position between major principal stress and depositional plane

Lade 等^[20]、Kong 等^[21]和 Lü 等^[32]分别利用各向同性 Lade 强度准则、M-N 强度准则和三维 M-C 强度准则与加载方向相关的横观各向同性参数 h_L 相结合,得出了相应考虑材料横观各向同性特性的强度准则。通过以上方法所得强度准则可以很好地反映砂土和黏土在主应力方向与沉积面法线共轴条件下偏平面上的强度规律,然而却难以全面反映方向角 d 变化条件下的强度变化规律。以 Kong 等^[21]对 M-N 强度准则进行的扩展为例进行分析,得出偏平面上的强度曲线与方向角 d 之间的三维变化关系如图 3 所示。通过与加载

方向相关的横观各向同性参数 h_L 相结合而建立的强度准则均隐含这种随着 d 增加,强度参数(内摩擦角)单调减小的规律。

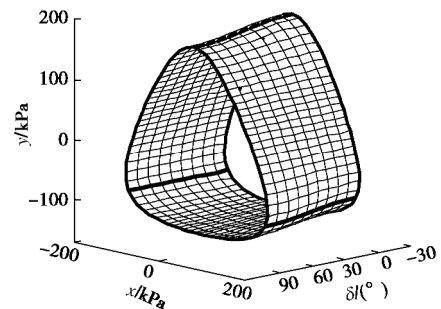


图 3 偏平面上强度线变化规律

Fig. 3 Variation of strength curves with direction angle d on deviatoric plane

但是,根据图 1 所示试验结果(实心符号)可知,并非所有随着方向角 d 增加所得的试验结果都是单调变化的,如何对这种非单调的试验结果进行分析与描述还是一个难以统一的问题。国内外学者已经认识到利用滑动面与横观各向同性材料的沉积面之间的相对关系可以很好地解释这种非单调试验规律。但是,目前的研究指出,滑动面是根据应力空间条件得出,沉积面是物理空间条件,而应力空间的滑动面与物理空间的沉积面之间并没有明确的对应转换关系,无法给出主应力与沉积面相对角度变化过程中,滑动面与沉积面之间明确的相对关系,从而无法得出其他条件($b \neq 0$ 时)下偏平面上强度曲线与 d 之间变化规律的明确表达式。为解决这一问题,本文以沉积面水平条件下,应力空间与物理空间重合为基准,根据滑动面与沉积面的相对关系,研究主应力方向绕着 $x(r)$ 轴旋转过程中,随着 d 的增加,偏平面上强度规律的变化。

3 基于滑动面的横观各向同性土强度参数

滑动面的概念是针对各向同性材料提出来的,可以根据材料受力达到破坏时的应力条件得到,但滑动面概念本身与材料是否是各向同性无关。随着 d 的增加,加载方向和沉积面之间的相对位置关系是单调变化的,而滑动面和沉积面之间的相对位置关系表现为先接近后远离的趋势。因此,针对横观各向同性材料具有沉积面(抗剪最弱面)的特点,可以根据滑动面的特性来提出基于滑动面的横观各向同性强度参数,以反映横观各向同性材料的强度变化规律。

3.1 三维滑动面与沉积面之间的关系

诸多强度准则中作为强度参数的破坏应力比一般

是根据材料的摩擦特性来确定的, 其摩擦特性可由主应力作用下的滑动面来反映。空间滑动面 (SMP) 被用来反映摩擦材料的摩擦特性及摩擦规律, 反映了土颗粒处于最容易滑动的应力状态。横观各向同性土体由于土颗粒、孔隙以及粒间接触沿沉积面方向优势排列, 导致其沿沉积面方向的抗剪能力最低。因此, 利用SMP方向性与沉积面方向性之间的相对关系可以反映横观各向同性土体的强度特性。

大主应力垂直作用于沉积面时, 令沉积面法线方向与 $Orst$ 坐标系的 Ot 轴一致, 主应力方向与坐标系 $Oxyz$ 的 Oz 轴一致, 可以得出滑动面 ABC 及其法线 n 位置, 如图4所示。大主应力方向与沉积面法线方向绕 x 轴在 yOz 平面内相对旋转的过程中, 沉积面法线 d 与大主应力方向 Oz 轴的夹角为 d , 沉积面法线 d 与滑动面法线 n 之间的夹角为 z 。大主应力与沉积面相对旋转的过程中, Ox 轴始终与沉积面法线垂直, 因此, 横观各向同性材料在 Ox 方向的三轴压缩强度和三轴拉伸强度是不变的, 即 Ox 方向的材料强度与沿着 yOz 坐标系旋转的过程无关。

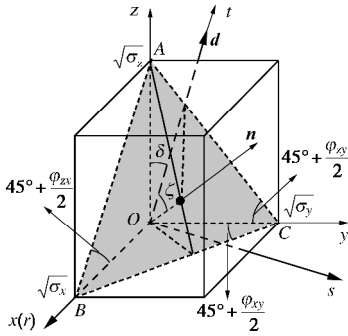


图4 滑动面与沉积面的相对关系

Fig. 4 Relative position between SMP and depositional plane

3.2 三维横观各向同性强度参数公式

类比Pietruszczak和Mroz所提出的微观结构张量法, 本文通过微观结构张量在滑动面法线方向向量上投影, 并引入土体的横观各向同性特性条件, 来定义基于滑动面的三维横观各向同性参数 h_n , 表达式为

$$h_n = h_0 [1 + W_3 (1 - 3n_r^2)] \quad (3)$$

式中 h_0 为横观各向同性参数 h_n 的平均值; W_3 为反映各向异性程度的材料参数; n 为方向相关项, 为了综合地考虑横观各向同性材料三维强度参数随方向角 d 的变化规律, 采用如下形式:

$$n_r = ry n_I + (1 - ry) n_{II} \quad (4)$$

式中 ry 为强度分配项, 控制着 d 变化过程中偏平面上不同主应力方向强度参数规律, 其中 r 为分配系数; n_I 和 n_{II} 反映了 d 变化过程中滑动面与沉积面之间两种不同的相对关系。相应的表达式如下:

$$y = \frac{(s_z - s_y)^2}{(s_z - s_x)^2 + (s_x - s_y)^2 + (s_y - s_z)^2} \quad (5)$$

$$\left. \begin{aligned} n_I &= n_z \cos d + n_y \sin d \\ n_{II} &= n_z \cos^2 d + n_y \sin^2 d \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式(6)中, n_z 和 n_y 为滑动面法线相对于 z 和 y 方向的方向余弦, 具体表达式如下:

$$\left. \begin{aligned} n_z &= \sqrt{\frac{s_x s_y}{s_z s_x + s_x s_y + s_y s_z}} \\ n_y &= \sqrt{\frac{s_z s_x}{s_z s_x + s_x s_y + s_y s_z}} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

方向相关项 n_r 决定了横观各向同性材料三维强度参数 h_n 与方向角 d 之间的关系, 是对 n_I 和 n_{II} 的综合考虑。分配系数 r 控制着 d 变化时不同主应力方向强度参数变化的程度。

当 $s_z = s_y$ 时, h_n 反映了 x 轴方向的强度参数, 根据式(5)可以得出 $y = 0$, 根据式(7)得出 $n_z = n_y$, 此时等式(3)可以整理为

$$h_n = h_0 \left[1 + W_3 \left(1 - \frac{3s_x}{2s_x + s_y} \right) \right] \quad (8)$$

可以看出式(8)与方向角 d 无关, 即满足 $s_z = s_y$ 条件下, s_x 方向的强度参数不变的规律。

当 $s_x = s_y$ 或 $s_x = s_z$ 时, h_n 反映了 z 轴和 y 轴方向上的强度参数, 根据式(5)可以得出 $y = 1/2$, 根据式(7)得出 n_z 与 n_y , 代入到等式(3)可以整理出对应 z 轴和 y 轴方向上强度参数与方向角 d 之间的变化规律。以 z 轴上三轴压缩条件($s_z > s_x = s_y$)为例, 对应强度参数 h_n 表达式如下

$$h_n = h_0 + h_0 W_3 \left\{ 1 - 3 \left[\frac{1}{2} r n_I + \left(1 - \frac{1}{2} r \right) n_{II} \right]^2 \right\} \quad (9)$$

根据式(6)和式(7)整理得出 n_I 和 n_{II} 的表达式

$$\left. \begin{aligned} n_I &= \sqrt{\frac{s_x}{2s_z + s_x}} \cos d + \sqrt{\frac{s_z}{2s_z + s_x}} \sin d \\ n_{II} &= \sqrt{\frac{s_x}{2s_z + s_x}} \cos^2 d + \sqrt{\frac{s_z}{2s_z + s_x}} \sin^2 d \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

当分配系数 $r = 0$ 时, 三维横观各向同性参数 h_n 随着方向角 d 的变化规律是单调的, 式(9)简化为

$$h_{nII} = h_0 [1 + W_3 (1 - 3n_{II}^2)] \quad (11)$$

当分配系数 $r = 2$ 时, 三维横观各向同性参数 h_n 随着方向角 d 的变化表现为先减小后增加的非单调的规律, 式(9)简化为

$$h_{nII} = h_0 [1 + W_3(1 - 3r^2)] \quad (12)$$

当分配系数 r 变化时, 三维横观各向同性参数 h_n 随着方向角 d 的变化, 其变化规律为在式(11)和式(12)之间按式(9)进行线性插值。

4 横观各向同性强度准则

各向同性的强度准则可以很好地描述各向同性岩土类材料在偏平面以及子午面上的强度特性, 对于土体而言, 主要表现为中主应力对偏平面上抗剪强度的影响^[33-34]及与静水压力相关^[29, 35]特性。但基于各向同性的假定的强度准则不能描述横观各向同性土体的强度特性: 由沉积面方向性造成的强度曲线畸变和中主应力与沉积面相对旋转过程中强度曲线的演化。横观各向同性的强度准则可以通过对各向同性的强度准则进行扩展而得到, 利用本文提出的三维横观各向同性强度参数 h_n 与某一各向同性强度准则相结合, 即可提出综合反映横观各向同性土体强度特性的横观各向同性的强度准则。

4.1 TI-M-N 强度准则

各向同性的M-N强度准则^[27]是通过建立物理模型来解释材料破坏机理的强度理论, 具有物理概念清晰, 参数少且明确, 易于试验确定等特点, 可以很好地描述各向同性土体的非线性强度特性。

$$\frac{t_{SMP}}{s_{SMP}} = \sqrt{\frac{I_1 I_2 - 9I_3}{9I_3}} = \frac{2\sqrt{2}}{3} \tan j \quad (13)$$

式中, I_1 , I_2 和 I_3 为 3 个应力不变量,

$$\left. \begin{aligned} I_1 &= s_1 + s_2 + s_3, \\ I_2 &= s_1 s_2 + s_2 s_3 + s_3 s_1, \\ I_3 &= s_1 s_2 s_3. \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

各向同性M-N强度准则利用内摩擦角 j 的函数来描述SMP上的剪应力 t_{SMP} 与正应力 s_{SMP} 的比值。而横观各向同性材料试样内部各平面内摩擦角会受到沉积方向的影响。利用M-N强度准则与本文提出的三维横观各向同性强度参数 h_n 相结合, 通过参数 h_n 来描述沉积方向对材料摩擦特性的影响, 从而得到考虑土体横观各向同性特性的TI-M-N强度准则:

$$\frac{t_{SMP}}{s_{SMP}} = \sqrt{\frac{I_1 I_2 - 9I_3}{9I_3}} = h_0 [1 + W_3(1 - 3n_r^2)] \quad (15)$$

与其他强度准则(如 Lade-Duncan 强度准则)不同, M-N 强度准则强度线外接于 M-C 强度线, 隐含着三轴拉伸条件与三轴压缩条件下的内摩擦角相等的假定, 更适用于预测黏土材料的强度特性, 这是由于不同强度准则考虑中主应力影响不同。因此, 对 M-N 强度准则的扩展同样受到这一假定的影响。扩展后的

强度准则同时耦合了横观各向同性强度参数中的中主应力效应, 表现为偏平面上强度曲线的畸变以及随着 d 增加强度曲线的演化。

4.2 参数确定方法与分析

由于各向同性的 M-N 强度准则在偏平面上的强度线是关于 3 个主应力轴对称的, 其峰值应力比 t_{SMP}/s_{SMP} 的确定只需要一个参数 j 。而所提出的横观各向同性强度准则在偏平面上的强度曲线不再关于 3 个主应力轴对称: 当主应力与沉积面不垂直时, 偏平面上的强度曲线关于 3 个主应力轴都不对称; 当主应力与沉积面垂直时, 即当 $d=0^\circ$ 或 90° 时, 偏平面上的强度曲线关于该主应力轴对称, 此时, 强度曲线的确定需要两个参数 h_0 和 W_3 。

各向同性 M-N 强度准则的强度参数是与应力作用方向无关的, 而当主应力相对沉积面旋转时, 横观各向同性强度参数需要满足如所示变化规律。参数 h_0 和 W_3 已确定条件下, 需要额外增加一个参数 r 来反映偏平面强度曲线随 d 变化的旋转特性。

(1) h_0 和 W_3 的确定

参数 h_0 和 W_3 的确定与Lade等^[20]、Kong等^[21]和Lü等^[32]计算强度参数的方法类似, 可以通过三轴压缩条件下的内摩擦角 j_α 和 j_γ 来计算, 其中, j_α 为沉积面与 Oz 方向垂直的竖直试样(图5(a))在三轴压缩条件下测得的内摩擦角; j_γ 为沉积面与 Oy 方向垂直的水平试样(图5(b))在三轴压缩条件下测得的内摩擦角。

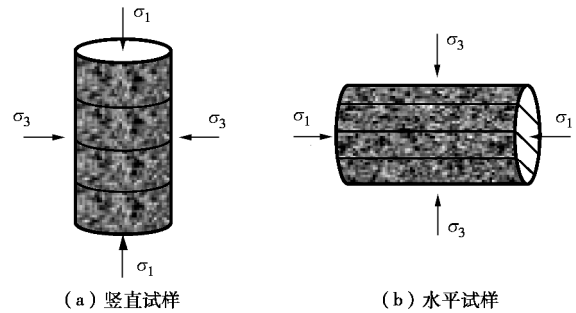


图5 横观各向同性土的水平与竖直试样

Fig. 5 Vertical and horizontal samples of transverse isotropic soil

根据内摩擦角的定义, 三轴压缩条件下的峰值应力比 R_t 可以表示为

$$R_t = \frac{s_1}{s_3} = \frac{1 + \sin j}{1 - \sin j} \quad (16)$$

中主应力系数 b 反映了中主应力 s_2 相对大主应力 s_1 和小主应力 s_3 所占的比例:

$$b = \frac{s_2 - s_3}{s_1 - s_3} \quad (17)$$

b 值从三轴压缩条件的 $b=0$ 到三轴拉伸条件的 $b=1$ 。

将式 (14)、(16)、(17) 代入到等式 (15) 左侧应力比中, SMP 上的剪应力 t_{SMP} 与正应力 s_{SMP} 的比值表示为

$$\frac{t_{\text{SMP}}}{s_{\text{SMP}}} = h_n \sqrt{\frac{(R_f + bR_f - b + 2)(bR_f^2 + 2R_f - b + 1)}{9R_f(bR_f - b + 1)}} - 1 = h_n. \quad (18)$$

TI-M-N 强度准则表达式 (15) 右侧需要综合考虑沉积面与滑动面之间的相对关系, 根据真三轴试验条件作用于土体上的主应力方向变化, 将偏平面分为 3 个区域, 如图 6 所示。 n_r 的表达式可以根据滑动面方向与沉积面方向之间的相对关系来确定。

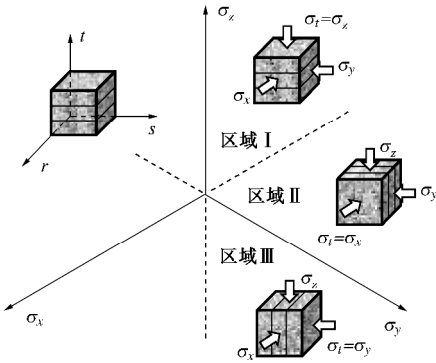


图 6 真三轴条件下偏平面上不同区域主应力分布情况

Fig. 6 Distribution of principal stresses on various sectors of deviatoric plane under true triaxial condition

对沉积面水平的情况, 即 $d = 0^\circ$ 时, 区域 I 对应于 s_z 与沉积面垂直, n_r 的表达式为

$$n_r = n_z = \sqrt{\frac{(bR_f - b + 1)}{R_f(bR_f - b + 1) + (bR_f - b + 1) + R_f}}. \quad (19)$$

区域 II 对应于 s_x 与沉积面垂直, n_r 的表达式为

$$n_r = n_x = \sqrt{\frac{R_f}{R_f(bR_f - b + 1) + (bR_f - b + 1) + R_f}}. \quad (20)$$

区域 III 对应于 s_y 与沉积面垂直, n_r 的表达式为

$$n_r = n_y = \sqrt{\frac{R_f(bR_f - b + 1)}{R_f(bR_f - b + 1) + (bR_f - b + 1) + R_f}}. \quad (21)$$

对于沉积面水平条件下的空心扭剪试验应力条件^[32], 内外围压保持相等且对应于中主应力值, 大主应力相对与沉积面的相对角度 d 与中主应力系数之间存在唯一关系 $b = \sin^2 d$ ^[36]。因此, 当主应力相对沉积面法线的方向角 $d \neq 0^\circ$ 时, n_r 的表达式为

$$n_r = ry n_I + (1 - ry) n_{II}, \quad (22)$$

式中, n_I , n_{II} 以及 y 的表达式为

$$\left. \begin{aligned} n_I &= n_z \sqrt{1 - b} + n_y \sqrt{b}, \\ n_{II} &= n_z(1 - b) + n_y b. \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

$$y = \frac{(R_f - 1)^2}{[R_f - (bR_f - b + 1)]^2 + [bR_f - b]^2 + (1 - R_f)^2}. \quad (24)$$

可以看出, n_z , n_y 可以通过式 (19) 和式 (21) 得出, 分别为 $d = 0^\circ$ 时和 $d = 90^\circ$ 时 n_r 的特例。

以 Kirgard 等^[2]对 San Francisco 海湾黏土进行的真三轴试验结果为例进行参数确定。对竖直试样和水平试样进行传统三轴压缩试验得出的内摩擦角为 $j_z = 30.6^\circ$ 和 $j_y = 27.4^\circ$, 因此, 根据式 (16) 可以得出三轴压缩条件下竖直试样的主应力比 $R_{tz} = 3.0737$ 和水平试样的主应力比 $R_{ty} = 2.7051$ 。将三轴压缩条件 ($b=0$) 和试样的主应力比代入式 (18)、(19) 中, 可以得出剪正应力比 $h_{nz} = 0.5576$, $h_{ny} = 0.4887$ 和方向相关项 $n_z = 0.3741$, $n_y = 0.6762$ 。将水平试样和竖直试样的计算结果代入到 TI-M-N 强度准则式 (15) 中, 可以联立得出一元二次方程组:

$$\left. \begin{aligned} h_{nz} &= h_0 [1 + W_3(1 - 3n_z^2)], \\ h_{ny} &= h_0 [1 + W_3(1 - 3n_y^2)]. \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

通过求解计算可以得出本方法中的参数 $h_0 = 0.5103$ 和 $W_3 = 0.1595$ 。

(2) 分配系数 r 的确定

分配系数 r 控制着主应力相对沉积面的方向角变化时, 主应力方向的强度变化的规律。将式 (22) 代入到式 (15) 中, 整理可得

$$ry(n_I - n_{II}) = \sqrt{\frac{h_0 + h_0 W_3 - t_{\text{SMP}}/s_{\text{SMP}}}{3h_0 W_3}} - n_{II}. \quad (26)$$

当 $s_z \neq s_y$ 时, $y \neq 0$, 可以反映 s_z 和 s_y 方向的强度随方向角 d 变化的特性, 此时, 式 (26) 可以整理为

$$r = \frac{1}{y(n_I - n_{II})} \left(\sqrt{\frac{h_0 + h_0 W_3 - t_{\text{SMP}}/s_{\text{SMP}}}{3h_0 W_3}} - n_{II} \right). \quad (27)$$

因此, 根据方向角 $d \neq 0^\circ$ 且 $d \neq 90^\circ$ 时, 三轴压缩条件下的内摩擦角可以计算得出对应的分配系数 r 。根据土体试验点结合式 (25)、(27) 可以求解得出对应的参数 h_0 , W_3 和 r , 计算结果如表 1 所示。通过试验结果与预测曲线的对比可以看出, 利用本文提出的强度准则预测强度参数变化规律能够较好地把握随着方向角增加强度参数的单调与非单调变化的试验结果, 如图 7 所示。

表 1 材料参数

Table 1 Material parameters

土样类型	h_0	W_3	r
Toyoura 砂土 ^[5]	0.894	0.075	0.047
Toyoura 砂土 ^[31]	0.778	0.115	1.267
Silica 砂土 ^[23]	0.712	0.068	2.084
Nevada 细砂 ^[30]	0.680	0.294	0.327

4.3 TI-M-N 强度准则试验验证

通过以上的分析可知, TI-M-N 强度准则可以用于

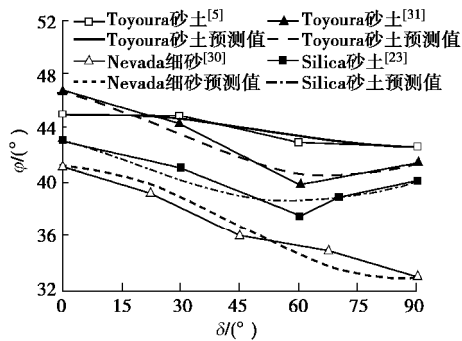


图7 横观各向同性土体的内摩擦角 j 预测

Fig. 7 Prediction of internal frictional angle of transverse isotropic soils with different depositional angles

预测一般应力条件下的横观各向同性黏土及砂土的抗剪强度,如真三轴试验条件和空心圆柱扭剪试验条件。本文利用所提强度准则对 San Francisco 海湾黏土和 Toyoura 砂土试样的真三轴试验结果预测的结果如下所示:

(1) San Francisco 海湾黏土试验验证

Kirgard 等^[2]对 San Francisco 海湾黏土进行了一系列 $I_1 = 500 \text{ kPa}$ 条件下的真三轴试验。试验结果表明,自然界土体的横观各向同性特性对土体强度有着明显的影响,各向同性的 M-N 准则会过高估计区域 II、III 的土体强度,尤其是区域 III 中的土体强度。

利用 TI-M-N 强度准则和 M-N 强度准则分别对 San Francisco 海湾黏土的试验结果进行预测。根据竖直和水平试样三轴压缩条件下的试验结果 $j_{\alpha} = 30.6^\circ$ 和 $j_{\gamma} = 27.4^\circ$, 可以得到参数 $h_0 = 0.5104$ 和 $W_3 = 0.1595$ 。如图 8 所示,图中黑色虚线为 M-N 强度准则的预测曲线,实线是 TI-M-N 强度准则分别在偏平面上的 3 个区域中的预测结果,图 8 (a) 是偏平面上的 M-N 强度准则、TI-M-N 强度准则与 San Francisco 海湾黏土试验结果的对比,图 8 (b) 是 M-N 强度准则与 TI-M-N 强度准则在不同象限内的 $b-j$ 预测曲线与 San Francisco 海湾黏土试验结果的对比。通过预测结果与试验结果的对比可以看出, TI-M-N 强度准则与 M-N 强度准则在区域 I 中基本一致,在区域 II 中两种强度准则预测结果的差距逐渐变大,在区域 III 中两者的差距不再变大,差距趋于平缓,这正反映了试验结果与 M-N 强度准则的差距变化趋势。虽然试验结果具有一定的离散型,但是可以明显看出 M-N 强度理论过高估计了区域 II 中部分与区域 III 的强度,而 TI-M-N 强度准则可以很好地预测试验结果所表现出的强度变化规律。

本文 TI-M-N 强度准则还可以反映强度参数随 d 变化而变化的规律,假定 $r = 2$ 条件下的偏平面上强度曲线随着 d 变化的规律如图 9 所示,从图中可以看

出 d 从 0° 增加到 90° 过程中, s_x 方向的强度值不变,而 s_z 方向的强度参数先减小后增加。可以看出,本文所提 TI-M-N 强度准则更为综合地考虑了横观各向同性土体强度所具有的方向相关特性。

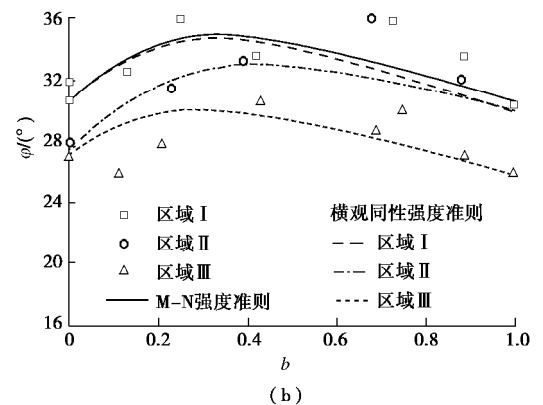
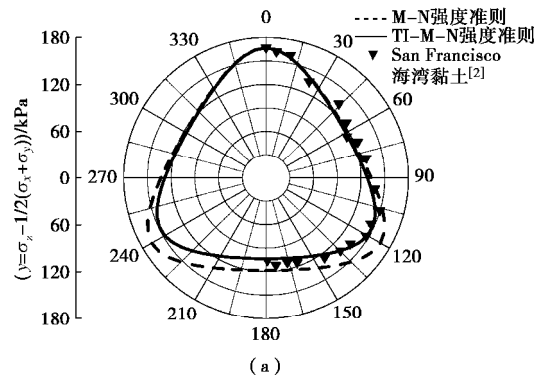


图8 San Francisco 海湾黏土试验结果与预测结果对比图

Fig. 8 Comparison of theoretical curves with tests of San Francisco Bay Mud on the deviatoric plane

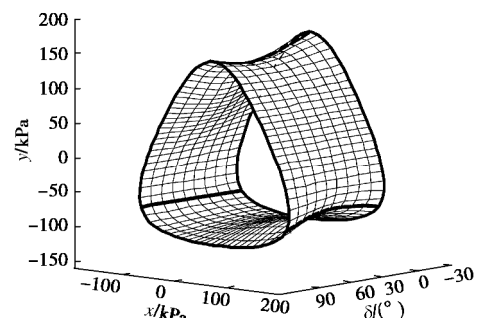


图9 TI-M-N 强度准则预测偏平面强度随 d 的变化规律

Fig. 9 Variation of strength curves of TI-M-N criterion on the deviatoric plane with direction angle d

(2) Toyoura 砂土试验验证

Lam 等^[1]研究了具有横观各向同性特性的 Toyoura 砂土试样,对饱和 Toyoura 砂土进行了一系列排水试验,包括三轴压缩试验、平面应变试验以及三轴拉伸试验。试验用砂为长石含量较高的中密砂,不均匀系数为 $C_u = 1.46$,颗粒稍有棱角,平均粒径 $D_{50} = 0.16 \text{ mm}$,相对密度 $G_s = 2.64$,最大和最小孔隙比为 $e_{\max} = 0.977$, $e_{\min} = 0.605$,试样利用撒砂法制备。试验结果表明原生各向异性对砂土的强度和变形有着显

著的影响, 并认为摩擦角 j 和中主应力系数 b 是主应力方向和材料轴的方向角 d 的函数。本文利用 M-N 强度准则与新提出的 TI-M-N 强度准则对 Toyoura 砂土的横观各向同性的强度特性进行预测, 根据本文方法计算得出模型参数值为 $h_0 = 0.7754$, $W_3 = 0.1155$, $r = 1.2312$ 。

利用 M-N 强度准则与本文 TI-M-N 强度准则对 Toyoura 砂土在偏平面上的强度进行预测并与试验结果进行对比, 如图 10。从图中可以看出, M-N 强度准则和 TI-M-N 强度准则都可以预测从 $0^\circ \sim 90^\circ$ 范围内砂土的强度, 在此区域内两者强度曲线基本重合。但是, 各向同性的 M-N 强度准则却高估了 $90^\circ \sim 180^\circ$ 内的土体强度。尤其是在 s_y 方向上 (120° 左右区域), M-N 强度准则与试验数据相差较大, 而横观各向同性的强度准则的预测值与试验数据的变化趋势基本一致, 可以很好地反映这一区域的强度特性。

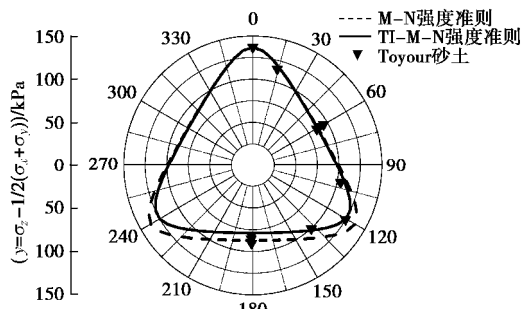


图 10 偏平面上 Toyour 砂土试验结果与预测结果对比图

Fig. 10 Comparison of theoretical curves with tests of Toyoura Sand on deviatoric plane

图 11 反映了三轴压缩试验条件下, 随着大主应力与沉积面法线相对方向角 d 的变化 (对应文献[1]中 $x=90^\circ$, $w=d$ 的情况) 对应强度的变化。可以看出本文方法可以很好地预测其三轴压缩条件下的强度参数变化规律。这更进一步地说明, 各向同性 M-N 强度准则不能反映横观各向同性材料的强度参数变化规律, 而本文所提出的 TI-M-N 强度准则可以很好地反映强度参数的变化趋势。已知偏平面的强度曲线以及

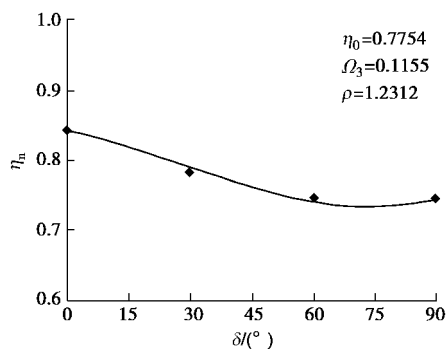


图 11 三轴压缩条件下强度参数随 d 的变化规律

Fig. 11 Variation of strength parameter h_n with direction angle d under triaxial compressive condition

三轴压缩条件下强度参数随 d 的变化规律, 可以得出偏平面的强度曲线随着角度而变化的强度规律曲面, 如图 12 所示。图中, 红色实线为对应 3 个主应力方向的抗剪强度变化规律曲线, 可以看出 s_x 方向抗剪强度不随 d 变化而变化, s_z 方向抗剪强度变化规律与图 11 相同, 与 s_y 方向强度规律相反。

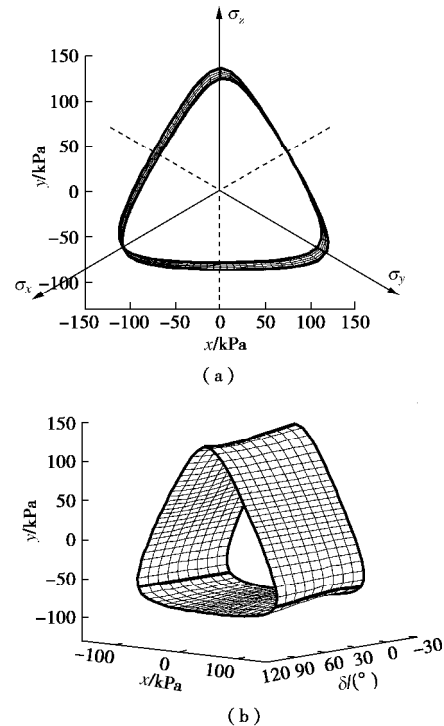


图 12 TI-M-N 强度准则预测偏平面强度随 d 的变化规律

Fig. 12 Variation of strength curves of TI-M-N criterion on the deviatoric plane with direction angle d

5 结 语

微观力学范畴定义的微观结构张量与组构张量的物理实质相同, 均是为了描述材料内部微观结构的方向特性, 这也反映了土体强度各向异性的实质。基于材料微观结构方向性与滑动面的方向性, 本文将滑动面的概念引入微观结构张量法, 提出了三维横观各向同性强度参数。

基于对横观各向同性土体的三维受力分析, 以大主应力垂直于水平沉积面时应力空间与物理空间重合为基准, 给出了大主应力作用方向相对沉积面绕着 $x(r)$ 轴转动过程中, 大主应力作用面、沉积面与三维滑动面之间的相对位置关系。以滑动面概念结合微观结构张量法, 提出了能够同时考虑横观各向同性土体偏平面上强度规律以及方向角 d 方向上强度变化规律的三维横观各向同性强度参数。

利用本文提出的三维横观各向同性强度参数结合 M-N 强度准则, 提出了反映土体横观各向同性特性的 TI-M-N 强度准则。两种已有文献中的典型试验数据与

TI-M-N强度准则预测结果对比表明, TI-M-N强度准则可以合理统一地反映偏平面上以及方向角 d 方向上的强度特性。

参考文献:

- [1] LAM W, TATSUOKA F. Effects of initial anisotropic fabric and s_2 on strength and deformation characteristics of sand[J]. Soils and Foundations, 1988, **28**(1): 89 – 106.
- [2] KIRKGARD M M, LADE P V. Anisotropic three-dimensional behavior of a normally consolidated clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1993, **30**(5): 848 – 858.
- [3] 王洪瑾, 张国平, 周克骥. 固有和诱发各向异性对击实粘性土强度和变形特性的影响[J]. 岩土工程学报, 1996, **18**(3): 1 – 10. (WANG Hong-jin, ZHANG Guo-ping, ZHOU Ke-ji. Effects of inherent and induced anisotropy on strength and deformation characteristics of compacted cohesive soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, **18**(3): 1 – 10. (in Chinese))
- [4] LADE P V, RODRIGUEZ N M, VAN DYCK E J. Effects of principal stress directions on 3D failure conditions in cross-anisotropic sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, **140**(2): 1 – 12.
- [5] ODA M, KOISHIKAWA I, HIGUCHI T. Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test[J]. Soils and Foundations, 1978, **18**(1): 25 – 38.
- [6] ZDRAVKOVIC L, POTTS D M, HIGHT D W. The effect of strength anisotropy on the behaviour of embankments on soft ground[J]. Géotechnique, 2002, **52**(6): 447 – 457.
- [7] 殷宗泽, 张坤勇, 朱俊高. 面板堆石坝应力变形计算中考虑土的各向异性[J]. 水利学报, 2004, **35**(11): 22 – 26. (YIN Zong-ze, ZHANG Kun-yong, ZHU Jun-gao. Considering soil's anisotropy in the calculation of stress deformation of concret-faced rockfill dam[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2012, **43**(1): 43 – 50. (in Chinese))
- [8] 陈 越. 粒状材料强度异向性的物理实质和数学表现形式[J]. 岩土工程学报, 1992, **14**(1): 1 – 13. (CHEN Yue. Physical essence and mechanical expressions of strength-anisotropy for granular materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1992, **14**(1): 1 – 13. (in Chinese))
- [9] 姚仰平, 祝恩阳. 横观各向同性土的简明破坏机制解释[J]. 岩土力学, 2014, **35**(2): 328 – 333. (YAO Yang-ping, ZHU En-yang. Concise interpretation of damage mechanism for cross-anisotropic soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(2): 328 – 333. (in Chinese))
- [10] ABELEV A V, LADE P V. Characterization of failure in cross-anisotropic soils[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2004, **130**(5): 599 – 606.
- [11] MORTARA G. A yield criterion for isotropic and cross-anisotropic cohesive-frictional materials[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2010, **34**(10): 953 – 977.
- [12] LÜ X L, HUANG M S, QIAN J G. The onset of strain localization in cross-anisotropic soils under true triaxial condition[J]. Soils and Foundations, 2011, **51**(4): 693 – 700.
- [13] GAO Z W, ZHAO J D, YAO Y P. A generalized anisotropic failure criterion for geomaterials[J]. International Journal of Solids and Structures, 2010, **47**(22/23): 3166 – 3185.
- [14] GAO Z W, ZHAO J D. Efficient approach to characterize strength anisotropy in soils[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2012, **138**(12): 1447 – 1456.
- [15] 李学丰, 黄茂松, 钱建固. 宏细观结合的砂土各向异性破坏准则[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(9): 1885 – 1892. (LI Xue-feng, HUANG Mao-song, QIAN Jian-gu. Failure criterion of anisotropic sand with method of macro-meso incorporation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(9): 1885 – 1892. (in Chinese))
- [16] 刘 洋. 砂土的各向异性强度准则: 原生各向异性[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(8): 1526 – 1534. (LIU Yang. Anisotropic strength criteria of sand: inherent anisotropy[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(8): 1526 – 1534. (in Chinese))
- [17] TOBITA Y, YANAGISAWA E. Modified stress tensors for anisotropic behavior of granular materials[J]. Soils and Foundations, 1992, **32**(1): 85 – 99.
- [18] YAO Y P, TIAN Y, GAO Z W. Anisotropic UH model for soils based on a simple transformed stress method[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2017, **41**(1): 54 – 78.
- [19] PIETRUSZCZAK S, MROZ Z. Formulation of anisotropic failure criteria incorporating a microstructure tensor[J]. Computers and Geotechnics, 2000, **26**(2): 105 – 112.
- [20] LADE P V. Modeling failure in cross-anisotropic frictional materials[J]. International Journal of Solids and Structures, 2007, **44**(16): 5146 – 5162.
- [21] KONG Y X, ZHAO J D, YAO Y P. A failure criterion for cross-anisotropic soils considering microstructure[J]. Acta Geotechnica, 2013, **8**(6): 665 – 673.
- [22] 罗 汀, 李 萌, 孔玉侠, 等. 基于 SMP 的岩土各向异性

- 强度准则[J]. 岩土力学, 2009, **30**(增刊 2): 127 - 131. (LUO Ting, LI Meng, KONG Yu-xia, et al. Failure criterion based on SMP for anisotropic geomaterials[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(S2): 127 - 131. (in Chinese))
- [23] LIU M D, INDRARATNA B N. General strength criterion for geomaterials including anisotropic effect[J]. International Journal of Geomechanics, 2011, **11**(3): 251 - 261.
- [24] 姚仰平, 孔玉侠. 横观各向同性土强度与破坏准则的研究[J]. 水利学报, 2012, **39**(1): 43 - 50. (YAO Yang-ping, KONG Yu-xia. Research on the cross-anisotropic soil's strength and failure criterion[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2012, **39**(1): 43 - 50. (in Chinese))
- [25] YAO Y P, KONG Y X. Extended UH model: three-dimensional unified hardening model for anisotropic clays[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2012, **138**(7): 853 - 866.
- [26] 张连卫, 张建民, 张 嘎. 基于 SMP 的粒状材料各向异性强度准则[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(8): 1107 - 1111. (ZHANG Lian-wei, ZHANG Jian-min, ZHANG Ga. SMP-based anisotropic strength criteria of granular materials[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **30**(8): 1107 - 1111. (in Chinese))
- [27] MATSUOKA H. Stress-strain relationships of sands based on the mobilized plane[J]. Soils and Foundations, 1974, **14**(2): 47 - 61.
- [28] 路德春, 杜修力. 岩石材料的非线性强度与破坏准则研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(12): 2394 - 2408. (LU De-chun, DU Xiu-li. Research on nonlinear strength and failure criterion of rock material[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(12): 2394 - 2408. (in Chinese))
- [29] 路德春, 姚仰平, 邹 博. 广义非线性强度理论体系[J]. 岩土力学, 2007, **28**(10): 2009 - 2016. (LU De-chun, YAO Yang-ping, ZOU Bo. System of generalized nonlinear strength theory[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(10): 2009 - 2016. (in Chinese))
- [30] LADE P V, RODRIGUEZ N M, VAN DYCK E J. Effects of principal stress directions on 3D failure conditions in cross-anisotropic sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, **140**(2): 1 - 12.
- [31] MATSUOKA H, JUN-ICHI H, KIYOSHI H. Deformation and failure of anisotropic sand deposits[J]. Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1984, **32**(11): 31 - 36.
- [32] LÜ X L, HUANG M S, ANDRADE J E. Strength criterion for cross-anisotropic sand under general stress conditions[J]. Acta Geotechnica, 2016, **11**(6): 1339 - 1350.
- [33] LU D C, MA C, DU X L, et al. Development of a new nonlinear unified strength theory for geomaterials based on the characteristic stress concept[J]. International Journal of Geomechanics, 2017, **17**(2): 1 - 11.
- [34] 杜修力, 马 超, 路德春. 岩土材料的非线性统一强度模型[J]. 力学学报, 2014, **46**(3): 389 - 397. (DU Xiu-li, MA Chao, LU De-chun. Nonlinear unified strength model of geomaterials[J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 2014, **46**(3): 389 - 397. (in Chinese))
- [35] 杜修力, 马 超, 路德春. 岩土类材料的静水压力效应[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(3): 572 - 582. (DU Xiu-li, MA Chao, LU De-chun. Effect of hydrostatic pressure on geomaterials[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(3): 572 - 582. (in Chinese))
- [36] LADE P V, NAM J, HONG W P. Shear banding and cross-anisotropic behavior observed in laboratory sand tests with stress rotation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2008, **45**(1): 74 - 84.

DOI: 10.11779/CJGE201801005

飞机主起落架移动荷载作用下道基动力响应分析

凌道盛^{1,2}, 王云龙^{1,2}, 赵云^{1,2}, 黄博^{1,2}, 周燕国^{1,2}

(1. 软弱土与环境土工教育部重点实验室(浙江大学), 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058)

摘要: 飞机起降过程中主起落架移动荷载引起的跑道道基土体循环动应力是导致跑道沉降和差异沉降的主要原因。采用移动荷载作用下跑道动力响应半解析有限单元法, 基于叠加原理分析了 B747-400 和 A380-800 客机主起落架轮组移动荷载作用下道基土体动应力响应规律。分析结果表明: 在 B747-400 和 A380-800 客机主起落架移动荷载作用下, 道基浅层土体竖向正应力沿横向呈倒锅底型分布, 荷载影响深度可达 13 m; 主起落架机轮分布对浅层道基土体竖向正应力影响较大, 对深层土体影响不大; 飞机移动速度对浅层道基土体竖向正应力分布影响较小, 但对深层土体影响较明显, 当飞机滑行速度达到 60~80 m/s 时, 荷载影响深度达静力分析时的 1.5~1.7 倍; 采用柔性道面板时, 浅层土体竖向正应力较刚性道面结构时增加约 50%, 荷载影响深度增加约 10%。

关键词: 主起落架; 移动荷载; 跑道道基; 动力响应; 荷载影响深度

中图分类号: TU435 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2018)01-0064-10

作者简介: 凌道盛(1968-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事交通岩土工程、计算土力学等方面的教学和科研。E-mail: dsling@zju.edu.cn。

Dynamic response of subgrade under moving loads of main landing gears

LING Dao-sheng^{1,2}, WANG Yun-long^{1,2}, ZHAO Yun^{1,2}, HUANG Bo^{1,2}, ZHOU Yan-guo^{1,2}

(1. MOE Key Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract: The cyclic dynamic stress of runway subgrade soil induced by the moving loads of the main landing gears in the process of taking off and landing is the main cause of the settlement and differential settlement of runway. Based on the superposition principle, the dynamic responses of the subgrade soil under the moving loads of the main landing gears B747-400 and A380-800 are analyzed by using the semi-analytical finite element method. The results show that under the the moving loads of main landing gears of B747-400 and A380-800, the vertical normal stress of subgrade of shallow soil is inverted as the pot type distribution, and the load influence depth can be up to 13 m. The distribution of the main loading gears has a greater influence on the vertical normal stress of shallow subgrade soil than the deep subgrade soil. The moving speed of aircrafts has an obvious effect on the distribution of the vertical normal stress of deep subgrade soil. Under the taking-off speed of 60~80 m/s, the load influence depth is 1.5~1.7 times than that of the static analysis. Compared with that of the rigid pavement, the vertical normal stress of shallow soil increases by about 50% and the load influence depth increases by about 10% for flexible panel.

Key words: main landing gear; moving load; runway subgrade soil; dynamic response; load influence depth

0 引言

在飞机移动荷载的长期作用下, 道基变形累积导致道面结构下不均匀沉降甚至开裂, 严重影响跑道的适航性。分析高速移动荷载作用下道基土体附加动应力对揭示道基变形累积规律具有重要意义。

飞机移动荷载作用下跑道动应力响应问题一直受到国内外学者的关注。利用 ANSYS 软件的静力有限元分析, 张献民等^[1-3]系统地研究了跑道面层和基层厚度与模量、道基土体模量以及起落架构型等对道面和

道基附加应力的影响, 指出适应 B747-400 飞机正常起降的道面结构也适应 A380-800 机型的正常起降, 为 A380-800 机型在中国的大型机场起降提供了理论依据。基于 ABAQUS 静力有限元分析, 采用弹簧单元模拟道面板间接缝传荷, 凌建明等^[4]分析了军用飞机

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(“973 计划”)项目(2014CB047005)

收稿日期: 2016-11-08

*通讯作者(E-mail: cehuangbo@zju.edu.cn)

8 轮和 16 轮荷载作用下刚性道面结构的响应。吕润华等^[5]则基于自行编制的有限元程序分析单轮移动荷载作用下道基附加应力, 采用叠加原理获得飞机轮组荷载作用下道基附加应力分布。蔡迎春等^[6]利用拉格朗日差分法并假定道基土模型为 Byrne 液化模型, 通过施加正弦荷载计算单轮飞机荷载下粉砂土道基中的动力响应, 并通过单轮定点 1:10 缩尺激振试验进行验证。Marshall 等^[7]利用美国联邦航空管理局的国家机场路面测试设备 (NAPTF) 研究不同轮组作用下飞机道面板的破坏、沥青道面车辙深度以及道基含水量变化对车辙深度的影响。凌道盛等^[8]提出了适用于非均匀道基动力响应的半解析有限单元法, 系统地分析了单轮移动荷载作用下, 移动速度、刚柔性道面、道基不均匀性等因素对道基土体动应力响应的影响规律。此外还有学者研究了道面板中的应力变化^[9-12]、机场跑道软土地基的沉降问题^[13-15]以及列车荷载作用下分层地基的动力响应特征^[16]。

综上所述, 现有研究主要侧重于飞机静力荷载作用下道面板或道基中应力的变化, 动力研究也只是局限于单轮作用, 没有考虑飞机轮组及其移速效应, 本文采用凌道盛等^[8]提出的分析方法, 对比分析了轮组构型、移动速度和道面结构形式对道基中动应力响应的影响规律。

1 分析方法

为方便起见, 本文简单介绍文献[8]提出的半解析有限单元法。如图 1 所示半无限分析模型, 取飞机移动方向, 即纵向为 x 坐标轴正向, 竖直向上为 y 坐标轴正向, z 轴正向按右手法则确定, 简称为横向。假设沿跑道横向模型几何和材料均匀, 移动荷载作用在跑道表面且关于 xoy 平面对称, 道面道基层间满足位移连续条件。

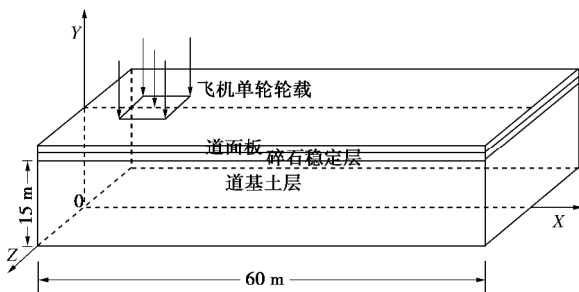


图 1 飞机单轮移动荷载作用下跑道分析模型

Fig. 1 Runway analysis model under single-wheel moving loads of aircraft

利用响应的对称性将位移表示的控制方程沿横向进行适当的正弦或余弦变换, 可得位移形式的变换域

控制方程:

$$(L_1 D L_1^T - w L_1 D L_0^T + w L_0 D L_1^T - w^2 L_0 D L_0^T) \bar{u} = r \ddot{\bar{u}}, \quad (1)$$

式中, D 为材料系数矩阵,

$$L_1 = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \end{bmatrix}, \quad (2)$$

$$L_0 = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}, \quad (3)$$

$\bar{u} = \{\bar{u}, \bar{v}, \bar{w}\}^T$ 为变换域位移矢量, $\bar{u}, \bar{v}, \bar{w}$ 分别为沿坐标轴 x, y, z 方向的位移分量对应的正弦或余弦变换, r 为材料质量密度, $\ddot{\bar{u}}$ 为变换域内位移矢量关于时间的二阶导数, w 为变换域内波数。

于是复杂的三维动力响应问题就简化为系列的二维问题求解。将变换域内的位移矢量 $\bar{u}$ 在 xoy 平面内进行等参有限单元离散, 采用如下形式的位移:

$$\bar{u} = \sum_{j=1}^n N_j \bar{u}_j, \quad N_j = N_j I_{3 \times 3}, \quad (4)$$

式中, $\bar{u} = \{\bar{u}_j, \bar{v}_j, \bar{w}_j\}^T$ 为单元第 j 个节点的变换域内位移矢量, N_j 为单元第 j 个节点的插值形函数, $I_{3 \times 3}$ 为 3 阶单位矩阵, n 为单元节点数。

为计算简便, 将单个飞机轮载简化为均匀分布的矩形荷载, 经过 Fourier 变换得变换域内的荷载:

$$\bar{t}^a = \frac{H(x - x^a(t) + 1)H(x^a(t) - x + 1)}{L_t} E(w) T^a, \quad (5)$$

式中, $H(x)$ 为阶跃函数, W_t 和 L_t 为等效轮印宽度和长度, $x = 2x/L_t$, $x^a(t) = 2x^a(t)/L_t$, $T^a = \{T_x^a, T_y^a, 0\}^T$, $x^a(t)$ 为 t 时刻轮印中心点的 x 坐标, T_x^a , T_y^a 分别为纵向和竖向的单轮总轮载。

$$E(w) = \begin{cases} \sin(W_t w/2)/(W_t w) & w \neq 0 \\ 1/2 & w = 0 \end{cases}. \quad (6)$$

设地表任意节点的 x 坐标为 x_n , 其左邻节点和右邻节点坐标分别为 x_l 和 x_r 。根据虚功原理移动荷载在节点 x_n 处的等效节点力为

$$\bar{f}_n(w, t) = E(w) F_n(t) f(t) T_a, \quad (7)$$

式中,

$$F_n(t) = F_{nl}(t) + F_{nr}(t), \quad (8)$$

$$F_{nl}(t) = \begin{cases} \frac{[\min(x_n - x_l, x^a(t) - x_l + 1)]^2 - [\max(0, x^a(t) - x_l - 1)]^2}{4(x_n - x_l)} & (x_l - 1 \leq x^a(t) \leq x_n + 1), \\ 0 & (\text{其它}). \end{cases} \quad (9)$$

$$F_{nr}(t)=\begin{cases}\frac{\left[\min(x_r-x_n,x_r-x^a(t)+1)\right]^2-\left[\max(0,x_r-x^a(t)-1)\right]^2}{4(x_r-x_n)} & (x_n-1\leq x^a\leq x_r+1), \\ 0 & \text{(其它)}.\end{cases}$$

(10)

式中， $x_l=2x_l/L_t$ ， $x_n=2x_n/L_t$ ， $x_r=2x_r/L_t$ 。

将变换域中的计算结果进行 Fourier 逆变换得到原三维空间的解。

2 模型建立与参数选取

2.1 模型建立

根据规范《民用机场水泥混凝土道面设计规范》，飞机跑道分为刚性道面和柔性道面，刚性道面分 3 层，分别为刚性道面板、水泥稳定碎石层和道基层；柔性道面分为 4 层，分别为沥青面层、水泥稳定碎石层、碎石垫层和道基层^[17-19]。根据规范道面板厚和水泥稳定碎石层各取 0.4 m，道基层计算厚度取 15 m。材料阻尼采用 Rayleigh 阻尼，变换域内单元阻尼矩为

$$\bar{C}^e=a\bar{M}^e+b\bar{K}^e,$$

(11)

边界采用人工截断黏性边界，黏性边界阻尼力为

$$\bar{t}^{ab}=\mathbf{T}^T\mathbf{B}\mathbf{T}\frac{\partial\bar{u}}{\partial t},$$

(12)

阻尼力等效节点力为

$$\bar{f}_i^{ab}=\sum_{j=1}^n\bar{C}_{ij}^e\frac{\partial\bar{u}_j}{\partial t},$$

(13)

其中， $\bar{C}_{ij}^e$ 为单元阻尼矩阵

$$\bar{C}_{ij}^e=\int_{\Gamma_e^{xy}}N_iN_j\mathbf{T}^T\mathbf{B}\mathbf{T}d\Gamma^{xy}.$$

(14)

纵向取 60 m 长作为计算长度，两侧同底面边界一样设黏性阻尼人工截断边界。 xoy 平面内采用 0.2 m×0.2 m 的均匀网格进行离散。图 2 给出了刚性道面条件下有限元分析模型图。飞机移动速度分别取 20，40，60，80 m/s。

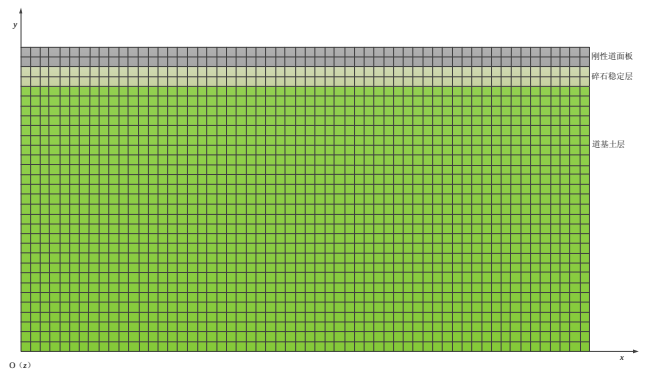


图 2 刚性道面有限元网格图

Fig. 2 Finite element mesh under rigid pavement

2.2 参数选取

本文以常见的 B747-400 客机和目前最大的空客

A380-800 客机为研究对象。两种机型起落架构型分别如图 3，4 所示，主要参数如表 1，2 所示。

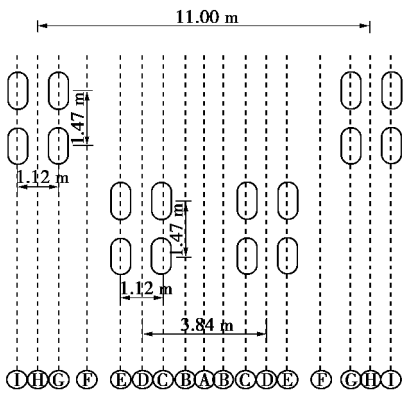


图 3 B747-400 飞机轮组及各轴线图

Fig. 3 Wheels of B747-400 aircraft and distribution of axes

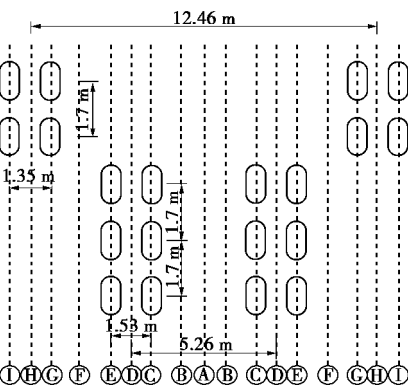


图 4 A380-800 飞机轮组及各轴线图

Fig. 4 Wheels of A380-800 aircraft and distribution of axes

表 1 B747-400 飞机主起落架参数

Table 1 Parameters of main landing gears of B747-400 aircraft			
参数	数值	参数	数值
最大起飞重量/kN	3968.93	主起落架构型	双轴双轮
主起落架荷载	0.952	胎压/MPa	1.38
分配系数		轮印面积/m ²	0.173
主起落架间距/m	11.00/3.84	轮印长度/m	0.500
主起落架个数	4	轮印宽度/m	0.346
主起落架轮距/m	1.12/1.47		

表 2 A380-800 飞机主起落架参数

Table 2 Parameters of main landing gears of A380-800 aircraft			
参数	数值	参数	数值
最大起飞重量/kN	5600.00	主起落架构型	三轴双轮
主起落架荷载	0.570	胎压/MPa	1.47
分配系数		轮印面积/m ²	0.173
主起落架间距/m	5.26	轮印长度/m	0.500
主起落架个数	2	轮印宽度/m	0.346
主起落架轮距/m	1.53/1.70/1.70		

表 3、4 分别给出了刚性和柔性道面跑道各层的主要几何和力学参数,除道基土层厚度外,其他参数同文献[8]。与文献[8]相同,跑道各层采用线性粘弹性模型,材料力学常量除弹性模量和泊松比外,还有瑞利阻尼系数 a 和 b ,具体参见文献[8]。不难得到道基土层的剪切波速约为 73 m/s。

表 3 刚性道面跑道几何和力学参数

Table 3 Structural parameters of rigid pavements						
结构层	厚度/m	弹性模量 /MPa	质量密度 /(kg·m ⁻³)	泊松比	阻尼常数 a /s ⁻¹	阻尼常数 b /s
跑道板	0.4	36000	2400	0.20	0.1	0.001
水泥稳定碎石层	0.4	1500	2100	0.25	0.1	0.002
道基土层	15.0	25	1800	0.30	1.0	0.010

表 4 柔性道面结构层参数

Table 4 Structural parameters of flexible pavements						
结构层	厚度/m	弹性模量 /MPa	质量密度 /(kg·m ⁻³)	泊松比	阻尼常数 a /s ⁻¹	阻尼常数 b /s
沥青面层	0.2	1800	2380	0.20	0.1	0.001
水泥稳定碎石层	0.4	1500	2100	0.25	0.1	0.002
碎石垫层	0.3	200	2000	0.20	0.1	0.002
道基土层	15.0	25	1800	0.30	1.0	0.010

3 单轮荷载作用下道基土体动应力

为减少计算量,本文先采用自行研发的程序分析飞机单轮移动荷载作用下道基土体动应力响应,然后利用线性叠加原理,分析飞机轮组作用下道基土体的动力响应。为便于比较,本节给出刚性道面单轮移动荷载作用下道基土体动应力响应结果。计算过程中,轮载移速分别为 20, 40, 60 和 80 m/s,飞机单轮荷载和轮印尺寸取自 A380-800,分别为 250 kN 和 0.5 m × 0.346 m。

图 5 给出了不同轮载移动速度时跑道中心点 ($x=30$)、对称面内 ($z=0$)、距道基顶面 1.2 m 处土体的动应力(纵向正应力 s_x , 竖向正应力 s_y , 横向正应力 s_z 和纵向竖直平面内的剪应力 t_{xy} , 其中正应力以拉为正)时程曲线。图中 A 和 B 点分别代表时程曲线的峰值点和谷值点。

由图 5 可见,飞机单轮移动荷载在道基内的动应力响应以竖向正应力和纵向竖直平面内剪应力为主,其中竖向正应力幅值为 7.20 kPa,剪应力幅值为 2.97 kPa。与文献[8]的结果相似,单轮荷载的移动速度对浅层道基土体竖向正应力影响不大,而对纵向正应力、横向正应力、平面内剪应力的影响很大。

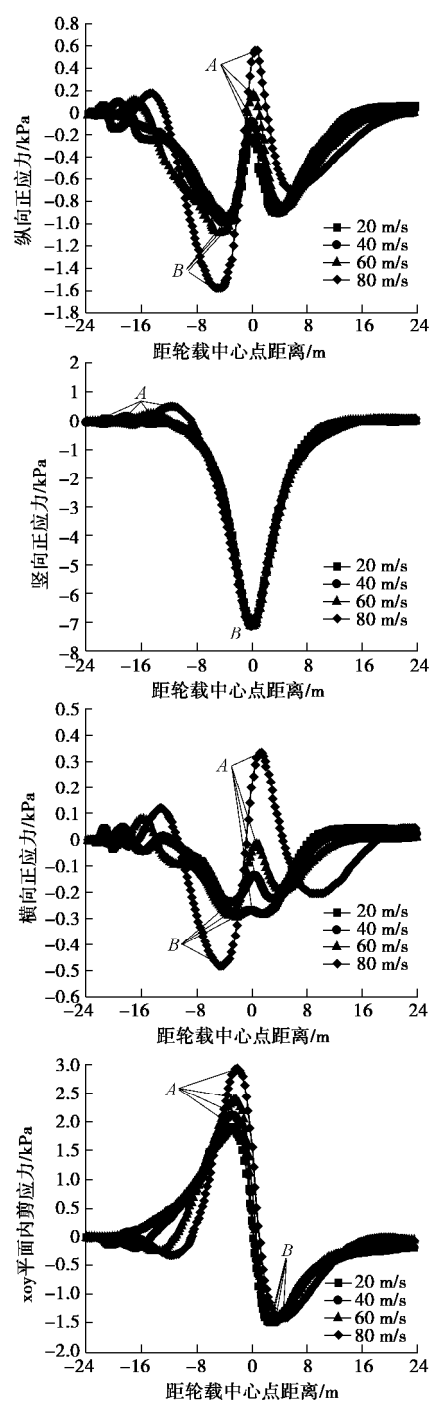


图 5 单轮移动荷载作用下道基土体 (1.2 m 深) 动应力时程
Fig. 5 Time-history curves of dynamic stress of subgrade soil 1.2 m in depth under moving loads

图 6 进一步给出了该点纵向竖直平面内各应力分量对应的动应力路径。与静载下的心形应力路径不同,考虑速度效应的应力路径呈带“犄角”的蛋形,且随移动速度增加呈逆时针方向转动,“犄角”逐渐增大。

图 7 给出了图 5 中各应力时程曲线峰值 (A 点) 和谷值 (B 点) 随荷载移动速度的变化曲线。由图 7 可知纵向、横向正应力和纵向竖直平面内剪应力峰值和谷值均随速度变化较大,尤其是当速度达到 80 m/s 时,峰值快速增大,谷值则快速减小,表明当荷载移

动速度接近土体剪切波速时, 荷载移速对道基土体动应力的响应影响显著。相对而言, 浅层土体竖向正应力峰值随移速变化较小。

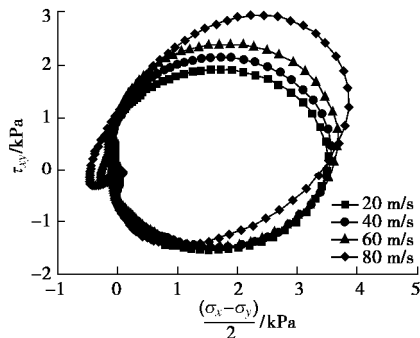


图6 不同单轮移动速度下道基内动应力路径

Fig. 6 Time-history curves of dynamic stress of subgrade under moving loads with different velocities

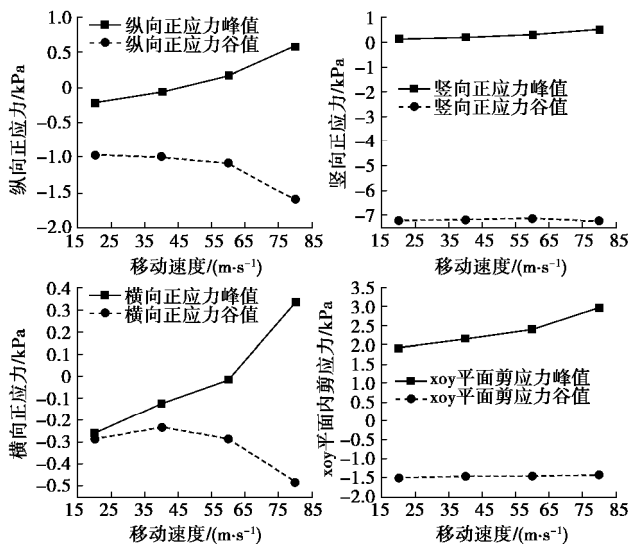


图7 1.2 m 深度处道基土体应力分量峰值随速度变化曲线

Fig. 7 Variation of stress peak value with velocity in subgrade soil at depth of 1.2 m

图8给出了不同移动速度时竖向正应力幅值随深度变化曲线。参考文献[3]取0.1倍自重应力为荷载影响深度。由图可看出, 移动速度对浅层土体竖向动应力影响较小, 对深层土体影响较大, 速度越快, 移动荷载影响深度越大, 4种移动速度条件下荷载影响深度分别为2.12, 2.15, 2.19, 2.29 m。

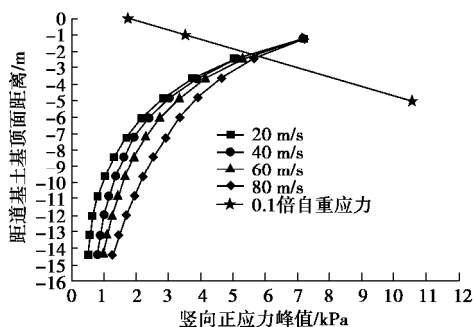


图8 竖向正应力幅值随深度变化曲线

Fig. 8 Variation of vertical stress with depth

4 轮组荷载作用下道基土体动应力

本文以常见的波音 B747-400 客机和目前最大的空客 A380-800 客机的主起落架为例, 分析主起落架移动荷载作用下道基土体动应力响应及不同起落架轮组构型对道基土体动应力响应的影响。

4.1 道基土体动应力横向分布

为方便起见, 沿跑道横向设9条纵向轴线, 两种机型主起落架轴线和机轮分布分别如图3, 4所示。其中A轴线是主起落架的中轴线, C, E, G, I分别为各个轮印的轴线, B, D, F, H为各轮印之间或轮印与中轴线之间的中线。为方便比较轮组构型对道基土体动应力的影响, 两种飞机单轮荷载均取250 kN。另外, 本节采用刚性道面分析模型。

图9, 10分别给出B747-400和A380-800飞机以60 m/s滑行经过跑道中点附近时道基土体内竖向正应力分布图(跑道纵向剖面)。

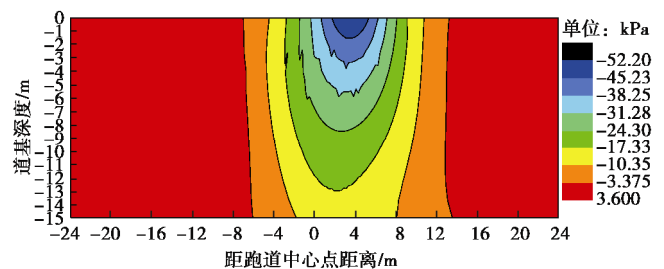


图9 B747-400 飞机主起落架移动荷载作用下道基土体竖向正应力云图

Fig. 9 Vertical stress of subgrade soil under moving loads of main landing gears of B747-400 aircraft

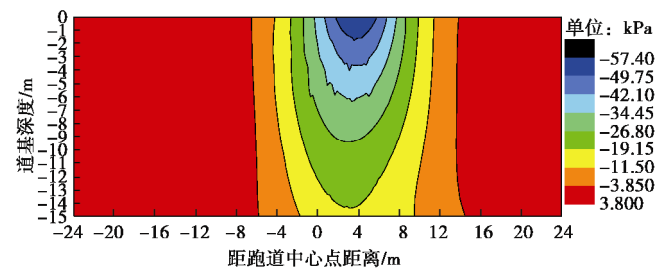


图10 A380-800 飞机主起落架移动荷载作用下道基土体竖向正应力云图

Fig. 10 Vertical stress of subgrade soil under moving loads of main landing gears of A380-800 aircraft

从图9, 10中可知, B747-400和A380-800飞机移动荷载作用下道基竖向正应力的纵向影响范围为20 m左右。

图11, 12分别给出B747-400和A380-800飞机以60, 80 m/s滑行时主起落架荷载引起的道基1.2 m土体深度处各轴线对应位置竖向正应力时程曲线。从图中可知, B747-400飞机最大竖向正应力在B轴线, 偏向中心线, A, B, C, D, E轴线应力时程曲线差别

较小。由于主起落架后侧两组机轮间距较大，A380-800 客机主起落架移动时道基浅层土体竖向最大正应力出现在 C 轴线，偏向后侧机轮。由图还可以看出，由于 A380-800 客飞机轮数量多，主起落架总荷载大，相应最大土体竖向正应力较 B747-400 客机大。此外，各轴线原最大竖向正应力到达时间与对应位置处机轮到观测点的距离有关。

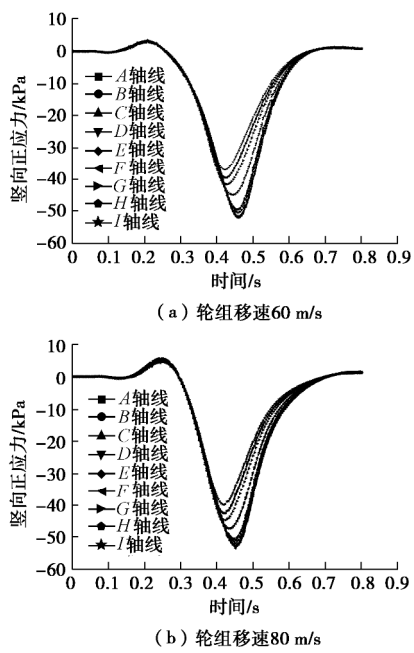


图 11 B747-400 飞机主起落架移动荷载作用下道基土体(1.2 m) 竖向正应力时程曲线
Fig. 11 Time history curves of vertical stress in subgrade soil (1.2 m) under moving loads of main landing gear of B747-400 aircraft

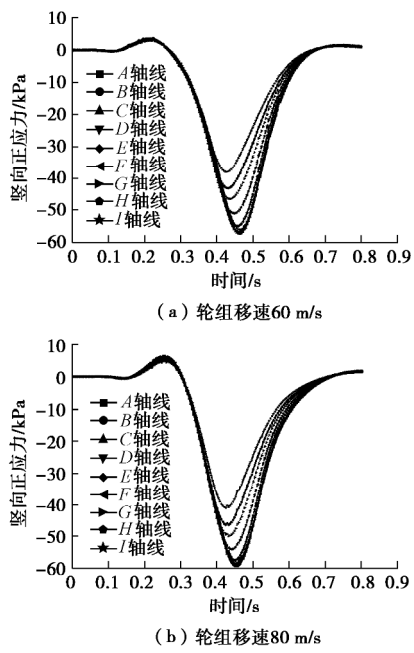


图 12 A380-800 飞机主起落架移动荷载作用下道基土体(1.2 m) 竖向正应力时程曲线
Fig. 12 Time-history curves of vertical stress in subgrade soil (1.2 m) under moving loads of main landing gears of A380-800 aircraft

B747-400 和 A380-800 客机主起落架轮组荷载作用下不同深度道基土体最大竖向动应力横向分布如图 13, 14 所示。

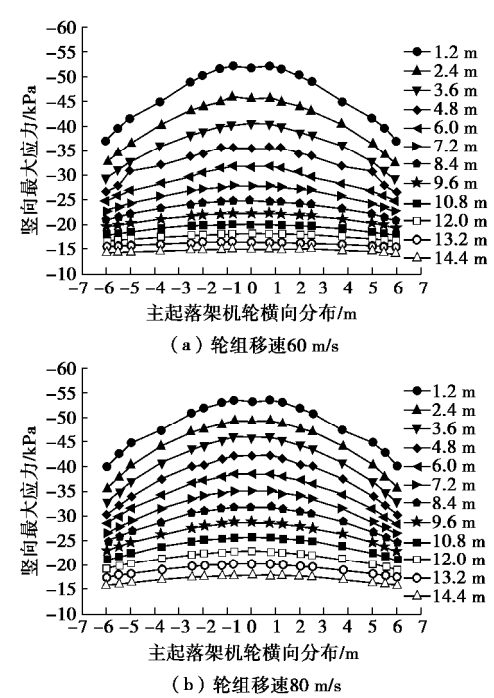


图 13 B747-400 移动荷载作用下最大竖向应力横向分布图
Fig. 13 Transverse distribution of maximum vertical stress under moving loads of B747-400 aircraft

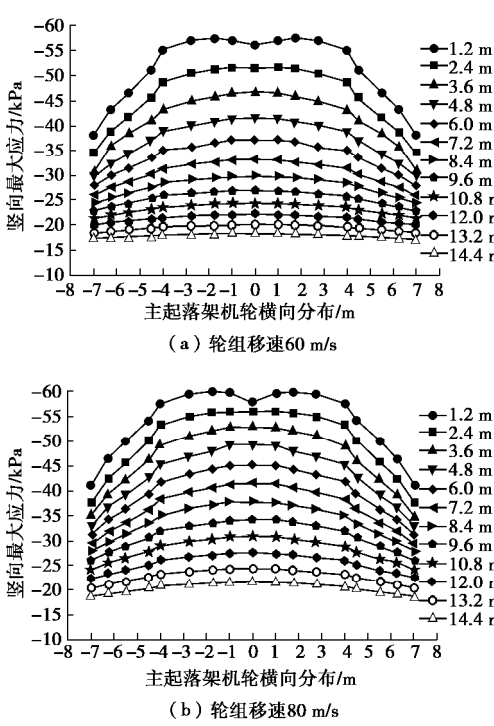


图 14 A380-800 移动荷载作用下最大竖向应力横向分布图
Fig. 14 Transverse distribution of maximum vertical stress under moving loads of A380-800 aircraft

由图 13, 14 可以看出，轮组移动荷载引起道基土

体动应力在时空两个尺度上叠加作用，导致竖向动应力沿横向呈现中间大，两侧小的倒锅底型分布，高动应力分布到后轮组外缘。由图还可以看出，轮组荷载作用的叠加效应在道基浅层土体中表现的尤为明显。此外，由于空客 A380-800 主起落架机轮多于波音 B747-400，前者产生的动应力水平高于后者。于此同时，空客 A380-800 后两轮组各有 6 个机轮，比波音 B747-400 各多 2 个，导致 A380-800 主起落架作用下浅层土体竖向动应力分布呈双峰型，跑道移动速度增加表现越明显，而 B747-400 则没有产生类似分布现象。

4.2 道基动应力竖向分布

从图 13, 14 可以看出，对于 B747-400 飞机，B 轴线处竖向动应力最大；对于 A380-800 飞机，C 轴线处竖向动应力最大。图 15 给出两种机型不同移速情况下道基竖向动应力随深度变化曲线

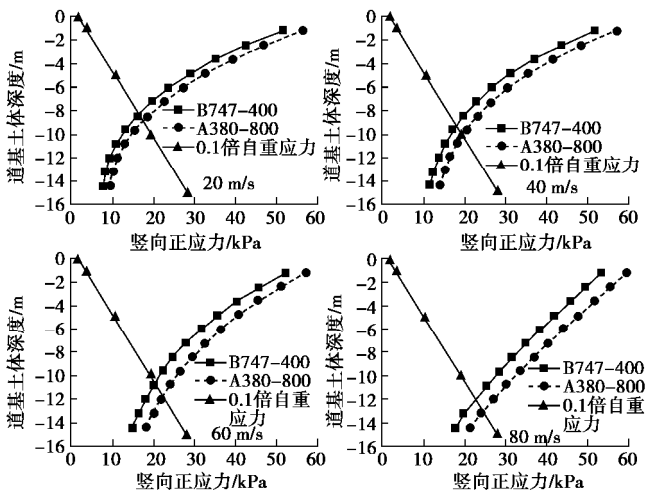


图 15 移动荷载下道基土体竖向最大动应力随深度变化
Fig. 15 Variation of vertical maximum dynamic stress with depth under moving loads

表 5 给出了不同移速时两种飞机的轮组荷载影响深度。

表 5 荷载影响深度 Table 5 Load influence depths			
轮组移速 /(m·s ⁻¹)	B747-400/m	A380-800/m	A380-800(静载) 文献[3]/m
20	8.30	8.91 (1.15 倍)	7.78
40	9.24	10.13 (1.30 倍)	7.78
60	10.59	11.74 (1.51 倍)	7.78
80	11.97	12.98 (1.67 倍)	7.78

由图 15 和表 5 可见，移动速度对竖向动应力沿深度分布的影响明显，对深层土体竖向动应力影响尤其显著。主起落架移动速度 80 m/s 时，两种机型在深层土体产生的附加动应力可达 20 m/s 时的 2 倍左右，空

客 A380-800 飞机的荷载影响深度达到静力荷载作用下的 1.67 倍。在道基深度 1.2 m 处，文献[3]中 A380-800 飞机引起的竖向附加应力为 37 kPa，飞机移速 60 m/s 时在相同深度处引起的竖向动应力最大值为 57.4 kPa，是静力下的 1.55 倍。可见飞机移动速度对竖向动应力以及道面的长期累积沉降的影响不可忽视，采用静力分析方法将低估附加动应力水平和荷载影响深度，导致实际累积沉降大于预测值。由于空客 A380-800 主起落架的机轮数量大于波音 B747-400，前者的荷载影响深度是后者的 1.1 倍。

4.3 道基动应力时程和路径

图 16 给出不同移速下单轮荷载和两种飞机主起落架轮组荷载作用下距道基顶面 1.2 m 处竖向正应力的时程曲线。从图中可知，单轮荷载土体竖向正应力峰值为 7.20 kPa，B747-400 和 A380-800 飞机主起落架荷载作用下土体正应力峰值为 52.17, 57.40 kPa，是单轮时的 7.25 倍和 7.97 倍。由图 16 还可以看出，轮组移速对浅层土体竖向动应力影响小。与单轮移动荷载作用相似，轮组作用前方土体竖向正应力为拉应力，并且随着移速增加而不断增大。

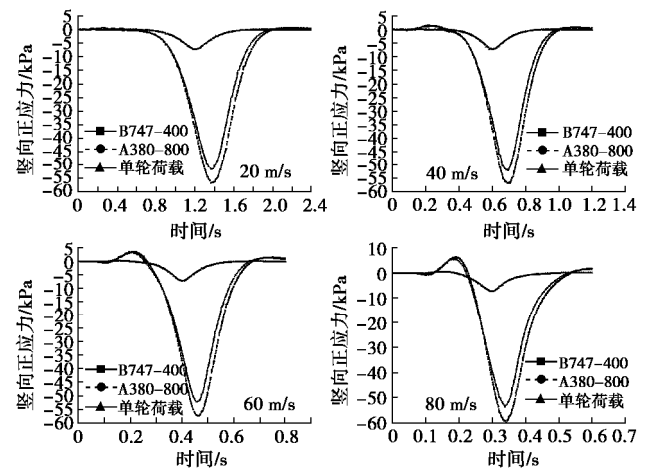


图 16 不同移速下单轮和轮组作用时道基中动应力时程
Fig. 16 Time-history curves of dynamic stress in subgrade under single wheel and wheel groups with different speeds

图 17, 18 给出 B747-400 和 A380-800 飞机不同移速下道基土层 1.2 m 深度处纵向竖直面内，在 B, C 轴线处的动应力路径。与单轮移动荷载作用下道基土体动应力路径相比可知，两种机型主起落架轮组移动荷载引起的土体动应力路径与单轮移动荷载相似，呈带“犄角”的蛋形，且也随移动速度的增加呈逆时针转动。不同的是，受机轮动力叠加作用影响，动应力路径没有单轮时光滑。

5 道面结构对道基动应力响应影响

飞机跑道道面结构可分为刚性道面和柔性道面，

本节分析道面结构形式对道基土体动应力响应的影响。限于篇幅仅列出波音 B747-400 飞机、移动速度 60 m/s 时道基土体动应力响应。

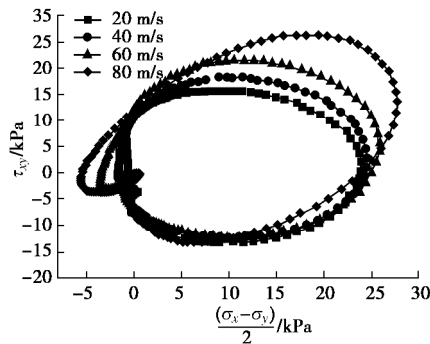


图 17 B747-400 飞机作用时道基动应力路径

Fig. 17 Dynamic stress paths of subgrade under loads of B747-400 aircraft

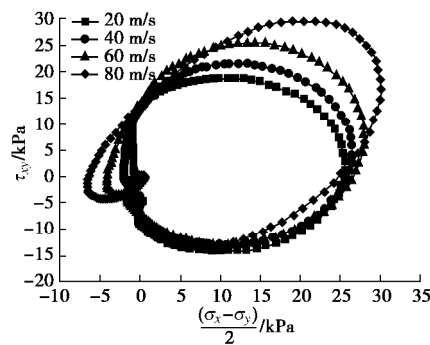


图 18 A380-800 飞机作用时道基动应力路径

Fig. 18 Dynamic stress paths of subgrade under loads of A380-800 aircraft

图 19, 20 分别给出柔性道面道基土层 1.2 m 深度处各轴线对应位置土体竖向正应力时程曲线和竖向正应力峰值横向分布图。对比刚性道面结果可知, 柔性道面条件下, 道基浅层土体最大竖向应力仍然出现在 B 轴线附近, 与刚性道面相同, 但竖向应力峰值达到 78.07 kPa, 是刚性道面的 1.5 倍。随着深度的增加, 道面结构形式对土体竖向动应力的影响逐渐减小。

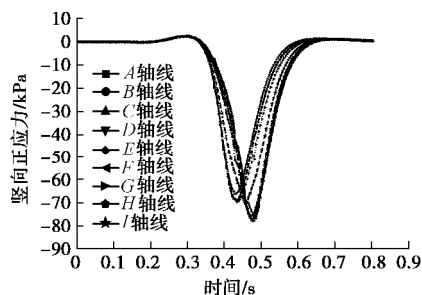


图 19 柔性道面道基 1.2 m 深度处土体竖向动应力时程曲线

Fig. 19 Time-history curves of dynamic stress of flexible pavements in subgrade soil at depth of 1.2 m

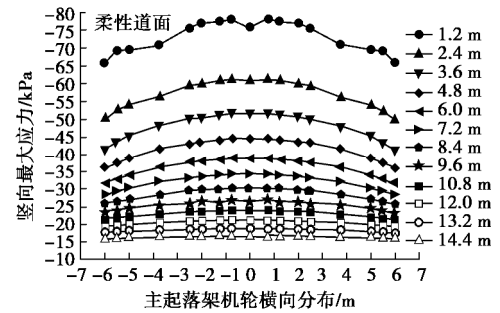


图 20 柔性道面道基土体最大竖向应力横向分布图

Fig. 20 Transverse distribution of maximum vertical stress in subgrade soil under flexible pavements

图 21 给出 B747-400 飞机刚性道面板和柔性道面板竖向正应力峰值随深度变化图。从图中可知, 浅层道基土体在 1.2 m 深度处刚性道面板竖向最大正应力为 52.17 kPa, 柔性道面板竖向最大正应力为 78.07 kPa, 较刚性道面大约 50%, 而深层道基中的差别相对较小为 11.28%。刚性道面板和柔性道面板下荷载影响深度分别为 10.59, 11.63 m, 相差约 10%。

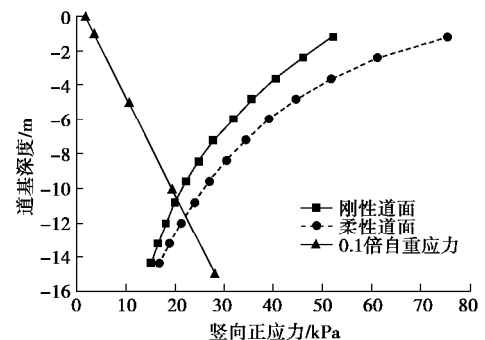


图 21 不同道面结构形式竖向动应力随深度变化

Fig. 21 Dynamic vertical stress with depth under different kinds of pavements

图 22 给出刚性道面和柔性道面两种道面结构形式下道基 1.2 m 深度处土体纵向竖直面内动应力路径。由图可知柔性道面下的动应力路径与刚性道面的动应力路径形状相似, 都是带有“犄角”的蛋形。

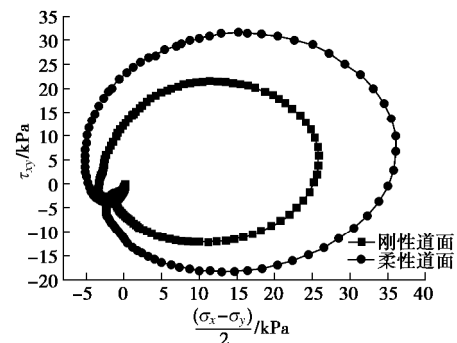


图 22 不同道面结构形式道基动应力路径

Fig. 22 Dynamic stress paths of subgrade with different kinds of pavements

综上可知,柔性道面结构跑道道基中动力响应和荷载影响深度都要比刚性道面结构时大,更容易引起飞机跑道沉降和差异沉降,影响跑道的适航性。

6 结 论

本文采用移动荷载作用下机场跑道动力响应分析半解析有限元法,基于叠加原理对比分析了飞机主起落架轮组移动荷载作用下道基土体动应力响应规律,得出以下4点结论。

(1) B747-400 和 A380-800 客机主起落架移动荷载作用下道基浅层土体竖向正应力呈倒锅底型分布,竖向正应力可达 60 kPa,荷载影响深度达 13 m。

(2) 主起落架机轮分布对浅层道基土体竖向正应力影响较大,对深层土体影响不明显,荷载影响深度取决于主起落架分担的荷载。

(3) 飞机移动速度对浅层道基土体竖向应力分布影响较小,但对深层土体影响较明显,当飞机滑行速度为 60~80 m/s 时,荷载影响深度是静力分析时的 1.5~1.7 倍,采用静力分析方法将低估飞机移动荷载的影响深度,以及道面的沉降和差异沉降。

(4) 采用柔性道面结构时,跑道土体竖向正应力和荷载影响深度都较刚性道面结构时明显增加。其中浅层土体竖向正应力幅值增加约 50%,荷载影响深度增加约 10%。

参考文献:

- [1] 张献民,薛华鑫,董倩,等.飞机跑道荷载响应深度变化规律[J].北京航空航天大学学报,2014,40(4):427-432. (ZHANG Xian-min, XUE Hua-xin, DONG Qian, et al. Influencing depth under aircraft loads of runway[J]. Journal of Beijing University of Aeronautics and Astronautics, 2014, 40(4): 427-432. (in Chinese))
- [2] 张献民,董倩,吕耀志.飞机主起落架构型对道面力学响应的影响[J].西南交通大学学报,2014,49(4):675-681. (ZHANG Xian-min, DONG Qian, LÜ Yao-zhi. Mechanical responses of pavement under aircrafts with different main landing gears[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2014, 49(4): 675-681. (in Chinese))
- [3] 张献民,刘小兰,董倩.大型飞机 A380-800 在既有跑道起降的适应性研究[J].北京航空航天大学学报,2016,42(9):1812-1818. (ZHANG Xian-min, LIU Xiao-lan, DONG Qian. Study on the landing adaptability of A380-800 aircraft load based on the existing pavement[J]. Journal of Beijing University of Aeronautics and Astronautics, 2016, 42(9): 1812-1818. (in Chinese))
- [4] 凌建明,刘文,赵鸿铎.大型军用飞机多轮荷载作用下水泥混凝土道面的结构响应[J].土木工程学报,2007,40(4):60-65. (LING Jian-ming, LIU Wen, ZHAO Hong-duo. Mechanical responses of rigid airport pavement to multiple-gear military aircraft loadings[J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(4): 60-65. (in Chinese))
- [5] 吕润华,凌建明.飞机荷载作用下道面地基附加应力特征[J].同济大学学报,2001,29(3):288-293. (GUO Run-hua, LING Jian-ming. Additional stresses of pavement subgrade resulted from aircraft loads[J]. Journal of Tongji University, 2001, 29(3): 288-293. (in Chinese))
- [6] 蔡迎春,郑元勋,刘忠玉,等.飞机荷载作用下粉砂土路基动力响应研究[J].岩土力学,2012,33(9):2863-2868. (CAI Ying-chun, ZHENG Yuan-xun, LIU Zhong-yu, et al. Study of dynamic response of silty sand subgrade loaded by airplane[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(9): 2863-2868. (in Chinese))
- [7] MARSHALL K G, THOMPSON R. Assessing damage to airport pavement structure due to complex gear loads[J]. Journal of Transportation Engineering, 2006, 132(11): 888-897.
- [8] 凌道盛,张凡,赵云,等.飞机荷载作用下非均匀道基动力响应分析[J].土木工程学报,2017(2):97-109. (LING Dao-sheng, ZHANG Fan, ZHAO Yun, et al. Dynamic response in inhomogeneous subgrade subjected to moving aircraft load[J]. China Civil Engineering Journal, 2017(2): 97-109. (in Chinese))
- [9] HUANG Y H. Finite element analysis of slabs on elastic solid[J]. Journal of Transportation Engineering, 1974, 100(2): 403-416.
- [10] HAMMONS M I. Advanced pavement design: finite element modeling for rigid pavement joints report II: model development[R]. Washington DC: Federal Aviation Administration, US Department of Transportation, 1998.
- [11] 郑飞,翁兴中.飞机荷载下水泥混凝土道面板应力计算方法[J].交通运输工程学报,2010,10(4):8-15. (ZHENG Fei, WENG Xing-zhong. Calculating methods of stress for cement concrete pavements slab under plane loads[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2010, 10(4): 8-15. (in Chinese))
- [12] 姚炳卿.考虑接缝传荷能力的机场刚性道面板的有限元分析方法[J].土木工程学报,1993,26(3):22-31. (YAO Bing-qing. Analysis of airport rigid pavement slab considering load transfer capacity of joint by finite element[J].

- China Civil Engineering Journal, 1993, 26(3): 22 - 31. (in Chinese))
- [13] 陈新法, 干 钢. 飞机跑道动土压试验研究[J]. 工程力学, 1997, 14(增刊): 540 - 545. (CHEN Xin-fa, GAN Gang. Experimental study on earth pressure of aircraft runway[J]. Engineering Mechanics, 1997, 14(S0): 540 - 545. (in Chinese))
- [14] 蔡袁强, 刘新峰, 郭 林, 等. 飞机荷载作用下超载预压软土地基的长期沉降[J]. 浙江大学学报(工学版), 2013, 47(7): 1157 - 1163. (CAI Yuan-qiang, LIU Xin-feng, GUO Lin, et al. Long-term settlement of surcharge preloading foundation in soft clay area induced by aircraft loads[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2013, 47(7): 1157 - 1163. (in Chinese))
- [15] 王广德, 韩黎明, 柴震林, 等. 飞机荷载作用下场道地基沉降[J]. 地下空间与工程学报, 2013, 9(4): 939 - 945. (WANG Guang-de, HAN Li-ming, CHAI Zhen-lin, et al. The runway subgrade settlement induced by moving aircraft loading[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2013, 9(4): 939 - 945. (in Chinese))
- [16] 边学成, 陈云敏. 列车移动荷载作用下分层地基响应特性[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(1): 182 - 189. (BIAN Xue-cheng, CHEN Yun-min. Characteristics of layered ground responses under train moving loads[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(1): 182 - 189. (in Chinese))
- [17] MH/T5004—2010 民用机场水泥混凝土道面设计规范[S]. 2010. (MHT 5004—2010 Specifications for airport cement concrete pavement design[S]. 2010. (in Chinese))
- [18] 赵成刚, 白 冰. 土力学原理[M]. 北京: 清华大学出版社, 2009. (ZHAO Cheng-gang, BAI Bing. Principles of soil mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, Beijing Jiaotong University Press, 2009. (in Chinese))
- [19] MH 5010—1999 民用机场沥青混凝土道面设计规范[S]. 2000. (MHT 5010—2010 Specifications for asphalt concrete pavement design for civil airport[S]. 2000. (in Chinese))

第十届全国基坑工程研讨会 (第1号征文通知)

由中国建筑学会建筑施工分会基坑工程专业委员会主办, 兰州理工大学承办的“第十届全国基坑工程研讨会”将于2018年9月在甘肃省兰州市召开。

主办单位: 中国建筑学会建筑施工分会基坑工程专业委员会

承办单位: 兰州理工大学

协办单位 (排名不分先后): 中铁西北科学研究院; 兰州大学; 西北民族大学; 兰州交通大学; 甘肃土木工程科学研究院; 《岩土工程学报》编辑部; 《岩土力学》编辑部 (待增补)

会议主题: ①基坑工程设计理论与实践及其新进展、行业的发展趋势; ②基坑工程施工和监测领域的新技术、新工法和新设备; ③基坑工程及特殊岩土层中的地下水问题及控制技术; ④基坑施工对周围环境的影响评估与控制技术; ⑤地铁深基坑工程中的设计、施工与监测技术; ⑥黄土、软弱土等特殊

土地区基坑设计与施工的关键技术; ⑦深基坑工程支护结构与降水相关问题数值模拟研究; ⑧超深基坑工程的设计、施工与监测的关键技术; ⑨基坑工程领域的信息化技术及其应用; ⑩重、大、特基坑工程的典型案例和基坑工程事故分析。

重要日期安排: ①2018年4月30日前提供论文电子版一份, 发送至邮jiekenghy2018@163.com。②论文将组织学术委员会专家评审, 录用通知及修改意见将在2018年5月31日前通知作者。③作者根据修改意见和排版要求定稿, 于2018年6月20日前将修改稿和修改说明电子版发到会议组委会。

会议秘书处联系地址: 甘肃省兰州市七里河区兰工坪路287号, 兰州理工大学土木工程学院 (730050)。联系人: 周 勇 13119308411, 叶帅华13893624445, 韦正德13639330876, 杨校辉15095338032。会议论文提交电子邮箱: jiekenghy2018@163.com。

(第十届全国基坑工程研讨会会务组 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE201801006

基于赤平极射投影和 K -均值聚类算法的优势结构面分析

王俊杰^{1,3}, 冯登^{1,3}, 柴贺军², 刘云飞^{1,3}

(1. 重庆交通大学水利水运工程教育部重点实验室, 重庆 400074; 2. 招商局重庆交通科研设计院有限公司山区道路工程与防灾减灾技术国家地方联合工程实验室, 重庆 400074; 3. 重庆交通大学重庆市高校水工建筑物健康诊断技术与设备工程研究中心, 重庆 400074)

摘要: 对于结构面多而复杂的岩质边坡, 其优势结构面的选取与分析是极其重要的工作。传统的结构面组数划分方法比较粗糙, 分析结果有很大的主观因素, 无法准确地给出结构面的优势产状, 使得其结果在实际工程中使用不便。以结构面交线的筛选和分析为切入点, 借助于赤平极射投影法, 在楔形体滑移分析中首先确定可能的滑移区域, 筛选出可能滑移的结构面交线, 缩小计算范围, 采用 K -均值聚类算法和有效性检验, 根据赤平极射投影分析得到滑移区域的对称轴中心作为初始凝聚点, 通过多次迭代计算得到滑移区域内的优势结构面交线。将该方法用于重庆万盛黑山谷的岩质滑坡中, 结果表明, 将赤平极射投影与 K -均值聚类算法相结合, 计算得到的优势结构面交线分类合理, 结果可靠, 可以准确地确定结构面交线的优势产状。

关键词: 岩质边坡; 优势结构面交线; 赤平极射投影; K -均值聚类算法

中图分类号: TU457

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)01-0074-08

作者简介: 王俊杰(1973-), 男, 甘肃陇西人, 教授, 博士生导师, 主要从事地质工程、岩土工程方面的研究。E-mail: wangjunjiehu@163.com。

Dominant discontinuities based on stereographic projection and K -means clustering algorithm

WANG Jun-jie^{1,3}, FENG Deng^{1,3}, CHAI He-jun², LIU Yun-fei^{1,3}

(1. Key Laboratory for Hydraulic and Waterway Engineering of Ministry of Education, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China; 2. National Engineering Laboratory for Road Engineering and Disaster Prevention and Reduction Technology in Mountainous Areas, China Merchants Chongqing Communications Technology Research & Design Institute Co., Ltd., Chongqing 400067, China; 3. Engineering Research Center of Diagnosis Technology and Instruments of Hydro-Construction, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China)

Abstract: For the rock slope with many complicated discontinuities, the selection and analysis of the discontinuities are a very important work. The traditional analysis methods are insufficient and inadequate. The analysis results have a lot of subjective factors, and are inconvenient to be applied in practice. The selection and analysis of intersection lines of discontinuity are treated as the starting point. With the aid of stereographic projection, the possible sliding zone of sliding wedge can be first determined. The possible sliding line of intersection can be selected. So the range of calculation can be reduced. The symmetric axis center is used as the initial rallying point. The dominant orientations of discontinuities can be selected and analyzed through the probabilistic analysis of the stereographic projection based on the K -means clustering algorithm. A case study on a rock slope in Chongqing is used. The study shows that the results are reliable and reasonable, and the dominant orientations and classification are more precise.

Key words: rock slope; dominant intersection line of discontinuity; stereographic projection; K -means clustering algorithm

0 引言

楔形体破坏是节理岩体常见的一种破坏形式, 在岩石边坡、基础和洞室往往存在着因为相互切割的结构面而形成的不稳定楔形体, 并在一定荷载的作用下

基金项目: 国家科技支撑计划课题(2015BAK09B01); 重庆市基础与前沿研究计划项目(重点)(cstc2015jcyjBX0139); 2017年度重庆市创新创业团队支持计划项目(81); 重庆市高层次人才特殊支持计划项目

收稿日期: 2016-10-13

*通讯作者(E-mail: 552510432@qq.com)

发生楔形体的失稳破坏。然而, 楔形体的稳定问题实际上是一个高次非静定问题, 通常采用各种假定使之得解, 因而求出的安全系数并不一定真实^[1-2]。

在楔形体滑移破坏的边坡工程中, 结构面是控制岩体稳定性的重要因素, 现代的重大工程需要对岩体的结构面进行精细的研究和描述。岩质边坡的工程研究中一个重要的难题是其结构面选取的不确定性, 岩质边坡的结构面多而复杂, 结构面的产状具有很大的离散型, 并且现场试验所测得的边坡的物理力学参数有很大的不确定性。因此, 在岩质边坡工程中最重要的是如何在大量的离散型数组中选取合适的结构面进行稳定性分析^[3]。

传统的结构面分组方法^[4-6]是采用节理玫瑰花图或极点等密度图进行分析, 该方法有很强的主观性, 分组结果会因人为因素导致很大的差别。近些年来国内外的学者也试图利用统计分析技术将边坡结构面中多组呈离散型分布的产状数据进行限制和量化处理, 并且采用了多种方法来选取合适的有代表性的结构面。Shanley 等^[7]首次提出了一种客观的结构面产状聚类算法, 该方法的缺点在于其在寻找密度点时需要确定合适的小球半径。1998 年 Hammah 等^[8]采用基于模糊理论的 K-means 算法将结构面组数进行划分, 该方法是一种局部搜索法。多位学者^[9-13]提出了将模糊等价聚类 and 模糊软划分相结合的方法, 将模糊等价聚类方法得到的较优分类结果作为模糊软划分聚类方法的初始划分, 将模糊软化聚类方法得到的聚类中心作为各类的中心产状, 以得到合理的分类结果。在实际的岩质边坡中, 有些结构面的出现是不会对边坡的稳定性造成影响的, 而如果将这类结构面列入稳定性分析中, 势必会对后续的稳定计算造成较大的误差。

本文改变了常规的通过结构面分组的方法来分析楔形体的稳定性, 以结构面交线为切入点进行楔形体稳定性分析, 将赤平极射投影技术和 K-means 聚类算法结合, 并采用有效性检验, 对于楔形体的概率性分析提出了一种合适的分析方法。首先通过赤平极射投影方法确定楔形体可能滑移区域, 筛选出可能引起楔形体滑移的危险结构面交线, 缩小筛选范围, 利用有效性检验 Xie-Beni 指标确定优势结构面交线组数, 然后通过 K-means 聚类算法获得结构面交线的优势产状, 最后将该方法用于重庆万盛黑山谷岩质边坡工程中进行结构面交线的优势分组。

1 赤平极射投影在楔形体中的应用

1.1 楔形体滑移分析

在楔形体滑移中, 坡面和结构面交线的产状影响

着边坡的稳定性。在边坡稳定性分析中, 由两条结构面切割而成的双滑面滑坡稳定条件的分析, 视结构面交线与边坡的自然坡面、开挖坡面的关系, 可分为五种情况: 不稳定条件、较不稳定条件、基本稳定条件、稳定条件和最稳定条件^[14]。这里将对楔形体的不稳定情况进行分析, 如图 1 为楔形体稳定分析。

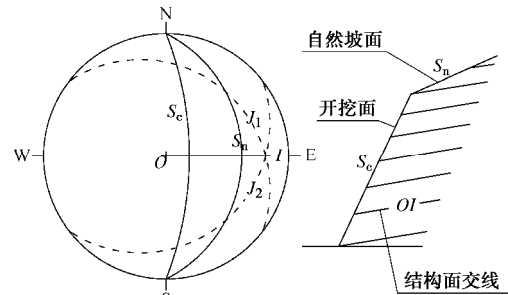


图 1 楔形体稳定分析

Fig. 1 Stability analysis of wedge

根据图 1 所示, 当结构面 J_1 、结构面 J_2 的组合交线 OI 位于自然坡面 S_n 投影大圆外侧时, 即交线倾角比自然坡面要缓时, 组合交线在自然坡面没有出露点。此时在坡顶面没有沿坡面走向的切割面的情况下, 边坡处于较稳定状态。但如果坡顶发育有沿坡面走向的切割面, 则边坡易产生滑动失稳。以上所分析的过程中, 未考虑结构面的抗剪强度, 即假定结构面的内摩擦角 φ 值很小, 将滑动面以上的岩体都当作不稳定体对待。当滑动面的倾角比较大时, 这种误差所引起的问题还不大; 当滑动面的倾角越缓时, 这种分析就越显得不合理。

假定楔形体结构面的内摩擦角都为 j , 交线的倾角为 j_i , 真实坡角为 α , 根据赤平极射投影分析可知, 楔形体的滑动条件由 $\alpha > j_i > j$ 规定^[14]。图 2 为楔形体的几何要素及稳定分析。

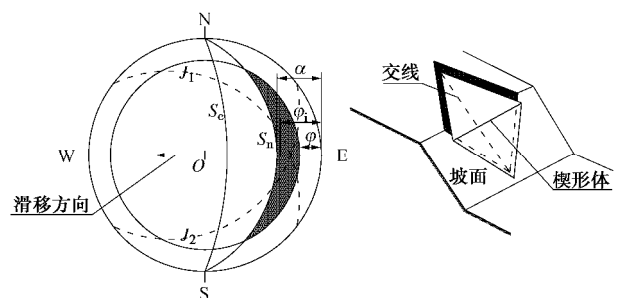


图 2 楔形体的几何要素及稳定分析

Fig. 2 Stability analysis and geometric elements of wedge

在图 2 中, 运用了摩擦圆的原理和方法^[14], 摩擦圆锥的表面规定了摩抗阻力的全部可能方向, 其物理意义为块体处于极限平衡状态下, 也即当多种作用力 (重力、工程作用力、水压或扬压力等) 合成滑移驱

动力的作用方向与滑动面法线的夹角小于 j 时,则无论滑移驱动力的方向如何,块体都是稳定的。而当结构面交线的倾角 j_i 满足 $\alpha > j_i > j$ 时,楔形体将会发生失稳滑动。图 2 赤平极射投影图中,当结构面的交线位于其阴影区域内时,楔形体将发生滑移失稳。因此,在分析楔形体滑移稳定性时,将只需要考虑当结构面交线位于阴影区域的情况,分析阴影区域内的优势结构面交线,从而分析边坡的稳定性。

1.2 结构面交线产状的求解

本文以重庆万盛黑山谷顺层岩质边坡工程为例,讨论了如何进行结构面交线的筛选和分析。重庆万盛黑山谷某农村道路(全长约 2 km)大部分路基位于天然顺层岩质坡体上,岩层倾向与地形坡向一致,开挖时极易沿层面发生坍塌。地表出露的岩土体为黏土夹碎石,其中黏土夹 10%~20%灰岩、灰岩碎石。下伏基岩主要为灰岩,高风化层的岩体风化裂隙发育,岩体破碎。中风化层的岩体,受层间裂隙影响,岩石质量一般。在路基开挖施工过程中出现了 5 处边坡滑移垮塌的现象,本文以其中 1 处滑坡为例进行研究。图 3 为该滑坡的全貌图。



图 3 滑坡全貌图

Fig. 3 Overall view of slope

根据现场地勘资料,测得该边坡坡面产状 $NE25^\circ \angle 34^\circ$,在该边坡的中上部,由于页岩岩体自身强风化及挤压,覆盖层黏土体随地下水或降雨下渗到结构面,形成泥质充填或泥夹岩屑状的软弱夹层结构面,一般情况下充填厚度大于结构面的起伏粗糙度,其厚度在边坡不同位置也表现出不同的差异。根据工程岩体分级标准^[15]岩体结构面抗剪断峰值强度表中规定“当结构岩体为较坚硬岩及全部软质岩,结合较差,其内摩擦角小于 13° ,黏聚力小于 0.05 MPa”。因该地区气候湿润,雨水丰富,勘察期间为春夏之交,降雨较多,依据现场经验,拟选取该结构面界面间的摩擦角为 8° 进行试算。本文中产状的表述均以上半球赤平极射投影图^[16]中的倾向和倾角表示,倾向是以正

北方向(N 轴)为基准顺时针旋转所得到的角度值,倾向($0^\circ \leq \alpha < 360^\circ$),倾角($0^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$)。表 1 为该岩质边坡结构面的统计参数,图 4 为利用 DIPS^[17]软件在赤平极射图中画出 32 条结构面及其极点分布图。

表 1 岩体结构面产状

Table 1 Discontinuity orientation of rock					
结构面 编号	倾向 $/(^\circ)$	倾角 $/(^\circ)$	结构面 编号	倾向 $/(^\circ)$	倾角 $/(^\circ)$
1	15	36	17	26	29
2	136	50	18	257	64
3	60	34	19	153	50
4	336	51	20	69	21
5	38	74	21	50	84
6	225	30	22	128	36
7	196	26	23	59	24
8	264	81	24	227	68
9	120	23	25	269	53
10	36	38	26	312	67
11	69	27	27	19	28
12	53	61	28	286	49
13	351	34	29	199	50
14	268	69	30	254	16
15	139	51	31	216	57
16	341	13	32	110	25

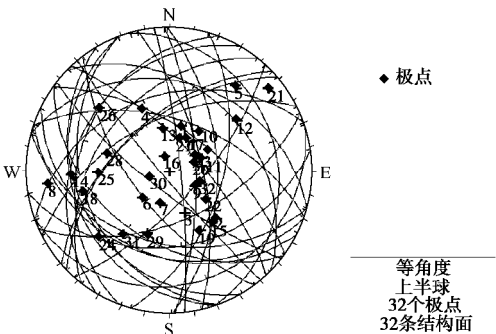


图 4 结构面赤平极射投影分布图

Fig. 4 Stereographic projection of discontinuities

该岩质边坡共有 32 条结构面,每条结构面两两相交,将会产生 496 条结构面交线。

根据楔形体稳定性分析可知,当结构面交线位于楔形体失稳区域时,楔形体可能会发生失稳破坏,结构面交线的倾向和倾角的求解引用 Hoek 等^[18]所提出的赤平极射投影交线法求解,求解公式为

$$\alpha_i = \arctan \left(\frac{\tan y_A \cos \alpha_A - \tan y_B \cos \alpha_B}{\tan y_B \sin \alpha_B - \tan y_A \sin \alpha_A} \right), \quad (1)$$

$$y_i = \tan y_A \cos(\alpha_A - \alpha_i) = \tan y_B \cos(\alpha_B - \alpha_i). \quad (2)$$

式中 α_i , y_i 分别为结构面交线的倾向和倾角; α_A , ψ_A 分别为结构面 A 的倾向和倾角; α_B , y_B 分别为结构面 B 的倾向和倾角。

依据式 (1)、(2),求解出结构面交线的产状,利用 MATLAB 软件^[19],编制相关程序,将结构面的交线任意两两配对,共求解出 496 条结构面交线的产状,表 2 列举了部分结构面交线产状的统计参数。

表 2 结构面交线产状统计参数

Table 2 Statistic parameters of intersection line orientation

交线编号	倾向/(°)	倾角/(°)	交线编号	倾向/(°)	倾角/(°)
1	67.7	25.2	299	338.2	27.2
2	42.6	36.9	300	368.7	73.6
3	31.7	39.9	301	335.3	22.3
4	313.7	20.0	302	343.2	35.8
...	...	...	...	...	...
80	270.8	33.0	401	318.8	53.9
81	331.9	1.2	402	202.4	67.4
82	319.8	12.6	403	167.5	1.5
...	...	...	...	...	...
186	178.2	26.4	494	298.3	11.7
187	126.4	9.7	495	186.3	6.2
188	144.0	17.0	496	114.3	17.6

1.3 结构面交线的筛选

根据该边坡坡面产状和结构面之间的内摩擦角，运用摩擦圆的原理和方法，绘制出该边坡的赤平极射投影图，图 5 为该边坡的赤平极射投影图。

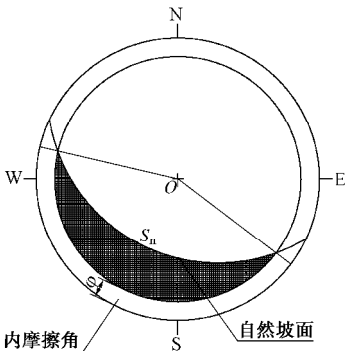


图 5 边坡的赤平极射投影图

Fig. 5 Stereographic projection of slope

该赤平极射投影图中阴影区域为楔形体可能滑移区域，引用 Hoek 等^[13]所提出的赤平极射投影交线法求解，求解出该区域的倾向范围为 127° ~ 283°，倾角范围为 8° ~ 34°。图 6 为通过 DIPS 绘出所有结构面交线极点分布图。

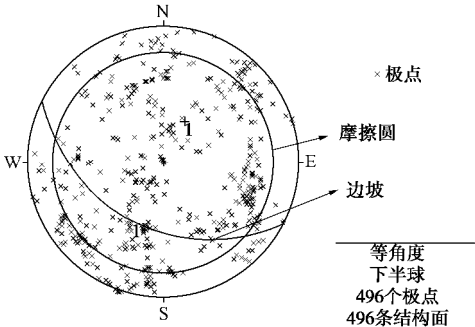


图 6 极点分布图

Fig. 6 Pole plot

根据图 5 边坡的赤平极射投影图分析，需要将所

有结构面交线参数进行筛选，筛选出阴影区域内的结构面交线。

根据 1.2 节中所得到的 496 组结构面的交线的产状，将上半球赤平极射投影图中的产状数据导入到笛卡尔坐标系中进行结构面交线的筛选。

结构面交线表示为 i ，倾角和倾向分别表示为 δ_i 和 θ_i ，单元体正向量表示为 n_i ， n_i 的笛卡尔分量分别表示为 x_i ， y_i 和 z_i ， n_i 在水平面上的投影表示为 n_{xyi} 。注意：笛卡尔坐标系是遵循右手法则，正 z 轴竖直向上； δ_i 为正 z 轴与 n_i 的夹角，倾向 θ_i 为正 y 轴与 n_{xyi} 的顺时针夹角。图 7 为结构面交线的笛卡尔坐标系。

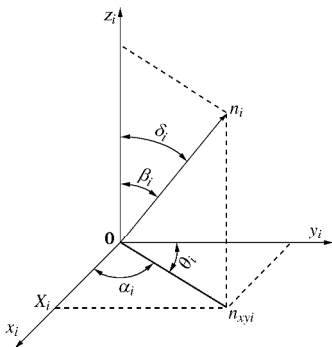


图 7 笛卡尔坐标系(x, y, z)、地理坐标系(δ , θ)和极点坐标系(β , α)描述图

Fig. 7 Illustration of Cartesian coordinate system(x, y, z), geological coordinate system(δ , θ), and polar coordinate system(β , α)

图 7 中 x_i ， y_i ， z_i 为 n_i 的笛卡尔分量，其表达式分别为

$$x_i = \sin \delta_i \cdot \sin q_i \quad , \quad (3)$$

$$y_i = \sin \delta_i \cdot \cos q_i \quad , \quad (4)$$

$$z_i = \cos \delta_i \quad . \quad (5)$$

利用 MATLAB 软件，对笛卡尔坐标系中 xy 平面内的坐标点进行筛选。

筛选步骤如下：①利用 MATLAB 作图，设定基圆圆心为笛卡尔坐标系的圆心；在 MATLAB 中以半径 R 作圆，圆心为笛卡尔坐标系的圆心，在此将圆心坐标设为 $(0, 0)$ 。②根据笛卡尔坐标系的设定和摩擦圆和边坡产状，分别作出它们的赤平极射投影图。

(1) 边坡产状的作图。在图 5 中， S_n 为自然坡面，自然坡面 S_n 圆弧两端的两点连线经过基圆圆心 O ，因此该两点连线与正北 N 轴方向的夹角 δ 为自然坡面的走向 a ($\delta = a \pm 180^\circ$ 根据倾向判定)，基圆圆心 O 距自然坡面圆弧 S_n 的距离为

$$l = R \cdot \tan(\pi/4 - \psi/2) \quad . \quad (6)$$

式中 R 为基圆半径， ψ 为自然坡面的倾角。

因此自然坡面圆弧 S_n 的圆心 O_1 距基圆圆心的距离 t 为

$$t^2 + R^2 = (t + l)^2 \quad , \quad (7)$$

$$t = \frac{R^2 + l^2}{2l} \quad . \quad (8)$$

则自然坡面 S_n 圆心 O_1 的坐标为: $x_{o1}=x_0+t\cos a$; $y_{o1}=y_0+t\sin a$ 。根据自然坡面 S_n 的坐标和半径在 MATLAB 中作图, 并可求出在基圆中的圆弧。

(2) 摩擦圆作图。摩擦圆的作图方法为纬度圆作图, φ 为结构面的内摩擦角, 则摩擦圆在纬度圆中的纬度为 $90^\circ - j$, 半径 $r=R\cdot\cos\varphi$ 。以半径 r 作圆, 圆心为笛卡尔坐标系圆心。

(3) 计算边坡与摩擦圆的相交区域, 也即是上述的结构面交线滑移区域, 并求解出该区域在笛卡尔坐标系中 xy 平面内的所属范围。

边坡与摩擦圆的相交区域为楔形体可能滑移区域, 摩擦圆与自然边坡圆弧相交阴影区域即属于可能滑移范围, 在 MATLAB 中以基圆原点为中心建立这两条线的约束范围即可。

(4) 将计算所得到的 496 条结构面交线利用公式 (3) ~ (5) 转换为笛卡尔坐标分量。

笛卡尔坐标系转换的意义是将结构面交线的三维图形投影到二维平面中, 在基圆中表示各个结构面交线, 各个结构面交线以点的形式在基圆中表示。

(5) 根据该区域在笛卡尔坐标系中的所属范围, 对步骤 (4) 中计算得到的结构面交线进行 xy 平面筛选, 共筛选得到 47 条结构面交线。

依据步骤 (3) 建立的楔形体可能滑移的阴影区域和步骤 (4) 求得的结构面交线在基圆中呈现的点, 筛选出位于阴影区域的点, 这些点所代表的结构面交线可能对边坡稳定性产生影响。图 8 为结构面交线筛选的流程图。

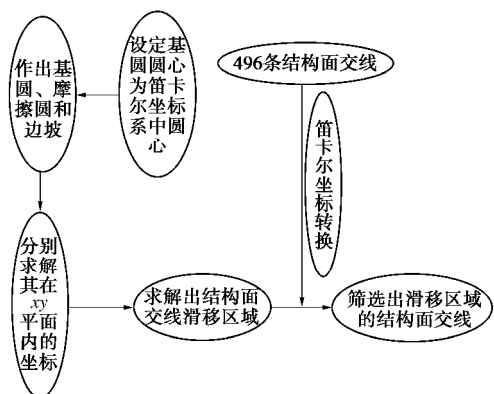


图 8 筛选流程图

Fig. 8 Flow chat of screening

筛选出 47 条位于阴影区域内的结构面交线, 表 3

为筛选出的结构面交线统计参数, 图 9 为利用 DIPS 软件绘出位于阴影区域内结构面交线的极点图, 图 10 为利用 DIPS 软件绘出阴影区域内结构面交线的等密度图。

表 3 结构面交线筛选结果

Table 3 Selected results of intersection line					
交线编号	倾向/(°)	倾角/(°)	交线编号	倾向/(°)	倾角/(°)
1	132.4	9.6	25	201.2	28.3
2	137.0	10.8	26	202.0	27.4
3	139.0	9.9	27	202.7	30.3
4	140.7	9.0	28	203.0	30.6
5	163.6	15.6	29	203.3	30.4
6	165.8	16.7	30	203.5	10.4
7	172.9	12.5	31	204.5	9.7
8	174.0	14.1	32	205.3	31.5
9	175.4	11.1	33	205.4	10.8
10	175.8	13.7	34	205.5	31.6
11	176.8	20.0	35	206.1	27.2
12	177.5	22.1	36	208.0	32.5
13	178.1	22.3	37	211.3	17.0
14	181.3	8.4	38	215.2	12.5
15	182.3	24.0	39	218.1	12.9
16	182.4	11.1	40	219.9	26.6
17	186.4	9.6	41	221.3	25.0
18	186.5	21.6	42	228.3	14.8
19	188.2	26.2	43	229.0	16.4
20	188.7	27.5	44	230.3	14.9
21	192.5	27.6	45	231.7	22.5
22	192.6	17.9	46	250.0	16.2
23	200.0	29.6	47	257.0	13.8
24	200.5	27.6			

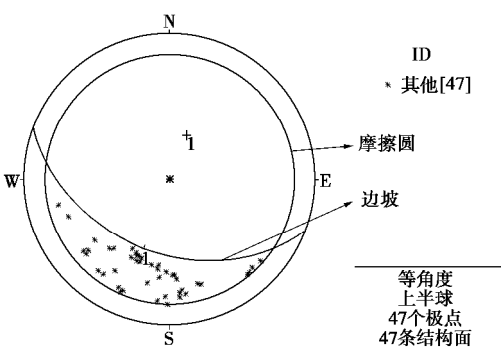


图 9 筛选出结构面交线的极点图

Fig. 9 Pole plot of screening intersection lines of discontinuity

2 岩体结构面交线分组的数学模型

对岩体结构面交线产状进行 K -均值算法聚类分析, 将结构面交线产状的倾向、倾角作为聚类分析的统计指标, 并进行有效性检验。

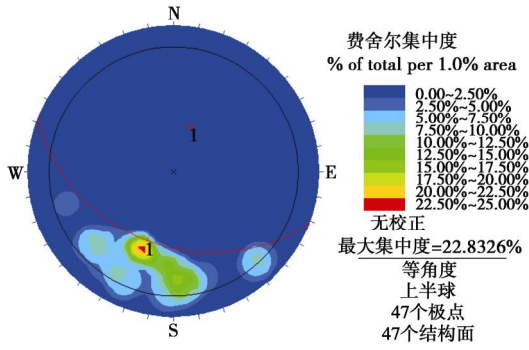


图 10 筛选出结构面交线的等密度图

Fig. 10 Contours of screening intersection lines of discontinuity

2.1 算法介绍

K-均值算法是一种经典的聚类算法,在模式识别中得到了广泛的应用。对于大数据集,K-均值算法是相对可伸缩的和高效率的,它的时间复杂度是 $O(nkt)$,其中 n 是样本数, k 为聚类数, t 为迭代次数。K-均值算法的基本思想是:以空间中 k 个点为中心进行聚类,对最靠近它们的对象归类。通过迭代的方法,逐次更新各个聚类中心的值,直至得到最好的聚类结果。假设待分析的数据对象有 n 个,每个数据对象有 m 个属性,公式 (9) 则为数据对象定义:

$$X = \{X_i | X_i = (x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{im}), i = 1, 2, \dots, n\} \quad (9)$$

结构面交线优势组划分的目的是把具有共同性质的结构面交线归类分组,所以首先要确定结构面交线数据样本之间的相似性度量——距离。距离越小,表示两结构面交线越相似;反之,两结构面交线差异性越大。在此分析中,是根据上半球赤平极射投影图中的极点距离作为度量,式 (10) 分别为两个结构面交线的向量:

$$X_i = (x_i, y_i, z_i); X_j = (x_j, y_j, z_j) \quad (10)$$

所夹角为

$$q = \arccos |X_i \cdot X_j^T| \quad (11)$$

则有

$$\sin^2 q = 1 - (X_i \cdot X_j^T)^2 \quad (12)$$

对于结构面交线的相似性度量采用欧式距离,则式 (13) 可以表述为两结构面交线之间的距离:

$$d^2(P_i, P_j) = 1 - (X_i \cdot X_j^T)^2 \quad (13)$$

$$d^2(P_j, V_i) = 1 - (X_i \cdot X_j^T)^2 \quad (14)$$

假设 N 条结构面交线 $P_j (j=1, 2, 3, \dots, N)$, 共划分为 C 组,每组的聚类中心为 $V_i (i=1, 2, 3, \dots, C)$ 。根据公式 (14) 可得 P_j 与 V_i 之间的距离 $d^2(P_j, V_i)$, 式 (15) 定义 u_{ij} 为第 j 个结构面属于第 i 个聚类中心的隶属度:

$$u_{ij} = \frac{1}{d^2(P_j, V_i)} \left[\sum_{k=1}^C \left(\frac{1}{d^2(P_j, V_k)} \right) \right]^{-1} \quad (15)$$

式 (16) 为所有结构面交线与聚类中心的距离之和, u_{ij} 为目标函数, J 的最小值即为聚类目标:

$$J = \sum_{j=1}^N \sum_{i=1}^C u_{ij}^2 d^2(P_j, V_i) \quad (16)$$

当每一个结构面交线各自为一组时, J 具有全局最小值 0, 但这是没有意义的, 所有事先给定聚类组数, 在给定组数的情况下搜索能够取得最小值的聚类中心。结构面交线的优势组数划分太多会使得划分结果在实际中不易使用, 所有结构面优势组数一般少于 10 个。当结构面交线的优势组数事先不易确定时, 可分别假设从 2~10 进行分组, 最后通过聚类效果的有效性最终确定最优的聚类组数。

2.2 算法检验

K-均值聚类算法步骤如下: ①将筛选出来的结构面交线当做样本, 根据楔形体滑移区域的对称性, 选取 m 个样本作为初始聚类中心 ($V_1, V_2, \dots, V_m$); ②针对每个样本 X_i 找到离它最近的聚类中心 V_i , 并将其分配到 V_i 所属的类 U_i ; ③采取平均的方法计算重新分类后的各类心; ④计算 $D = \sum_{j=1}^n \left[\min_{i=1, 2, \dots, m} d(P_j, V_i)^2 \right]$; ⑤如果 D 值收敛, 则 return($V_1, V_2, \dots, V_m$) 并终止本算法, 否则转至②。

图 11 为 K-均值聚类算法分析流程图。

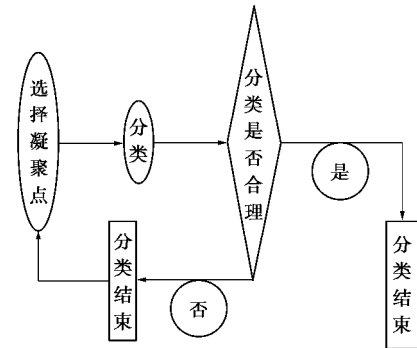


图 11 K-均值聚类算法分析流程图

Fig. 11 Flow chat of the K-means clustering algorithm analysis

利用 K-均值聚类分析法, 借助于 MATLAB 软件, 编制了相应的程序, 将所筛选出来的 47 条结构面交线进行优化分析。好的聚类结构应该尽可能清晰地划分数据, 每组内的数据越密集, 组与组之间的距离越大, 聚类效果越好。本文采用 Xie 等^[20-21]指标检验聚类效果的有效性, 对所筛选出来的结构面交线进行分组, 不同的分组数对应的聚类效果有效性检验见表 4。

利用 K-均值聚类分析法, 借助于 MATLAB 软件, 编制了相应的程序, 将所筛选出来的 47 条结构面交线进行聚类分析。计算得到 3 个聚类中心, 分别为 $175.6^\circ \angle 13.1^\circ$, $229^\circ \angle 14.9^\circ$, $203.6^\circ \angle 27.6^\circ$ 。图 12 为聚类分析结果图。对比分析结果, 将聚类分析

计算得到的结果代入到原结构面交线极点图中，满足结构面交线的概率性分布，对比结果如图 13 所示。

表 4 模拟数据有效性检验结果

Table 4 Validity measures for clusters of simulation data					
组数	2	3	4	5	6
指标	0.284	0.143	0.156	0.175	0.179
组数	7	8	9	10	
指标	0.205	0.213	0.215	0.226	

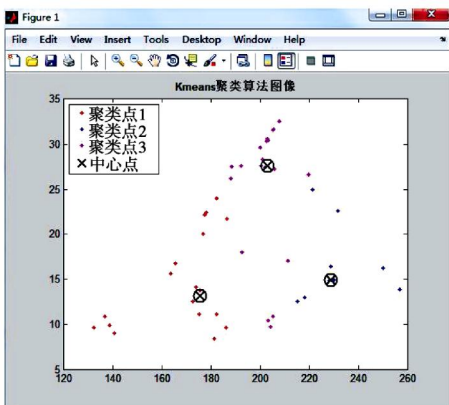


图 12 聚类分析结果图

Fig. 12 Results of clustering analysis

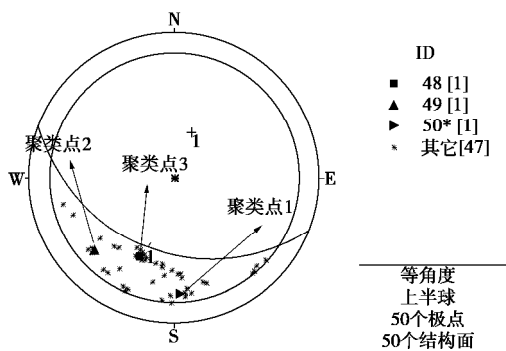


图 13 对比分析图

Fig. 13 Plot of contrasting analysis

3 结 语

将赤平极射投影法与 K -均值聚类分析法相结合，对结构面多而复杂的楔形体滑移边坡进行概率性分析。改变了常规的通过结构面分组的方法来分析楔形体的稳定性，以结构面交线为突入点进行楔形体稳定性分析，先根据赤平极射投影的楔形体稳定性分析，确定结构面交线位于楔形体中的可能滑移区域。

将上半球赤平极射投影图中结构面交线的产状数据转换到笛卡尔坐标系中，在 xy 平面内实现对结构面交线的筛选，筛选出位于可能滑移区的结构面交线，这样可以减小筛选范围，避免考虑一些对坡体稳定性没有影响的结构面。

利用 K -均值聚类法和聚类有效性检验来对筛选出的结构面交线进行聚类分析，根据楔形体滑移区域的对称性大致确定初始聚类中心，避免了选取聚类中心人为的主观性，并利用 Xie-Beni 指标确定组数，检验聚类效果的有效性，最终通过多次迭代计算筛选出可能滑移的优势结构面。实例分析表明，基于赤平极射投影和 K -均值聚类算法的优势结构面分析所筛选出优势结构面交线分类合理，结果可靠，可根据实际问题灵活运用。

参考文献:

[1] WANG J J, ZHAO T L, CHAI H J, et al. Failure of a rock slope 16.5 years after excavation in repeated strata of sandstone and mudstone[J]. Environmental Earth Sciences, 2016, 75(22): 1458 - 1468.

[2] WANG J J, CHAI H J. Factors resulting in the instability of a 57.5 m high cut slope[C]// Proceedings of the 10th International Symposium on Landslides and Engineered Slopes, 2008: 1799 - 1804.

[3] PARK H, WEST T R. Development of a probabilistic approach for rock failure[J]. Engineering Geology, 2001, 59(3): 233 - 251.

[4] 卢波, 丁秀丽, 邬爱清. 岩体不连续面产状数据划分方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(9): 1809 - 1816. (LU Bo, DING Xiu-li, WU Ai-qing. Study on method of orientation data partitioning of randomly distributed discontinuities of rocks[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(9): 1809 - 1819. (in Chinese))

[5] 卢波, 陈剑平, 王良奎. 基于三维网络模拟基础的复杂有限块体的自动搜索及其空间几何形态判定[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(8): 1232 - 1238. (LU Bo, CHEN Jian-ping, WANG Liang-kui. The automatic seeking for complex finite rock block and the judgment of its geometrical shape in 3D[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(8): 1232 - 1238. (in Chinese))

[6] 陈剑平. 岩体随机不连续面三维网络数值模拟技术[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(4): 397 - 402. (CHEN Jian-ping. Numerical modeling technique for random discontinuities 3D net work of rock mass[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, 23(4): 398 - 403. (in Chinese))

[7] SHANLEY R J, MAHTAB M A. Delineation and analysis of clusters in orientation data[J]. Journal of the International Association for Mathematical Geology, 1976, 8(1): 9 - 23.

[8] HAMMAH R E, CURRAN J H. Fuzzy cluster algorithm for

- the automatic identification of joint sets[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1998, **35**(7): 889 - 905.
- [9] 周玉新, 周志芳, 孙其国. 岩体结构面产状的综合模糊聚类分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(13): 2283 - 2287. (ZHOU Yu-xin, ZHOU Zhi-fang, SUN Qi-guo. Synthetical fuzzy clustering analysis for occurrence of rock mass[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(13): 2283 - 2287. (in Chinese))
- [10] 蔡美峰, 王 鹏, 赵 奎. 基于遗传算法的岩体结构面的模糊 C 均值聚类方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(3): 371 - 376. (CAI Mei-feng, WANG Peng, ZHAO Kui. Fuzzy C -means cluster analysis based on genetic algorithm for automatic identification of joint sets[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(3): 371 - 376. (in Chinese))
- [11] 陈剑平, 石丙飞, 王 清. 工程岩体随机结构面优势方向的表示法初探[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(2): 241 - 245. (CHEN Jian-ping, SHI Bing-fei, WANG Qing. Study on the dominant orientation of random fractures of fractured rock masses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(2): 241 - 245. (in Chinese))
- [12] 匡 青, 鲍 梦. 改进蚁群算法的动态 K -均值聚类分析[J]. 软件导刊, 2008, **7**(1): 154 - 155. (KUANG Qing, BAO Meng. The improvement of the ant colony clustering algorithm in K -means clustering analysis[J]. Software Tribune, 2008, **7**(1): 154 - 155. (in Chinese))
- [13] 范 雷, 王亮清, 唐辉明. 节理岩体结构面产状的动态聚类分析[J]. 岩土力学, 2007, **28**(11): 2405 - 2408. (FAN Lei, WANG Liang-qing, TANG Hui-ming. Dynamic cluster analysis of orientation of jointed rock mass[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(11): 2405 - 2408. (in Chinese))
- [14] 孙玉科, 古 讯. 赤平极射投影在岩体工程地质力学中的应用[M]. 北京: 科学出版社, 1980. (SUN Yu-ke, GU Xun. Application of stereographic projection to engineering geological mechanics in rock mass[M]. Beijing: Science Press, 1980: 88 - 102. (in Chinese))
- [15] GB50218—2014 工程岩体分级标准[S]. 2001. (GB50218—2014 Standard for engineering classification for rock mass[S]. 2014. (in Chinese))
- [16] PRIEST S D. Hemispherical projection methods in rock mechanics[M]. London: George Allen and Unwin, 1985.
- [17] Rocscience DIPS 2014. [CP/OL]http://www.rocscience.com/products/1/Dips>[accessed:19.01.14].
- [18] HOCK E, BRAY J. Rock slope engineering[M]. London: The Institution of Mining Metallurgy, 1997: 18 - 23.
- [19] 张化光, 刘鑫蕊, 孙秋野. MATLAB/SIMULINK 实用教程[M]. 北京: 人民邮电出版社, 2008. (ZHANG Hua-guang, LIU Xin-rui, SUN Qiu-ye. MATLAB/SIMULINK programming[M]. Beijing: Posts and Telecommunications Press, 1980. (in Chinese))
- [20] REGINALD E H, JOHN H C. Validity measures for the fuzzy cluster analysis of orientations[J]. Pattern Analysis and Machine Intelligence, 2000, **22**(12): 1467 - 1472.
- [21] 周世兵, 徐振源, 唐旭清. K -means 算法最佳聚类数确定方法[J]. 计算机应用, 2010, **30**(8): 1995 - 1998. (ZHOU Shi-bing, XU Zhen-yuan, TANG Xu-qing. Methods for determining optimal number of clusters in K -means clustering algorithm[J]. Journal of Computer Application, 2010, **30**(8): 1995 - 1998. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201801007

冻土二元介质模型探讨——以 -6°C 冻结粉土为例

张 德^{1, 2}, 刘恩龙^{1, 3}, 刘星炎^{1, 2}, 宋丙堂^{1, 2}

(1. 中国科学院西北生态环境资源研究院冻土工程国家重点实验室, 甘肃 兰州 730000; 2. 中国科学院大学, 北京 100049;

3. 四川大学水利水电学院, 四川 成都 610065)

摘 要: 二元介质模型已成功用于模拟未冻结岩土材料, 比如岩石、均质或各向异性结构性土、超固结黏土、堆石料以及黄土。类似地, 为了探讨冻土的应力应变关系, 此处引入二元介质模型来模拟其应力应变关系。基于岩土破坏力学理论框架和二元介质模型概念, 将饱和冻结粉土抽象成具有强胶结特性的胶结元(冻土骨架)和无胶结特性的摩擦元(融土骨架), 胶结元在一定围压下会产生压碎和压融现象, 随围压的增大逐步破坏并向摩擦元转化, 二者共同承担外荷载。在 -6°C 和 $0.3\sim 15.0\text{ MPa}$ 围压下对冻结粉土进行了一系列低温三轴压缩试验, 结果表明: 随变形的增大, 应力应变曲线均呈三阶段变化, 分别是线弹性阶段、弹塑性阶段和应变软化阶段; 强度随围压的增大呈先增大后减小的趋势, 极限强度对应下的围压称为临界围压, 且临界围压下的软化现象最不明显。通过细观角度运用二元介质模型概念探讨了冻土变形破坏机理, 在非均质材料均匀化理论基础上建立了冻土二元介质模型, 讨论了破坏率函数演化规律。理论与试验结果对比表明, 所建立的模型可以较好地模拟冻土的应变硬化和软化现象。

关键词: 岩土破坏力学; 冻结粉土; 二元介质模型; 破坏机制; 胶结元; 摩擦元

中图分类号: TU445

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)01-0082-09

作者简介: 张 德(1987-), 男, 四川德阳人, 博士研究生, 主要从事冻土本构模型研究。E-mail: 120821875@qq.com。

Investigation on binary medium model taking frozen silt soils under -6°C for example

ZHANG De^{1, 2}, LIU En-long^{1, 3}, LIU Xing-yan^{1, 2}, SONG Bing-tang^{1, 2}

(1. Northwest Institute of Eco-Environment and Resources, State Key Laboratory of Frozen Soil Engineering, Chinese Academy of

Sciences, Lanzhou 730000, China; 2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China; 3. College of Water Resources

and Hydropower, Sichuan University, Chengdu 610065, China)

Abstract: The binary medium model (abbreviated as BMM) is suitable for unfrozen geomaterials, such as rock, isotropic or anisotropic structured soils, overconsolidated clay, rockfill materials and loess, and has a good accuracy and satisfactory applicability. Similarly, in order to investigate the stress-strain relationship of frozen soils, the BMM is introduced and employed to simulate the deformation characteristics. Based on the theoretical framework of breakage mechanics for geomaterials and the concept of BMM, the saturated frozen silt soils are conceptualized as the binary medium consisting of bonding blocks with strong bonding (the frozen soil skeleton) and frictional elements without weakened bonding (the melted soil skeleton), and the bonding elements will be crushed, melted and gradually transformed to frictional elements with the increasing confining pressure during the loading process, resulting two of the bonding blocks and weakened bands bear the external loads, collectively. A series of cryogenic triaxial compressive tests are conducted at -6°C under confining pressure of 0.3 to 15.0 MPa, and the following test results demonstrate that the stress-strain curves behave three varying stages with the increasing axial strain, which are the initial linear elastic stage, elasto-plastic stage and strain softening stage, respectively. The strength of frozen soils increases first and then decreases with the further increase of confining pressures. The critical confining pressure corresponds to the peak strength for different test curves, under which the strain softening phenomenon is less obvious. From a mesoscopic point of view, the deformation and damage mechanisms of frozen soils are investigated based on the concept of binary medium, and the stress-strain formulation is established on the basis of the homogenization theory of the heterogeneous materials. Finally, the evolution of breakage function is analyzed and discussed through determination of the fitting parameters. The comparisons between theoretical and

基金项目: 中国科学院“百人计划”项目; 国家自然科学基金项目(41771066)

收稿日期: 2016-11-07

*通讯作者 (E-mail: liuenlong@scu.edu.cn)

experimental test data demonstrate that the proposed binary medium model has a satisfactory applicability for frozen soils to simulate strain hardening and softening phenomenon.

Key words: breakage mechanics for geomaterials; frozen silt soil; binary medium model; breakage mechanism; bonding element; frictional element

0 引 言

全世界冻土面积为 $3.576\times10^7\text{ km}^2$, 占全球面积的 24%^[1]。随着寒区公路、铁路、桥梁隧道、输油气管道、地基基础及上部结构的修建, 寒区建、构筑物经历冻胀、融沉及冻融循环作用, 使得结构的安全性、稳定性和耐久性问题备受关注。冻土是由固体矿物颗粒、冰粒、未冻水和孔隙气体构成的多相体, 冰具有极强流变性和温度敏感性, 在冻土试样中随机分布, 使得冻土的物理力学性质比未冻土更为复杂。合理地解决冻土中存在的问题需要对冻土物理力学性质进行充分认识^[2], 包括动、静荷载作用下的细观破损机制、应力应变关系、本构模型^[3-5]、强度准则、流变特性、动力学特性及各内外因素的影响, 其中冻土细观破损机制的研究是解决问题的首要前提。能否基于冻土的基本力学性质及相关理论, 从细观角度考虑冻土变形破损机制, 建立相应的应力应变关系是值得探讨的研究课题。

沈珠江在 2002 年提出了岩土破损力学理论^[6-7], 该理论已被诸多学者成功应用于多种土类的应力应变关系的模拟。岩土破损力学是一种建立在准连续介质概念基础上对岩土材料进行宏观分析的力学理论, 该理论把结构性岩土材料抽象成由强胶结作用的结构块和弱胶结作用的软弱带组成的二元介质^[8], 变形过程中结构块逐步破损并向软弱带转化, 二者共同承担外荷载。目前, 国内学者已成功将二元介质模型运用到岩石^[9-10]、堆石料^[11]、各向同性及各向异性结构性土^[12-17]、裂隙性结构性黄土^[17-21], 利用二元介质模型建立的应力应变关系能较好地模拟相应岩土类材料的变形特性。

冻土二元介质模型及破损机制研究的相关文献, 至今鲜见报道。本文基于岩土破损力学理论框架和二元介质模型概念, 在细观尺度上, 将饱和冻结粉土抽象成胶结元和摩擦元组成的二元介质。通过对冻土粉土进行的一系列低温三轴压缩试验, 基于试验结果运用二元介质模型探讨冻土变形破损机制, 在非均质材料均匀化理论上初步建立了冻结粉土的二元介质模型, 引入破损率函数和局部应变系数, 通过先假设后验证的方式确定材料参数, 最后将理论与试验结果进行对比以验证所建立模型的适用性。

1 试验结果分析及变形破损机制探讨

1.1 试验参数

试验依托于冻土工程国家重点实验室, 通过改进的低温三轴仪 MTS810 对冻结粉土进行了多组低温三轴试验, 试验温度为 -6℃, 围压分别为 0.3, 1.4, 3.0, 6.0, 10.0, 15.0 MPa, 试验用土取自兰州市东岗镇, 物理指标见表 1, 级配曲线见图 1。

表 1 冻土物理指标

Table1 Physical indices of frozen soils						
土类	液限 /%	塑限 /%	塑性 指数	天然含 水率/%	干密度 /(g·cm ⁻³)	土粒 比重
粉土	27.58	19.37	8.21	16.0	1.54	2.69

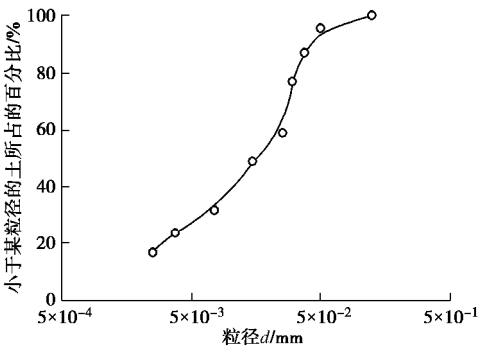


图 1 级配粒径分布

Fig. 1 Distribution of grading sizes

1.2 试验结果分析

从图 2 可以看出, 在荷载作用下, 应力应变曲线分为 3 个阶段:

(1) 线弹性阶段: 当轴向应变较小时 (1.44% 左右), 应力应变曲线呈线弹性变化。其原因是在低温冻结作用下, 试样成整体状冷生构造, 变形模量很大, 加载初期荷载较小在弹性变化范围内, 胶结冰和孔隙冰未被压碎、压融, 未产生不可恢复的塑性变形, 所以应力应变曲线呈线弹性。

(2) 弹塑性阶段: 当轴向应变经过弹性阶段继续增大时, 冻土进入弹塑性变形阶段, 随变形的增加, 应力持续增大, 但曲线斜率即变形模量逐渐降低。其原因是在低围压下, 试样内部裂隙因应力集中而萌生和扩展, 试样开始出现损伤, 变形模量逐渐降低; 高围压下, 试样中的胶结冰和孔隙冰逐渐被压碎及压融。裂隙的扩展和压碎、压融现象使得试样中的胶结元数量逐渐减少, 摩擦元数量逐渐增多, 但由于冻土中摩擦元的变形模量低于胶结元的变形模量, 摩擦元产生的应力不足以补偿胶结元因胶结键受拉而损失的力,

应力应变曲线不再保持线性关系, 呈减速上升趋势。

(3) 应变软化阶段: 当轴向变形从峰值强度对应应变继续增大时, 应变曲线呈软化现象; 临界围压 1.4 MPa 下的峰值强度最大; 且临界围压下的软化现象最不明显, 比临界围压越低或者越高, 软化现象越明显, 如图 2 中 0.3, 15.0 MPa 围压下的曲线, 软化现象非常明显。其原因是随变形增大, 局部剪切带已经贯通形成宏观破碎带, 胶结元的破损数目急剧增多, 转化而成的摩擦元数目增多, 而摩擦元的变形模量相对较小, 产生的应力与胶结元损失的应力差值越来越大, 软化现象越来越明显, 最终导致试样的破坏。

从体应变-轴向应变曲线可知, 试样在低围压下呈先体缩后体胀现象; 高围压下, 体缩量变小, 主要表现为体胀现象。

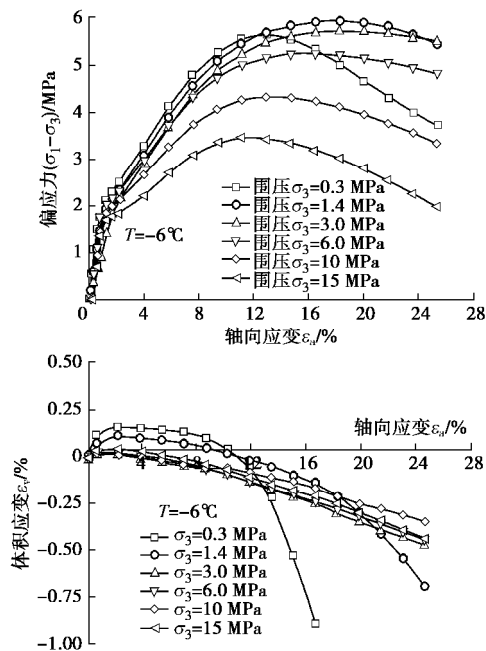


图 2 -6°C 时冻结粉土偏应力-轴向应变和体变-轴向应变曲线

Fig. 2 Curves of deviatoric stress-axial strain and volumetric strain-axial strain for frozen silt soils at -6°C

1.3 冻土破坏机制探讨

对冻土而言, 由于冰的存在使得其物理力学特性比天然岩土材料复杂, Lai 等^[4-5]从损伤力学理论角度运用 Lemaitre 等效应变原理建立方程探讨冻土破坏机制; 本文借鉴岩土破坏力学中二元介质概念, 将冻土抽象成由胶结元(未损伤部分)和摩擦元(完全损伤部分)两部分组成并共同分担荷载, 通过引入二元介质概念来从另外一个角度认识冻土破坏机制。利用二元介质模型探讨冻土变形破坏机制, 其关系如图 3 所示。

OA 阶段, 当应变较小时, 胶结元发挥作用 (bonding), 由于为整体状冷生构造, 初始变形模量

很大, 且初始外荷载处于胶结元弹性范围内, 应力应变呈线性关系。AG 阶段, 随应变增加, 应力持续增加, 但增加速率逐渐降低, 表现为曲线斜率即变形模量的降低。试样内部的裂隙因应力集中而萌生和扩展, 胶结元从 A 点开始出现损伤, A' 对应的应变为损伤门槛应变值。假设当应力状态达到 C 点时, 对理想弹性材料而言 (即材料不发生损伤) 其胶结应力可达 s_b (B 点); 对一般岩土类材料, 胶结元应力损失值和摩擦元补偿值的差值用 BC 表示。其中, BC 具有方向性: 如果材料破损后转化成的摩擦元强度大于破损之前的胶结元强度, BC 差值方向指向上, 表明摩擦元的补偿性强, 表现为应变硬化; 如果摩擦元强度小于胶结元强度, BC 差值方向指向下, 应力出现跌落现象, 表明摩擦元的补偿性弱, 表现为应变软化。G 点表示冻土所能承担的峰值强度, 表明此时试样内部的胶结元强度和新产生的摩擦元强度之和处于最大值。而冻土属于热脆弹塑性材料, 微裂隙的扩展使胶结元破损导致应力跌落到 C 点, 随变形的发展将会从理想脆弹性状态逐步转化为弹塑性状态, BC 的差值从 A 点开始越来越大, 最后经过峰值强度后表现为应变软化。

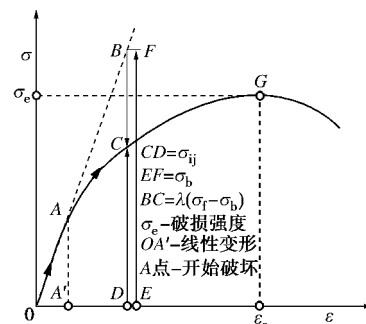


图 3 二元介质的应力应变关系

Fig. 3 Stress-strain relationship of binary medium model

2 冻土二元介质模型

2.1 冻土代表性单元 RVE

冻土是一种颗粒增强复合材料, 冻土的强度由冻土颗粒土骨架强度, 胶结冰的强度, 冰与土颗粒的胶结作用力组成。冻土结构模型如图 4 所示, 忽略未冻水的影响, 土颗粒简化为球体, 胶结冰和孔隙冰所联结的稳定土颗粒集合体称为冻土土骨架, 冻土土骨架破损之后转化成融土土骨架。利用二元介质模型概念, 假定冻土土骨架为胶结元, 融土土骨架为摩擦元。胶结元是由胶结冰、孔隙冰与冻土颗粒胶结在一起形成的整体冷生组构, 胶结冰和孔隙冰形成原因是由于土颗粒之间的空间随机排列及孔隙的存在, 饱和状态下颗粒间形成水膜厚度不同, 在低温快速冻结下, 水膜厚处形成孔隙冰, 水膜薄处形成胶结冰; 摩擦元是由

胶结元破损转化而来, 其性质类似重塑土, 变形模量远远低于胶结元, 受荷过程中胶结元逐步破损并向摩擦元转化, 二者共同承担荷载直至结构破坏。由于胶结冰和孔隙冰界面存在初始缺陷微裂隙, 加荷过程中, 微裂隙因应力集中而逐步扩展, 胶结元破损逐渐形成局部剪切带, 随荷载增加, 局部剪切带进一步发展成宏观破裂面并向整个试样扩展, 最后导致整个结构破坏。

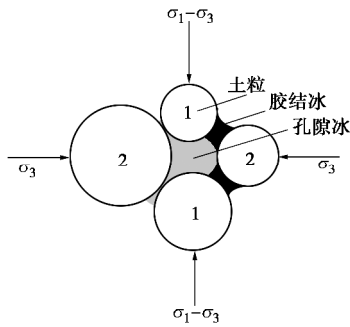


图4 冻土结构模型

Fig. 4 Structural model for frozen soils

2.2 胶结元应力应变特性

在三轴剪切试验中, 试样经过低温快速冻结后, 颗粒之间的水膜与颗粒胶结在一起形成胶结元, 胶结元中的胶结键具有很强的黏聚力, 在应变较小时发挥作用, 其变形特性如图5所示。当应变 $\varepsilon \leq \varepsilon_b$ 时, 应力应变呈线弹性变化; 当应变 $\varepsilon > \varepsilon_b$ 时, 由于胶结元中的胶结键受拉断裂, 应力跌落至零, 此时认为胶结元已经破损。

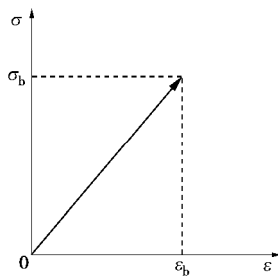


图5 胶结元变形特性

Fig. 5 Deformational properties of bonded elements

2.3 摩擦元应力应变特性

随荷载的增加, 胶结元逐渐破损转化成摩擦元, 摩擦元数量逐渐增加, 承担的应力逐渐增加。摩擦元的应力应变曲线呈双曲线变化, 具有弹塑性特性, 假定采用非线性 Duncan-Chang 模型来描述其应力应变关系^[12], 表达式如下:

$$s_f = \frac{e_f}{a + be_f}, \quad (1)$$

式中, s_f 为摩擦元承担的应力, e_f 为摩擦元的应变, a , b 为材料参数。

2.4 荷载分担模式

二元介质模型荷载分担模式如图6所示, 胶结元件由弹簧 E_b 和胶结杆 q 组成, 摩擦元件由弹簧 E_f 和滑片 f 组成, 二者并联组成二元介质模型, 其中胶结元件在应变较小时发挥作用, 当应变较大时胶结杆断裂, 荷载转移到弹塑性元件 (即摩擦元) 上。

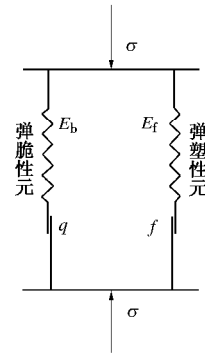


图6 二元介质模型

Fig. 6 Binary medium model

胶结元和摩擦元的应力分担曲线如图7所示, $f(s_{ij})$ 即 $OABC$ 曲线, 表示总的应力应变曲线; $f(s_b)$ 即 $OADE$ 曲线, 表示胶结元应力应变曲线; $f(s_f)$ 即 OFC 曲线, 表示摩擦元应力应变曲线; l 为体积破损率函数; 胶结元应力曲线和摩擦元应力曲线叠加之和为试样总的应力应变曲线, 从图7可以表述为 $OABC = OADE + OFC$, 结合图2可知, $OABC$ 代表冻土试样总的应力应变曲线, 类似图3中的 $OACG$ 曲线, 呈应变软化现象; 其中, $OADE$ 和 OFC 曲线分别是抽象概念上二元介质模型的应力分担曲线, 其中的一增一减体现了荷载转化关系。

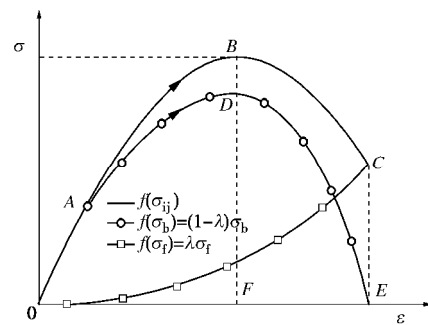


图7 胶结元和摩擦元应力分担曲线

Fig. 7 Stress sharing curves of bonded and frictional elements

2.5 二元介质模型

从冻土中取一个代表性单元 RVE, 由非均质复合材料均匀化理论, 冻土的平均应力和平均应变的表达式为^[8]

$$s_{ij} = \frac{1}{V} \int s_{ij}^{loc} dV = \frac{1}{V} \int s_{ij}^{loc} d(V_b + V_f)$$

$$= \frac{1}{V} \int s_{ij}^{loc} dV_b + \frac{1}{V} \int s_{ij}^{loc} dV_f, \quad (2)$$

胶结元和摩擦元表达式为

$$s_{ij}^b = \frac{1}{V_b} \int s_{ij}^{loc} dV_b, \quad (3)$$

$$s_{ij}^f = \frac{1}{V_f} \int s_{ij}^{loc} dV_f. \quad (4)$$

将式(3)、(4)代入式(2),得

$$s_{ij} = \frac{V_b}{V} \cdot \frac{1}{V_b} \int s_{ij}^{loc} dV_b + \frac{V_f}{V} \cdot \frac{1}{V_f} \int s_{ij}^{loc} dV_f \\ = \frac{V_b}{V} s_{ij}^b + \frac{V_f}{V} s_{ij}^f. \quad (5)$$

同理可推导胶结元和摩擦元平均应变表达式:

$$e_{ij} = \frac{V_b}{V} e_{ij}^b + \frac{V_f}{V} e_{ij}^f. \quad (6)$$

令体积破损率 l 表达式如下:

$$l = \frac{V_f}{V}. \quad (7)$$

将式(7)代入式(5)、(6)可简化得

$$s_{ij} = (1-l)s_{ij}^b + l s_{ij}^f, \quad (8)$$

$$e_{ij} = (1-l)e_{ij}^b + l e_{ij}^f. \quad (9)$$

式中 V 为代表性单元的体积; V_b 为胶结元所占的体积; V_f 为摩擦元所占的体积; s_{ij}^{loc} 为代表性单元局部应力; s_{ij}^b , e_{ij}^b , s_{ij}^f , e_{ij}^f 和 s_{ij}^f , e_{ij}^f 分别为代表性单元平均应力、平均应变, 胶结元和摩擦元的局部应力和局部应变; l 为体积破损率, 表示摩擦元所占的体积率变化。

胶结元变形特性如图5所示, 摩擦元变形特性用非线性 Duncan-Chang 模型模拟^[12], 则式(8)在三轴剪切应力状态下可简化为

$$s_d = (1-l)E_b e_d^b + l \frac{e_d^f}{a + b e_d^f}. \quad (10)$$

由于胶结元和摩擦元的变形非均匀性, 此时引入局部应变系数 c , 表达式为

$$e_d^f = c e_d. \quad (11)$$

将式(11)代入式(9)得到胶结元的应变

$$e_d^b = (1-cl)e_d. \quad (12)$$

将式(11)、(12)代入式(10)得

$$s_d = (1-cl)E_b e_d + l \frac{c e_d}{a + b c e_d}. \quad (13)$$

式中 s_d , e_d , s_d^b , e_d^b 和 s_d^f , e_d^f 分别为代表性单元三轴应力下的平均应力、平均应变, 胶结元和摩擦元的局部应力和局部应变; E_b 为胶结元初始弹性模量; l 为体积破损率; a , b , c 为材料参数。式(13)可以用来模拟冻土在不同围压下应力应变关系。

2.6 参数演化规律

破损率 l 的确定, 与初始破裂应变有关, 其值从稍大于零变化到小于1的某一个值, 总的趋势就是随着荷载的增加胶结元破裂的比率逐步增加。Liu^[22]对棒状及棱柱状结构体进行了平面应变试验, 以此来研究胶结元的破损机制及变化规律。试验试样由石膏和水混合制备而成, 单轴无侧限抗压强度为 2.1 MPa, 不同围压加载下, 定义破损应力比为结构破坏竖向应力与单轴无侧限抗压强度的比值, 试样破损情况如表2所示。

表2 不同加载路径下棒状结构的破坏

Table 2 Destruction of bar shaped structure under different loading

paths					
围压 /MPa	竖向应 力/MPa	结构总数 /根	总破损 数目/根	破损 比例/%	破损 应力比
0.03	1.09	200	21	10.5	0.52
0.15	2.52	200	66	33.0	1.20
0.45	3.36	200	182	91.0	1.60

注: 引自参考文献[22]表2。

由表2可知, 在低围压 0.03 MPa 下对应的破损应力比为 0.52, 破损初步发生但数量较少; 随着围压的增加, 试样的破损数量明显增加, 随围压从 0.15 MPa 增加到 0.45 MPa, 破损应力比从 1.2 增加到 1.6, 破损比例从 33.0% 增大到 91.0%, 破损数目呈加速递增状态, 试样此时已基本发生整体剪切破坏。根据表2结构破损变化规律, 采用服从 Weibull 分布的破损率函数可以较好地模拟胶结元的破损过程^[8, 12], 表达式为

$$l = 1 - \exp[-a(e/e_i)^n], \quad (14)$$

式中, l 为破损率函数, e_i 为胶结元起始破碎应变, 也称破损门槛应变值, a , n 为材料参数。

将式(14)代入式(13)得

$$s_d = \left\{ 1 - c + c \exp[-a(e/e_i)^n] \right\} \cdot E_b e_d + \\ \left\{ 1 - \exp[-a(e/e_i)^n] \right\} \cdot \frac{c e_d}{a + b c e_d}. \quad (15)$$

式(15)是冻结粉土低温三轴剪切条件下简化的应力应变方程。

3 参数的确定与验证

式(15)的参数包括摩擦元的材料参数 a , b , 局部应变系数 c , 破损率函数参数 a , n , 具体参数的确定方法通过先假设后验证的方式^[8, 12]来确定, 即通过试验间接测定, 具体来说就是先假设不同的参数演化规律, 用式(15)算出应力应变曲线, 并与实测的应力应变曲线比较, 从中选出最优的参数。

3.1 模型参数确定

假设胶结元在应变为 1.44% 时, 应力应变曲线的

斜率为胶结元的初始弹性模量, 根据试验应力应变曲线, 取多个测试点求平均值来消除数据离散性较大的问题, 初始弹性模量计算结果如表 3 所示。由表 3 及图 8 可以看出, 初始弹性模量随围压增加呈先增大后减小的趋势, 这与低围压下颗粒重新排列, 结构变得更加致密起到强化作用有关; 高围压作用使孔隙冰和胶结冰压碎及压融, 对结构起到弱化作用。弹性模量本质上体现了结构的刚度, 进一步体现在强度上, 所以冻土强度随围压的增加呈先增大后减小的趋势^[23]。

根据低温三轴试验结果对全量型二元介质模型进行参数确定, 即对式 (15) 进行拟合, 结果如表 3 所示。

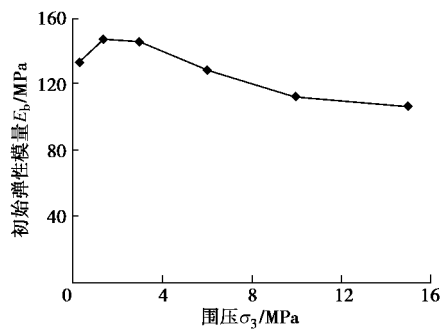


图 8 初始弹性模量与围压关系

Fig. 8 Relationship between initial elastic modulus and confining pressure

表 3 冻结粉土参数拟合值

Table 3 Fitting parameters for frozen silt soils						
围压 /MPa	α	n	a	b	c	E /MPa
0.3	0.04464	1.334	5406	-1645	0.9763	133.8
1.4	0.04552	1.311	19650	-82170	0.8675	147.9
3.0	0.05778	1.235	5767	-19730	0.8596	146.1
6.0	0.08364	1.145	6410	-19120	0.8905	129.0
10.0	0.06216	1.245	5839	-20480	0.9325	112.8
15.0	0.04055	1.401	5922	-19530	0.9725	107.4

3.2 破损率函数演化规律

本文采用 Weibull 分布函数来模拟冻土破损过程, 根据试验结果, 在不同围压下破损率函数演化规律如图 9 所示, 随轴向变形的增加 (大于 1.44%), 破损率函数逐渐增大; 当变形达到试验终值应变时 (25%), 破损率函数在 0.9 附近; 不同围压下, 破损率函数形式大体相当, 终值接近。

3.3 模型参数及结果验证

为了验证本文对冻结粉土建议二元介质模型的适用性以及内部参数破损率函数的合理性, 首先将破损率函数与文献[24]采用的基于损伤力学和连续介质理论而提出的损伤变量进行对比。如图 10 所示, 通过材

料变形模量与初始弹性模量的比值来确定损伤变量, 具体表达式如下:

$$D=1-\frac{E_{\text{sec}}}{E} \quad (16)$$

式中 D 为损伤变量; E_{sec} 为应力应变曲线中的割线模量; E 为线性阶段弹性模量 (初始弹性模量), 其值可见表 4。

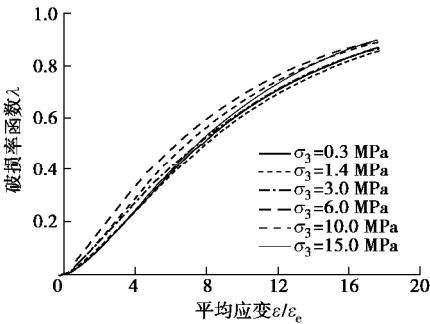


图 9 破损演化规律

Fig. 9 Evolution of breakage function

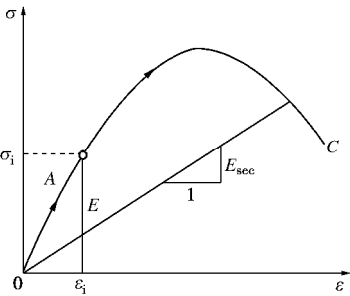
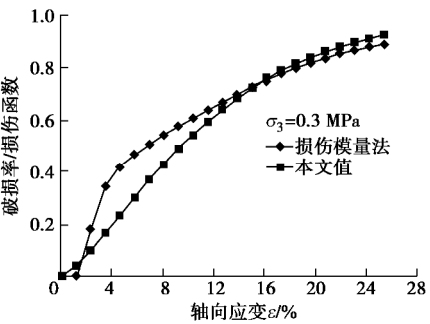


图 10 初始弹性模量和割线模量

Fig. 10 Curves of initial elastic modulus and secant modulus

由图 11 可知, 不同围压下 (本文只罗列了 0.3, 1.4, 3.0 MPa), 随轴向变形的增大, 破损率函数与损伤变量的最终值基本趋于一致, 本文采用的破损率函数终值略大于损伤变量终值; 在相对较小的应变下, 损伤变量值大于本文破损率值。二者存在差异的原因可能是未考虑结构受力后, 冰的塑性流动和颗粒重新定向排列导致的各向异性影响以及损伤门槛值更为精确的确定方法, 这需要进一步的研究。



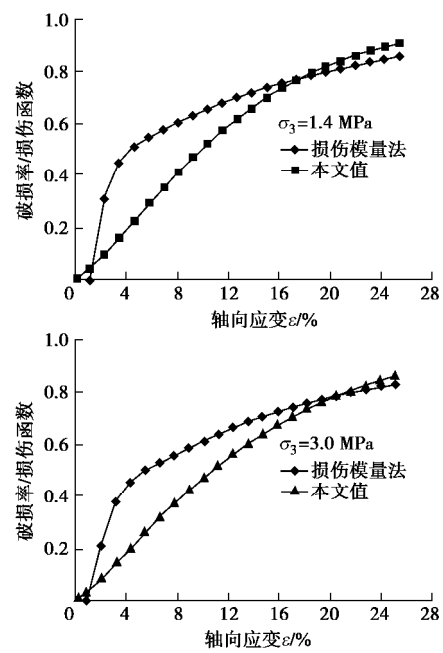


图 11 不同围压下破损率函数与损伤变量对比

Fig. 11 Comparison between breakage function and damage variable under different confining pressures

由图 12 可知,根据表 3 的二元介质确定的模型参数与低温三轴试验应力应变曲线对比,表明二元介质模型能较好地模拟低温三轴压缩试验条件下冻结粉土的应力应变关系,尤其在弹塑性阶段和应变软化阶段模拟较好,而在线弹性阶段计算值和试验值存在一定的误差,试验值大于计算值,试验曲线从线性阶段到弹塑性压硬阶段存在明显的拐点,而计算曲线连续变化,这是因为初始弹性模量是由多个数据点的统计平均值求得,而试验值具有较大离散性,所以对模量参数的确定需要进一步修正,破损率函数从弹性到塑性过渡区也需要进一步优化。总体来说,二元介质模型对冻结粉土应变软化现象的模拟有一定的适用性。

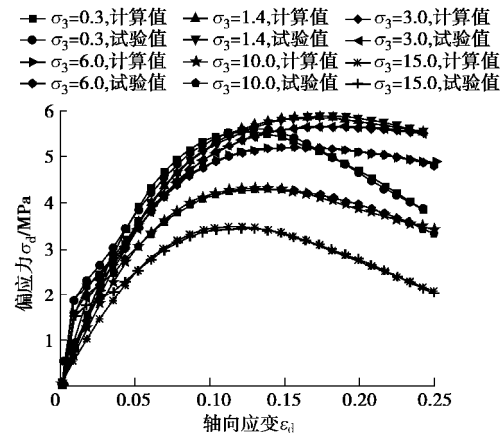


图 12 冻结粉土理论值与试验结果对比

Fig. 12 Comparison between theoretical values and the measured results for frozen silt soils

为了进一步说明二元介质模型的适用性,引用参考文献[3]中的冻结砂土试验数据,利用式(15)确定如图 13 中砂土曲线的相关参数,理论值和试验值的对比如表 4 和图 14 所示,结果表明二元介质模型对具有应变硬化现象的冻结砂土模拟也具有一定的适用性。

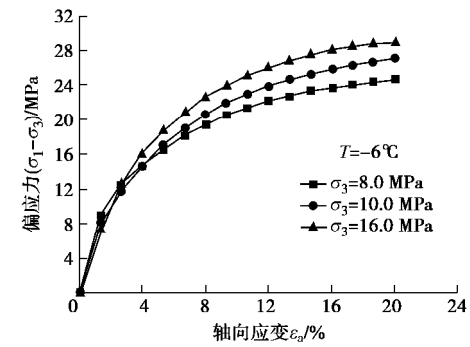


图 13 -6℃时冻结砂土偏应力 - 轴向应变曲线^[3]

Fig. 13 Curves of deviatoric stress-axial strain for frozen sand soils at -6℃^[3]

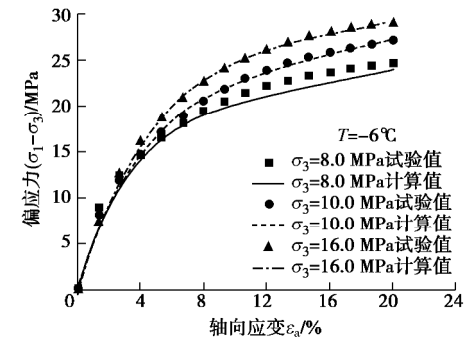


图 14 冻结砂土理论值与试验结果对比

Fig. 14 Comparison between theoretical values and measured results for frozen sand soils

表 4 冻结砂土参数拟合值

Table 4 Fitting parameters for frozen sand soils

围压 /MPa	α	n	a	b	c	E/MPa
8.0	0.3189	0.813	7223	-40290	0.8708	669.8
10.0	0.2405	0.8633	-7384	42720	0.8453	604.7
16.0	0.1289	1.085	4234	-21770	0.8023	542.3

4 结 论

对冻结粉土不同围压下进行的一系列低温三轴试验,通过对数据进行分析并引入二元介质模型概念,探讨了破损变形机理,模拟了应力应变关系,初步得到以下 3 点结论。

(1) 基于岩土破损力学理论框架及二元介质模型,将冻结粉土抽象成由胶结元和摩擦元组成的二元介质,荷载下胶结元逐渐破损并向摩擦元转化,二者

共同承担荷载, 其力学抽象是合理的。

(2) 冻土破损机制能利用二元介质模型进行合理解释, 尤其是摩擦元的补偿分担方式能很好地解释应力软化现象。

(3) 通过引入随应变发展的破损率函数 λ 和局部应变系数 c , 利用二元介质模型初步建立了冻土全量型应力应变关系式。通过先假设后验证的方法确定了模型参数, 讨论了冻土破损率函数的演化规律, 最后与试验结果对比表明, 二元介质模型可以较好地模拟冻土的硬化和软化现象, 说明模型对冻土具有一定的适用性, 为进一步发展冻土二元介质模型提供初步尝试。

参考文献:

- [1] 马 巍, 王大雁. 中国冻土力学研究 50 a 回顾与展望[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(4): 625 - 640. (MA Wei, WANG Da-yan. Studies on frozen soil mechanics in China in past 50 years and their prospect[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(4): 625 - 640. (in Chinese))
- [2] 齐吉琳, 马 巍. 冻土的力学性质及研究现状[J]. 岩土力学, 2010, **31**(11):133 - 143. (QI Ji-lin, MA Wei. State-of-art of research on mechanical properties of frozen soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(11): 133 - 143. (in Chinese))
- [3] LAI Y M, LIAO M K, HU K. A constitutive model of frozen saline sandy soil based on energy dissipation theory[J]. International Journal of Plasticity, 2016, **78**(3): 84 - 113.
- [4] LAI Y M, JIN L, CHANG X X. Yield criterion and elastoplastic damage constitutive model for frozen sandy soil[J]. International Journal of Plasticity, 2009, **25**(6): 1177 - 1205.
- [5] LAI Y M, YANG Y G, CHANG X X, et al. Strength criterion and elastoplastic constitutive model of frozen silt in generalized plastic mechanics[J]. International Journal of Plasticity, 2010, **26**(10): 1461 - 1484.
- [6] 沈珠江, 陈铁林. 岩土破损力学:基本概念、目标和任务[C]// 中国岩石力学与工程大会第七次学术大会. 西安, 2002: 9 - 12. (SHEN Zhu-jiang, CHEN Tie-lin. Breakage mechanics for geological materials basic concepts, goal and task[C]// Proceeding of 7th Conference on Rock Mechanics and Project. Xi'an, 2002: 9 - 12. (in Chinese))
- [7] 沈珠江. 岩土破损力学与双重介质模型[J]. 水利水运工程学报, 2002(4): 1 - 6. (SHEN Zhu-jiang. Breakage mechanics and binary medium model for geological materials[J]. Hydro-Science and Engineering, 2002(4): 1 - 6. (in Chinese))
- [8] 沈珠江, 刘恩龙, 陈铁林. 岩土二元介质模型的一般应力应变关系[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(5): 489 - 494. (SHEN Zhu-jiang, LIU En-long, CHEN Tie-lin. Generalized stress strain relationship of binary medium model for geological materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(5): 489 - 494. (in Chinese))
- [9] 刘恩龙, 张建海, 何思明, 等. 循环荷载作用下岩石的二元介质模型[J]. 重庆理工大学学报, 2013, **27**(9): 6 - 12. (LIU En-long, ZHANG Jian-hai, HE Si-ming, et al. Binary medium model of rock subjected to cyclic loading[J]. Journal of Chongqing University of Technology, 2013, **27**(9):6 - 12. (in Chinese))
- [10] 刘恩龙, 黄润秋, 何思明. 岩样变形特性的二元介质模拟[J]. 水利学报, 2012, **43**(10):1237 - 1245. (LIU En-long, HUANG Run-qi, HE Si-ming. Modeling the deformation properties of rock samples by binary medium model[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2012, **43**(10):1237 - 1245. (in Chinese))
- [11] 刘恩龙, 覃燕林, 陈生水, 等. 堆石料的临界状态探讨[J]. 水利学报, 2012, **43**(5): 505 - 511, 519. (LIU En-long, TAN Yan-lin, CHEN Sheng-shui, et al. Investigation on critical state of rockfill materials[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2012, **43**(5): 505 - 511, 519. (in Chinese))
- [12] 刘恩龙. 岩土结构块破损机制与二元介质模型研究[D]. 北京: 清华大学, 2005. (LIU En-long. Research on breakage mechanism of structural blocks and binary medium model for geomaterials[D]. Beijing: Tsinghua University, 2005. (in Chinese))
- [13] 刘恩龙, 沈珠江. 结构性土的二元介质模型[J]. 水利学报, 2005, **36**(4): 391 - 395. (LIU En-long, SHEN Zhu-jiang. Binary medium model for structured soils[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2005, **36**(4): 391 - 395. (in Chinese))
- [14] 刘恩龙, 沈珠江. 基于二元介质模型的岩土类材料破损过程数值模拟[J]. 水利学报, 2006, **37**(6): 721 - 726. (LIU En-long, SHEN Zhu-jiang. Simulation of breakage processes of geomaterials by binary-medium model[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2006, **37**(6): 721 - 726. (in Chinese))
- [15] 刘恩龙, 罗开泰, 张数祎. 初始应力各向异性结构性土的二元介质模型[J]. 岩土力学, 2013, **34**(11): 3103 - 3109. (LIU En-long, LUO Kai-tai, ZHANG Shu-yi. Binary medium model for structured soils with initial stress-induced anisotropy[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(11): 3103 - 3109. (in Chinese))
- [16] 刘恩龙, 沈珠江. 岩土材料不同应力路径下脆性变化的二元介质模拟[J]. 岩土力学, 2006, **27**(2): 261 - 267. (LIU En-long, SHEN Zhu-jiang. Binary medium modeling of the

- brittleness variety of geomaterials under different stress paths[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(2): 261 - 267. (in Chinese))
- [17] 沈珠江, 胡再强. 黄土的二元介质模型[J]. 水利学报, 2003, 34(7): 1 - 6. (SHEN Zhu-jiang, HU Zai-qiang. Binary medium model for loess[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2003, 34(7): 1 - 6. (in Chinese))
- [18] 卢全中, 彭建兵, 王水林, 等. 裂隙性黄土的双参数二元介质模型[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(5): 893 - 898. (LU Quan-zhong, PENG Jian-bing, WANG Shui-lin, et al. Double-parameter binary-medium model for fissured loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(5): 893 - 898. (in Chinese))
- [19] 范文, 闫芙蓉, 邓龙胜, 等. 裂隙黄土的单参数二元介质模型[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(11): 1752 - 1756. (FAN Wen, YAN Fu-rong, DENG Long-sheng, et al. Single parameter binary-medium model of fissured loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(11): 1752 - 1756. (in Chinese))
- [20] 李宏儒, 胡再强, 冯飞, 等. 结构性黄土二元介质本构模型在局部化剪切带中的应用[J]. 岩土力学, 2012, 33(9): 2803 - 2810. (LI Hong-ru, HU Zai-qiang, FENG Fei, et al. Application of structural loess binary-medium model to localization shear band[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(9): 2803 - 2810. (in Chinese))
- [21] 李宏儒, 胡再强, 赵凯, 等. 结构性土二元介质本构模型及破损率影响因素的研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(增刊1): 67 - 72. (LI Hong-ru, HU Zai-qiang, ZHAO Kai, et al. Structural soil binary-medium constitutive model and factor of breakage ratio influence[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(S1): 67 - 72. (in Chinese))
- [22] LIU E L. Breakage and deformation mechanisms of crushable granular materials[J]. Computers and Geotechnics, 2010, 37(5): 723 - 730.
- [23] 马巍, 吴紫汪, 盛煜. 围压对冻土强度特性的影响[J]. 岩土工程学报, 1995, 17(5): 7 - 11. (MA Wei, WU Zi-wang, SHENG Yu. Effect of confining pressure on strength behavior of frozen soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1995, 17(5): 7 - 11. (in Chinese))
- [24] CHAVES E W. Notes on continuum mechanics[M]. Netherlands: Springer Science & Business Media, 2013.

岩土及地下工程教育部重点实验室（同济大学） 2018年度开放课题申请指南

重点实验室自2007年2月由教育部正式批准在同济大学立项建设以来, 按照教育部重点实验室的开放要求, 自2008年起面向国内外征集开放基金项目, 连续八年批准了约40项国内外访问学者的申请, 取得了持续对外开放、合作与交流的良好效果。经研究, 本年度继续设立专项开放研究基金, 资助国内外学者和科技工作者来实验室开展科研工作。

资助范围: 开放课题应紧密围绕本重点实验室的主要研究方向, 资助意义重大、具有重要科学意义和应用前景的研究项目。本年度开放课题主要资助的研究方向如下: ①软土力学理论与变形稳定控制; ②宏微观土力学理论与环境土工灾害; ③岩土体多场耦合理论与灾害控制; ④软弱岩土体地质灾害与防治加固; ⑤地下工程安全理论与风险控制; ⑥城市地下空间与岩体地下工程。

申请资格: 同济大学校外从事与岩土与地下工程有关的国内外高级、中级科技人员、青年科技工作者均可申请本实验室的开放基金。

资助金额: 申请者必须本着实事求是的原则申请资助金额, 开放基金的资助强度一般每项不超过3万元。原则上每个方向批准一项, 合计共资助6项左右。

项目执行期限: 每个项目实施期限为两年, 即2018年1月1日至2019年12月31日。

考核标准: 每个开放基金资助课题应在国际学术期刊发表1篇被SCI检索的论文(有正式的检索号), 且同济大学合作者需列为论文的共同作者, 作者单位之一必须标注为本重点实验室, 并注明课题批准号。

申报程序:

(1) 开放基金申请人应认真阅读有关申请说明, 申报课题必须符合本实验室的研究方向, 属于2018年资助研究内容的范畴, 并具有本重点实验室固定研究人员合作。同济大学有关研究人员的介绍, 可查阅: <http://geotec.tongji.edu.cn/keylab/>。

(2) 本年度开放课题申请截止时间为2018年1月30日(以邮戳日期为准)。申请书须以纸质一式2份寄给: 上海市四平路1239号(邮政编码200092), 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 刘琦老师收(电话: 021-65985200, 13917983456, E-mail: liuqi472@tongji.edu.cn)。除纸质申请材料, 申请人须提供申请书及附件的电子文件(PDF格式), 并注意纸质申请书与电子版申请书的内容应严格一致。

(3) 最终结果将于2018年2月公布。

(岩土及地下工程教育部重点实验室(同济大学) 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE201801008

基于土体的大变形分析钻井船插桩对邻近桩的影响

范怡飞^{1, 2}, 王建华^{1, 2}, 戴笑如^{1, 2}

(1. 天津大学水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072; 2. 天津大学岩土工程研究所, 天津 300072)

摘要: 自升式钻井船插桩对邻近平台桩基础的影响主要体现为插桩导致的土体大变形会使邻近平台桩基础受到附加水平荷载。当钻井船插桩时的桩靴边缘与邻近平台桩外缘之间间距小于桩靴直径时, 就需要定量评价钻井船插桩对邻近平台桩的影响程度。基于分析被动桩响应的两段法原理, 通过开发 ABAQUS 中分析材料大变形的网格重新划分算法与相应的计算结果后处理方法, CEL 计算结果的后处理方法, 形成了求解钻井船在自由场地插桩时周围土体极大变形的有限元算法; 进而, 依据计算出的自由场地土体位移, 采用增量有限差分方法求解非线性地基梁控制方程, 即可获得钻井船插桩时的邻近桩桩身响应。以上形成了一种能够定量分析钻井船插桩对邻近桩影响的两段法。利用此方法预测已有的离心模型试验结果, 获得了与实测结果基本吻合的预测结果。这表明建立的用于分析钻井船插桩对邻近桩影响的两段法是可行的。

关键词: mesh-to-mesh; CEL; 土体位移; 两段法; 钻井船插桩

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)01-0091-09

作者简介: 范怡飞(1993-), 女, 博士研究生, 主要从事海洋岩土工程研究。E-mail: 1367244424@qq.com。

Effects of spudcan penetration on adjacent piles based on large deformation of soils

FAN Yi-fei^{1, 2}, WANG Jian-hua^{1, 2}, DAI Xiao-ru^{1, 2}

(1. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Geotechnical Engineering Institute, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: The effects of spudcan penetration on adjacent piles are mainly embodied in the additional lateral loads induced by large deformation of soils. It is a common practice to quantitatively evaluate the effects when the edge-to-edge clearance between the spudcan and the pile is less than the spudcan diameter. The conventional two-stage passive pile analysis method is utilized to investigate the process. Analysis continuation after the mesh replacement (mesh-to-mesh) technique is improved and post-processed, and CEL technique is post-processed to calculate the soil displacement during free-field spudcan penetration. Then by considering the nonlinear beam foundation model and p - y data, the bending moments of pile during spudcan penetration can be calculated by means of the incremental finite difference method based on the free-field soil displacement. Thus a two-stage method to analyze the effects of spudcan penetration on adjacent piles can be formed. Good agreement between the calculated and measured results is found compared with the available centrifuge tests by which the efficacy of the proposed method can be proved.

Key words: mesh-to-mesh; CEL; soil displacement; two-stage method; spudcan penetration

0 引言

在海洋能源工程中, 钻井船常被用来在海洋采油平台附近完成钻井与修井作业。钻井船作业时, 需要将直径达十几米的桩靴贯入土层中以提供钻井船作业时需要的支撑反力, 这将不可避免地邻近平台桩基础产生不利影响^[1]。这种影响主要体现为桩靴贯入导致的土体附加荷载会作用在邻近平台的桩基上。因此, 客观评价钻井船插桩对邻近平台桩基础影响是确保插桩作业安全的必要前提。陆地上用来评价静压桩、边

坡滑移等对邻近桩影响问题^[2-3]的两段法可能是解决该问题的一种有效分析方法。该方法将桩靴贯入与邻近桩桩身响应作为两个独立的问题分别进行求解, 首先分析桩靴贯入引起的自由场地土体位移, 然后依据自由场地土体位移, 按非线性地基梁模型分析受影响桩的内力响应。两段法计算工作量较少, 关系较明确,

基金项目: 国家自然科学基金项目(51579174)

收稿日期: 2016-10-25

*通讯作者(E-mail: tdwjh@eyou.com)

但是如果用两段法分析钻井船插桩对邻近桩的影响,尚存在以下需要解决的问题。

两段法首先需要客观确定贯入物引起的邻近桩位置处的土体位移。由于桩靴直径可达十几米,贯入海床时,土体将产生极大变形,已有的求解贯入导致土体位移的应变路径法、扩孔理论法以及基于拉格朗日描述的数值分析方法已无法客观求解钻井船插桩导致的土体极大位移^[4-6]。为此,需要研究能够分析钻井船插桩导致土体极大位移的计算方法。目前多种有限元软件都可以实现材料大变形的分析,包括 ABAQUS^[7]、LS-DYNA^[8]、AFENA^[9]等。本文将针对 ABAQUS 软件中大变形有限元分析技术,研究求解钻井船插桩导致土体位移的方法。

ALE 算法是 ABAQUS 中分析材料大变形的一种技术, Li 等^[7]用此对 Xie^[10]进行的钻井船插桩系列离心模型试验中的一种情况也进行了模拟,并对最大插桩深度对应的土体位移计算与试验结果进行了比较,结果表明两者较为一致。然而, ABAQUS 中的 ALE 算法在有限元网格重划分时不改变拓扑关系,使其克服材料大变形导致的有限元网格畸变能力受到限制。同时,由于分析时,程序只允许大变形区设置一种材料,这给利用此法分析钻井船在成层土地插桩问题带来困难^[11]。

欧拉-拉格朗日耦合有限元分析技术(CEL 算法)是 ABAQUS 中分析材料极大变形的另一种技术^[11]。计算时,材料可以在网格中任意流动,且可以在大变形区域内设置多种材料,这对分析钻井船在一般成层土地插桩问题带来方便。但是,目前 ABAQUS 中的 CEL 算法尚不能直接计算材料变形后的位移^[11]。因此如果用此技术分析钻井船插桩导致的土体位移,需要对 CEL 计算结果做进一步分析处理。

ABAQUS 有限元软件中还提供了一种用于分析材料大变形的网格重划分算法(mesh-to-mesh 算法)。若利用该方法分析钻井船插桩导致的土体极大变形问题,需要开发程序将自动完成每一增量贯入段结束后的网格重新划分与变量映射工作,从而利用 mesh-to-mesh 算法自动分析钻井船插桩导致的土体极大变形。另外,由于两个增量贯入段之间网格和材料发生了分离,需要对多个增量贯入段计算出的位移做进一步处理才能确定材料某一点相对于材料初始位置的总位移。

基于以上分析,本文对 CEL 和 mesh-to-mesh 算法做了开发,通过编制必要的联接程序与数据后处理程序,形成分析钻井船插桩导致土体位移的两种有限元方法。进而,利用这两种方法分析 Xie^[10]的离心模型试验,以阐明这两种分析钻井船插桩导致土体位移

方法的可行性。

在求解出插桩导致的土体位移后,据此确定邻近桩的内力响应是两段法分析钻井船插桩对邻近桩影响问题的第二步。本文将依据非线性地基梁理论建立按土体位移求解邻近桩响应的控制方程,进而采用中心差分格式求解该控制方程,并依据 Xie^[10]进行的离心模型试验结果,研究了按 API 规范建议的 $p-y$ 关系^[12]及 Kondner 建议的 $p-y$ 关系^[13]求解钻井船插桩导致桩身响应的可行性。最终形成分析钻井船插桩对邻近平台桩影响的两段法。

1 求解土体位移的方法

1.1 mesh-to-mesh 算法

mesh-to-mesh 算法是基于拉格朗日运动描述的隐式有限元网格重新划分算法。用此法分析钻井船插桩时,将整个桩靴贯入过程分为若干个增量贯入过程,对每个增量贯入过程,首先进行基于拉格朗日运动描述的隐式计算,然后按变形后的材料边界重新划分网格,再利用 ABAQUS 内嵌命令 map solution 将相关变量映射到新网格上,在下一个增量过程中建立新的初始平衡^[14]。

为了用 mesh-to-mesh 算法自动完成钻井船插桩全过程分析,并确定材料点的绝对位移,分别需要编制联接每个增量贯入过程的 python 脚本程序^[15],见图 1,和确定土体绝对位移的后处理程序,见图 2。进而形成求解土体位移的 mesh-to-mesh 方法,步骤如下:

(1) 在 CAE 中建立自由场地插桩的轴对称有限元模型,并施加边界条件。为改进计算收敛性,利用三角形单元对计算模型进行网格划分。相应地,可以在后续位移计算中按以下方法确定材料点所在的单元:若任意一点 P 满足式(1),则 P 点位于三角形 ABC 内,如图 3 所示

$$\begin{cases} u \geq 0, \\ v \geq 0, \\ u + v \leq 1, \end{cases} \quad (1)$$

$$\text{式中, } u = \frac{(BA \cdot BA)(CA \cdot PA) - (CA \cdot BA)(PA \cdot BA)}{(CA \cdot CA)(CA \cdot CA) - (CA \cdot BA)(CA \cdot BA)}, v = \frac{(CA \cdot CA)(BA \cdot PA) - (CA \cdot BA)(PA \cdot CA)}{(CA \cdot CA)(CA \cdot CA) - (CA \cdot BA)(CA \cdot BA)}.$$

(2) 开启重启功能,以便将前一个增量贯入步计算结果映射到下一个增量贯入步计算中。

(3) 进行初始地应力平衡计算。

(4) 进行第 1 个增量贯入步计算。

(5) 启动与图 1 对应的 python 程序,输出相应结果。

(6) 利用与图 2 对应的 python 程序以及每个增量步对应的计算结果文件和模型文件, 确定土体的绝对位移。

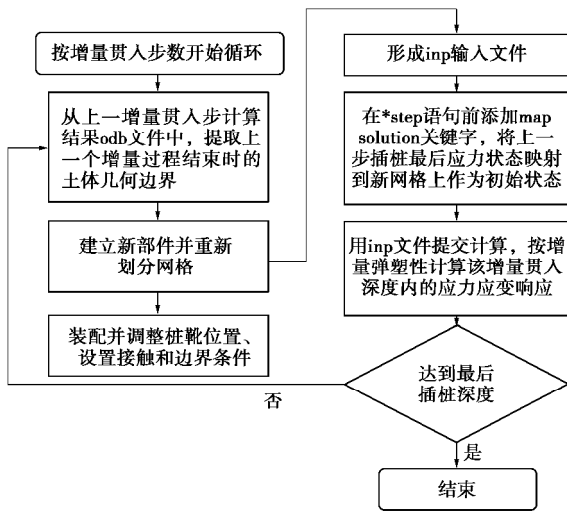


图 1 计算桩靴贯入过程的 python 程序框图

Fig. 1 Flow chart of python program calculating spudcan penetration

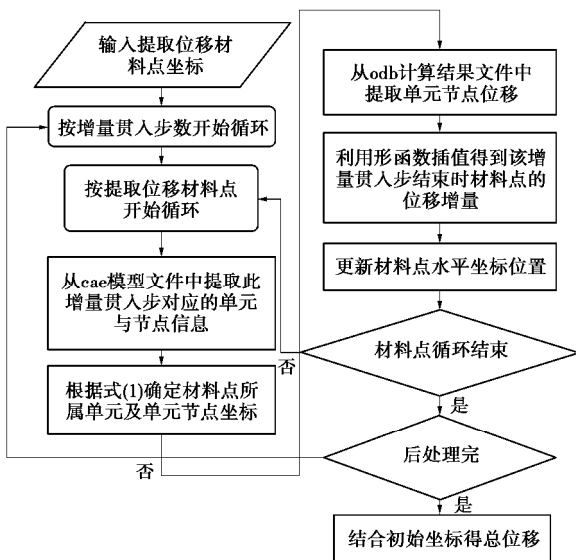


图 2 mesh-to-mesh 算法总位移 python 计算程序框图

Fig. 2 Flow chart of python program calculating displacement for mesh-to-mesh method

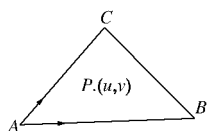


图 3 三角形单元示意图

Fig. 3 Schematic triangular element

由于土体位移包括水平和竖向两个方向, 本文第 3 节提取水平位移沿深度的分布时, 始终提取某一高程处的材料点的水平位移。对下文的 CEL 方法, 也进

行同样的处理。

1.2 CEL 算法

CEL 的计算结果只给出当前材料点的速度, 需要开发相应的数据后处理程序, 才能求解绝对位移^[15]。

由于钻井船在自由场地插桩时, 土体位移是沿插桩方向成轴对称的, 故本文数据处理程序针对 CEL 有限元模型中的轴对称面进行分析, 图 4 给出了计算土体位移的 python 数据处理程序框图。通过合理的 CEL 模拟, 并利用上述程序对计算结果进行处理即可求解土体位移, 步骤如下: ①建立钻井船在自由场地插桩时的 CEL 有限元模型, 并设置边界条件; ②设定插桩贯入速率以及计算结果输出间隔; ③提交任务, 施加重力荷载 (大约 10s); ④进行 CEL 插桩分析; ⑤启动与图 4 对应的 python 程序, 进行第 1 至第 n 增量时间段的位移计算, 并输出相应结果。

后处理计算时, 利用所开发的数据处理程序提取欧拉单元节点的速度, 并通过双线性插值得到材料质点的速度:

$$v = A(v_j - v_i) + v_i +$$

$$B[A(v_k - v_m - v_j + v_i) + v_m - v_i] \quad (2)$$

式中, i, j, k, m 为任一欧拉体单元四节点逆时针编号, v_i, v_j, v_k, v_m 为单元四节点速度, v 为单元内任意一点速度, $A=(x-x_i)/(x_j-x_i)$, $B=(y-y_i)/(y_k-y_i)$ 。

由于 CEL 有限元模型中, 欧拉单元网格不变, 其侧面形状始终为规则的矩形, 故按式 (3) 最小确定材料点所属的单元:

$$a = \min\{[(x-x_c)^2 + (y-y_c)^2]^{1/2}\} \quad (3)$$

式中, (x, y) 为材料点当前坐标; (x_c, y_c) 为单元重心坐标。

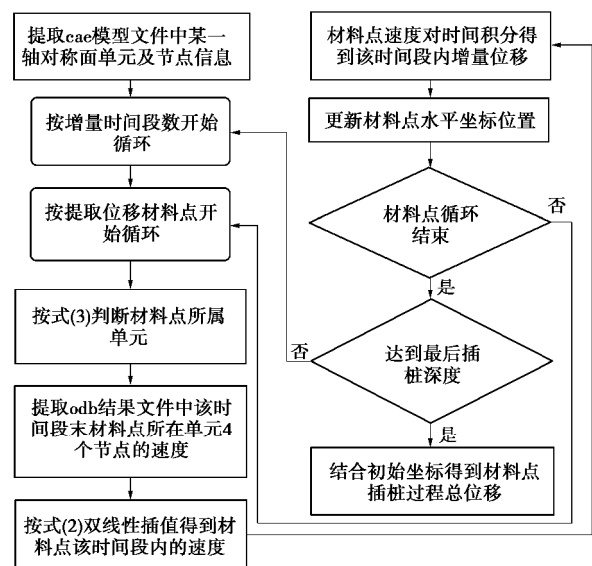


图 4 CEL 算法总位移 python 计算程序框图

Fig. 4 Flow chart of python program calculating displacement for CEL method

2 土体位移分析方法可行性验证

为验证上述两种计算方法的可行性, 利用上述方法对 Xie^[10] 进行的两组 100g 条件下的离心模型试验进行分析。表 1 给出了 Xie 进行的离心模型试验条件。计算中, 按桩靴最大直径处所在的位置确定插桩深度。

表 1 离心模型试验条件

Table 1 Details of centrifuge tests				
试验 编号	土层描 述	土层埋深 /m	桩靴直 径/m	贯入深度 /m
1	黏土	0~37	12	15
	砂土	37~40		
2	黏土	0~19	12	15
	砂土	19~40		

由于钻井船在自由场地插桩是一个轴对称问题, 按表 1 中的条件建立两种算法的有限元模型, 为简便, 图 5 给出按离心模型试验 2 建立的有限元模型。

对于图 5 (a) 中 mesh-to-mesh 有限元模型, 为便于网格重新划分, 采用三节点轴对称单元, 且有限元网格尺寸取 0.04 倍桩靴直径。

对于图 5 (b) 中 CEL 有限元模型, 采用 8 节点三维欧拉单元, 为增加土体位移结果的准确性, 距插桩中心 1.5 倍桩靴直径范围内采用细网格划分单元, 其网格尺寸为 0.03 倍桩靴直径; 1.5 倍桩靴直径以外范围网格尺寸取 0.1 倍桩靴直径。在有限元模型的泥面以上 10 m 范围内设置了的欧拉空穴单元。欧拉空穴单元是初始不包括任何材料属性的单元, 在计算中允许与之相邻的欧拉单元中变形后的欧拉材料流入和流出。由于插桩时, 桩靴周围土体会发生隆起变形, 为此在泥面以上设置一定高度的欧拉空穴单元, 以模拟土体的隆起与回淤。

计算中, 黏土层的本构关系采用服从 Mises 屈服准则的多级等向硬化弹塑性模型。参考文献[7]给出的两条典型三轴不固结不排水归一化应力应变曲线确定参数弹性模量与屈服应力, 见图 6。图 6 中虚线与实线分别表示非常软的黏土 (不排水剪切强度 $s_u < 12$ kPa) 到硬黏土 ($s_u = 50 \sim 100$ kPa) 典型不排水应力应变曲线, 图中的 s_u 为不排水剪切强度, $s_1 - s_3$ 为轴向偏应力。按 0.25% 应变对应的应力确定初始屈服应力, 从而确定土体的弹性模量; 按不排水剪切强度确定黏土破坏时的极限屈服应力。在初始屈服应力与极限屈服应力之间设置 10 个后继屈服应力及其对应的屈服应变, 以便更好地模拟黏土的不排水应力应变特性。对试验 1, Xie 的离心模型试验条件表明黏土层泥面处土体 $s_u = 2$ kPa, 属于非常软的黏土, 按图 6 中实线确定弹性模量与屈服应力; 在黏土层底面, 则按图 6 中虚线确定弹性模量与屈服应力。对于之间不同深度土

层的本构模型参数, 则按土层表面与底面处的本构模型参数, 通过线性插值确定。对试验 2, 黏土层泥面本构模型参数取值同试验 1, 而黏土层底面的本构模型参数按试验 1 中该深度处本构模型参数取值。计算中, 两个模型试验黏土层的泊松比均取 0.49, 以模拟黏土层的不排水性状, 黏土层有效重度为 6 kN/m³。黏土具体参数见表 2。采用服从 Mohr-Coulumb 屈服准则的理想弹塑性模型描述砂土层的应力应变特性。根据 Xie 的试验^[10], 泊松比取 0.3, 内摩擦角取 32°, 有效重度为 9 kN/m³, 且为克服由于黏聚力为零导致的计算不收敛问题, 计算时的砂土黏聚力取 1 kPa。根据 Xie 的建议^[10], 试验 1 的砂土弹性模量取 77 MPa, 试验 2 的砂土弹性模量取 130 MPa。

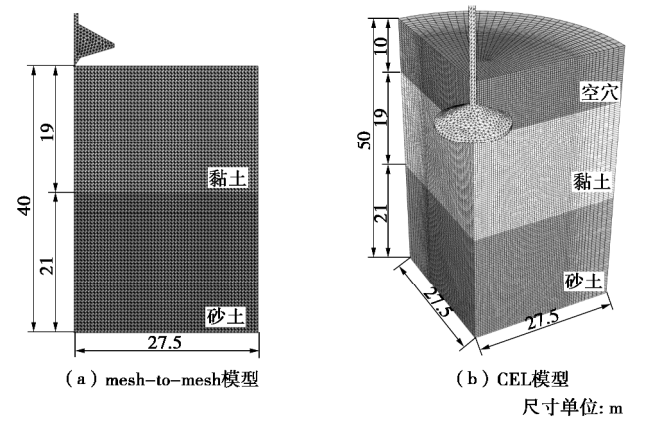


图 5 离心模型试验 2 的有限元模型
Fig. 5 FE models for centrifuge model test

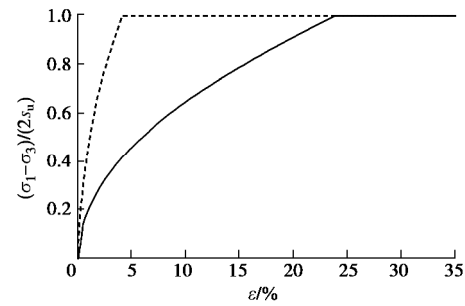


图 6 黏土典型归一化不排水应力应变曲线
Fig. 6 Typical normalized undrained stress-strain curves for clays

表 2 黏土模型参数

Table 2 Details of clay properties			
试验 编号	黏土表面 黏土底面 /m	黏土弹性模量 /MPa	s_u /kPa
1	0	1	2.0
	37	6	57.5
2	0	1	2.0
	19	3.1	31.5

图 7 给出了计算得出的试验 2 插桩至不同深度时土体的变形图。这些结果表明, 钻井船插桩至 9 m 时,

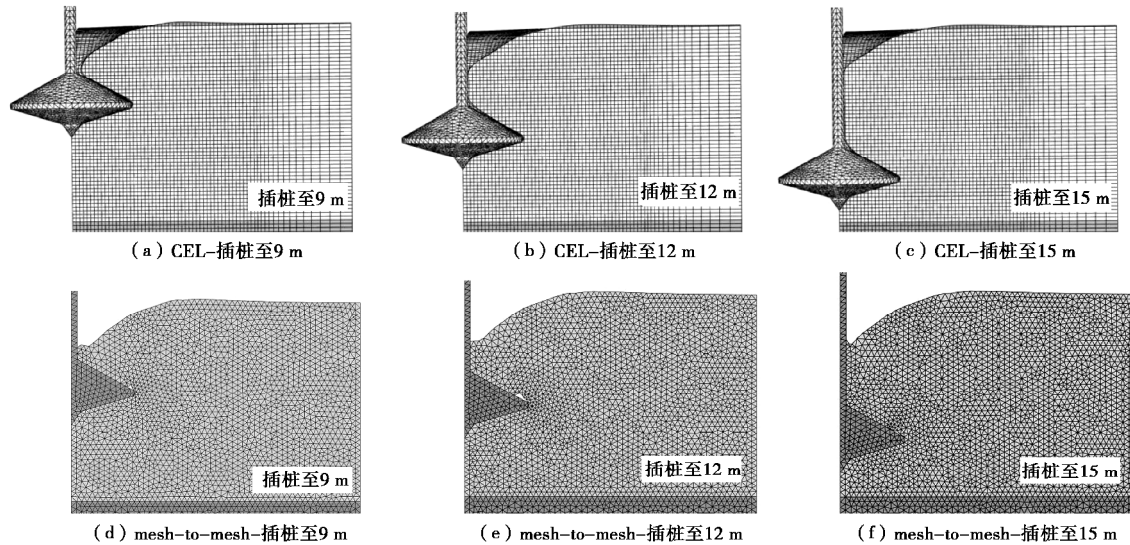


图 7 试验 2 插桩过程变形状态

Fig. 7 Soil deformation during penetration

周围土体即完全回淤, 离桩靴较近的位置土体有一定隆起, 插桩至最大深度时, 插桩位置处仍存在明显桩坑, 这与离心模型试验给出的 PIV 显示结果^[10]完全一致。

Xie 给出了插桩时距桩靴最大直径边缘 0.25 倍与 0.5 倍桩靴直径位置处实测的土体水平位移沿深度的变化^[10], 见图 8, 9 中的标记。利用上述开发的程序, 分别对 mesh-to-mesh 和 CEL 计算结果进行后处理, 对试验 1 提取 0.25 倍桩靴直径位置处土体水平位移, 对试验 2 提取 0.5 倍桩靴直径位置处的土体水平位移, 结果见图 8, 9 中的实线。计算与试验结果比较表明, 当插桩深度超过 9 m 后, 两种方法的计算都与离心模型试验结果较为一致, 其中 CEL 计算结果更接近试验结果。

综上, 无论是改进后的 mesh-to-mesh 算法还是 CEL 算法, 都可以用来分析自由场地插桩导致的土体位移, 其中, CEL 方法结果更接近离心模型试验结果。这里之所以把 mesh-to-mesh 作为一种计算土体极大位移的方法, 是因为该方法相比于 CEL 方法具有以下优点: mesh-to-mesh 方法在模拟钻井船在自由场地插桩引起的土体位移时, 可以采用轴对称的有限元模型, 从而大大减少了计算耗时, 有效提高计算效率; 同时, 由于 CEL 算法是一种显式动态分析, 而插桩过程是一个准静态过程, 需要采用很小的计算增量步, 以便尽量消除动态显示计算导致的惯性效应, 因此相比于 mesh-to-mesh 算法, CEL 计算需要花费较长的计算时间, 而 mesh-to-mesh 每一步都是一个静态计算, 不存在惯性力的问题; 另外, 这里的计算结果显示, 相比于 CEL 计算结果, mesh-to-mesh 计算

结果偏大, 从这个意义上讲, mesh-to-mesh 计算结果偏于安全。

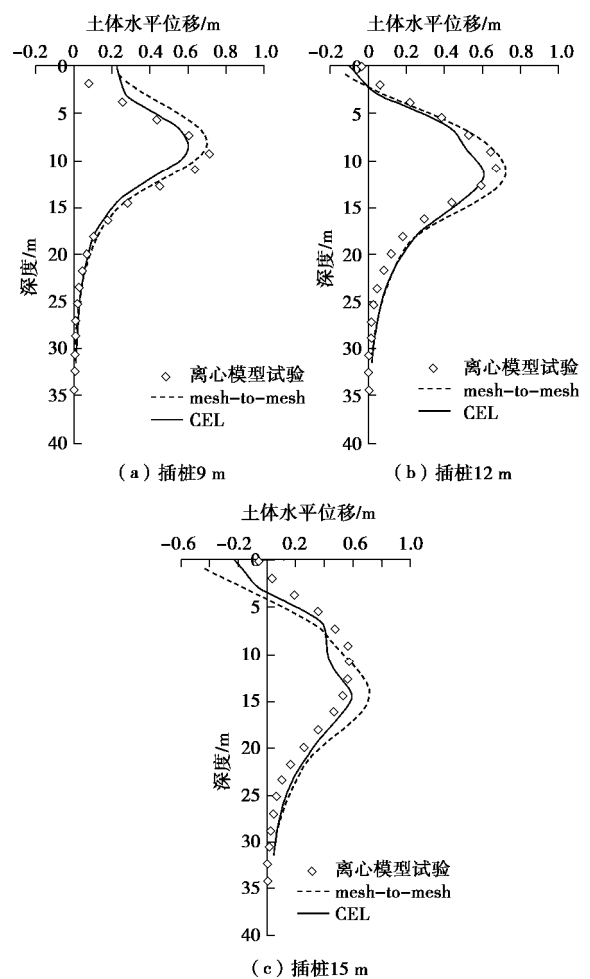


图 8 试验 1 计算与试验结果比较

Fig. 8 Comparison between calculated and test results for test 1

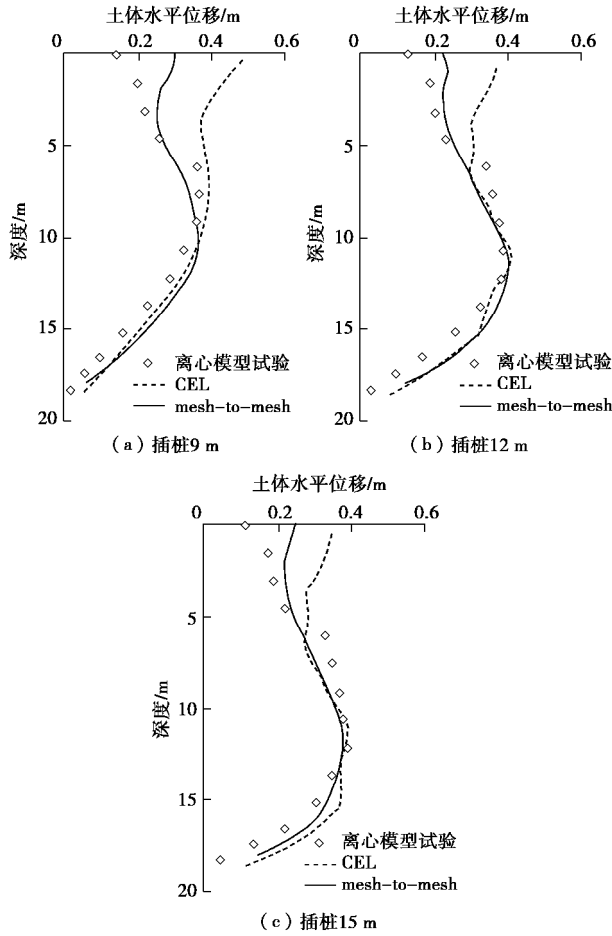


图9 试验2 计算与试验结果比较

Fig. 9 Comparison between calculated and test results for test 2

3 依据土位移确定桩身响应的方法

在求出自由场地土体位移后,就可以依据非线性地基梁理论形成按土体位移确定桩身响应的基本控制方程,进而建立依据土体位移求解桩身响应的有限差分求解方法^[16]。

图 10 给出了按土体位移求解桩身响应的非线性地基梁模型。图中: $y_s(z)$ 为求解出的自由场地土体侧向位移, $y_p(z)$ 为桩身位移, 桩土之间相对位移用 $y(z)$ 表示。根据非线性地基梁理论, 用式 (4) 表示桩身受到的侧向土压力。式 (5) 给出了非线性地基梁的挠曲微分方程。结合式 (4), 可得依据土体位移求解桩身响应的控制方程, 见式 (6)。

$$p(z) = k_s \cdot y(z) = k_s \cdot [y_s(z) - y_p(z)] \quad (4)$$

式中, $p(z)$ 为桩侧土压力; k_s 为地基反力系数 (N/m^3)。

$$E_p I_p \frac{d^4 y_p(z)}{dz^4} = p(z) \quad (5)$$

$$\frac{d^4 y_p(z)}{dz^4} + 4l^4 [y_p(z) - y_s(z)] = 0 \quad (6)$$

式中, $l = \sqrt[4]{k_s / 4E_p I_p}$ 为柔度系数。

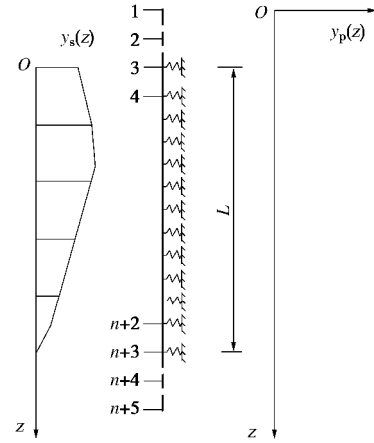


图10 非线性地基梁模型

Fig. 10 Nonlinear foundation beam model

由于土体沿深度不均匀分布, 为了按不同深度处的桩土相互作用 $p-y$ 曲线以及土体水平位移、按差分方法求解桩身响应, 首先将桩离散为 n 段, 每段长 d , 并在桩头以上和桩底以下各设置 2 个虚节点, 见图 10 中的虚线部分, 则桩头与桩底节点编号分别为 3 与 $n+3$, 进而将方程 (6) 改写为中心差分格式, 见式 (7)。由式 (7) 可以得到包含 $n+5$ 个变量的 $n+1$ 个方程, 通过补充桩头或桩底 4 个边界条件得到 $n+5$ 个方程组成的方程组。由于土的非线性特性, 方程组中 l 参数中的 k_s 不仅是深度的函数, 而且随桩土相对变形 ($y_p - y_s$) 而变化。所以, 在已知土的变形 y_s 后, l 取决于桩的变形 y_p , 于是由式 (8) 与补充边界条件组成的方程组是一个非线性方程组, 这里采用欧拉法求解该方程组^[3]。为此, 首先将上述求出的土体位移分为多个增量, 然后将方程 (7) 中各变量改写为增量的形式, 见式 (8):

$$y_p^{i-2} - 4y_p^{i-1} + (6 + 4(l_i d)^4)y_p^i - 4y_p^{i+1} + y_p^{i+2} = 4(l_i d)^4 y_s^i \quad (7)$$

$$\Delta y_p^{i-2} - 4\Delta y_p^{i-1} + (6 + 4(l_i d)^4)\Delta y_p^i - 4\Delta y_p^{i+1} + \Delta y_p^{i+2} = 4(l_i d)^4 \Delta y_s^i \quad (8)$$

式中, $3 \leq i \leq n+3$ 。

为建立边界条件, 式 (9) ~ (11) 分别给出了增量桩身位移与增量桩身弯矩、增量桩身剪力以及增量转角之间的关系。

$$\Delta M_i = E_p I_p (\Delta y_p^{i+1} - 2\Delta y_p^i + \Delta y_p^{i-1}) / d^2 \quad (9)$$

$$\Delta V_i = E_p I_p (\Delta y_p^{i+2} - 2\Delta y_p^{i+1} + 2\Delta y_p^{i-1} - \Delta y_p^{i-2}) / 2d^3 \quad (10)$$

$$\Delta q_i = (\Delta y_p^{i+1} - \Delta y_p^{i-1}) / 2d \quad (11)$$

式中, ΔM_i 为增量桩身弯矩, ΔV_i 为增量桩身剪力, Δq 为增量转角。

通常, 导管架海洋平台桩基础为细长桩, 桩头受

水平荷载 H 作用, 若将桩头视为固定桩头 (桩头转角为零), 且假定桩底的弯矩和剪力为 0, 故有以下边界条件:

$$\Delta y_p^5 - 2\Delta y_p^4 + 2\Delta y_p^2 - \Delta y_p^1 = 2\Delta H d^3 / EI, \quad (12)$$

$$\Delta y_p^4 - \Delta y_p^2 = 0, \quad (13)$$

$$\Delta y_p^{n+4} - 2\Delta y_p^{n+3} + \Delta y_p^{n+2} = 0, \quad (14)$$

$$\Delta y_p^{n+5} - 2\Delta y_p^{n+4} + 2\Delta y_p^{n+2} - \Delta y_p^{n+1} = 0. \quad (15)$$

结合式 (8), 可得

$$\begin{bmatrix} -1 & 2 & 0 & -2 & 1 \\ 0 & -1 & 0 & 1 & \\ 1 & -4 & 6+(l_3 d)^4 & -4 & 1 \\ & & \dots & & \\ & 1 & -4 & 6+(l_{n+3} d)^4 & -4 & 1 \\ & & & 1 & -2 & 1 \\ & & & -1 & 2 & 0 & -2 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta y_p^1 \\ \Delta y_p^2 \\ \Delta y_p^3 \\ \dots \\ \Delta y_p^{n+3} \\ \Delta y_p^{n+4} \\ \Delta y_p^{n+5} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2\Delta H d^3 / EI \\ 0 \\ 4(l_3 d)^4 \Delta y_s^3 \\ \dots \\ 4(l_{n+3} d)^4 \Delta y_s^{n+3} \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}. \quad (16)$$

按照 Xie 的离心模型试验条件与测量结果^[10], 桩头位移与转角均为零, 桩底弯矩与剪力也为零, 则相应的边界条件为

$$\Delta y_p^3 = 0, \quad (17)$$

$$\Delta y_p^4 - \Delta y_p^2 = 0, \quad (18)$$

$$\Delta y_p^{n+4} - 2\Delta y_p^{n+3} + \Delta y_p^{n+2} = 0, \quad (19)$$

$$\Delta y_p^{n+5} - 2\Delta y_p^{n+4} + 2\Delta y_p^{n+2} - \Delta y_p^{n+1} = 0, \quad (20)$$

由式 (17) ~ (20), 可得

$$\begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & & \\ 0 & -1 & 0 & & 1 \\ 1 & -4 & 6+(l_3 d)^4 & -4 & 1 \\ & & \dots & & \\ & 1 & -4 & 6+(l_{n+3} d)^4 & -4 & 1 \\ & & & 1 & -2 & 1 \\ & & & -1 & 2 & 0 & -2 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta y_p^1 \\ \Delta y_p^2 \\ \Delta y_p^3 \\ \dots \\ \Delta y_p^{n+3} \\ \Delta y_p^{n+4} \\ \Delta y_p^{n+5} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 4(l_3 d)^4 \Delta y_s^3 \\ \dots \\ 4(l_{n+3} d)^4 \Delta y_s^{n+3} \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}. \quad (21)$$

在已知不同深度非线性土弹簧变化关系 $p-y$ 曲线后, 采用欧拉法求解上述方程组步骤如下:

(1) 将土体位移分为 m 个增量土体位移:

$$\Delta y_s(z) = y_s(z) / m. \quad (22)$$

(2) 将 $p-y$ 曲线的初始斜率作为第 1 步计算的地基反力系数, 依据增量土体位移 Δy_s 求解方程组 (16) 或 (21)。

(3) 按求出的桩身增量位移 $(\Delta y_p)_j$ 及 Δy_s 确定本增量步结束时的 $\Delta y_j = [(\Delta y_p)_j - \Delta y_s]$, 进而确定增量步结束时的桩土相对位移 $y_j = y_{j-1} + \Delta y_j$ 。

(4) 根据 y_j 及 $p-y$ 曲线, 确定增量步结束时 $p-y$ 曲线的切线斜率, 将此做为下一个增量步计算时的地基反力系数。若部分桩土相互作用进入完全塑性阶段时, 切线斜率为 0, 在相应的增量计算中地基反力系数为 0, 即增量土压力为 0, 只要不是整个桩身范围内的土压力都达到极限 (破坏), 就可以继续计算。

(5) 依据增量土体位移 Δy_s 求解方程 (16) 或 (21)。

(6) 重复第 (3) 步至第 (5) 步的计算, 直到最后一个增量步。

(7) 按求解出的总桩身位移确定桩身弯矩和剪力。

4 求解桩身内力分析方法验证

按上述步骤求解桩身响应时, 需要已知桩身不同深度处的非线性土弹簧变化关系, 即 $p-y$ 曲线。这里假设按 Kondner^[13]提出的双曲线 $p-y$ 曲线与 API 规范^[12]给出的主动桩 $p-y$ 曲线确定计算所需的 $p-y$ 曲线分析桩身响应, 并与离心模型试验实测桩身响应进行比较, 阐明这种依据土体位移及上述 $p-y$ 曲线求解桩身响应的可行性。

Kondner^[13]建议的黏土双曲线 $p-y$ 关系为

$$p = y / (1/k_0 + y/p_u), \quad (23)$$

式中, p_u 为桩侧极限土压力, 取 $9s_u$, 其中 s_u 为土体不排水剪切强度 (kPa), y 为桩土相对位移, k_0 为初始地基反力系数。

表 3 给出了 API^[12]规范建议的软黏土 $p-y$ 关系。

表 3 API 规范推荐的 $p-y$ 关系

Table 3 $p-y$ curves of soft clay for short-term static case

p/p_u	0.00	0.50	0.72	1.00	1.00
y/y_c	0.0	1.0	3.0	8.0	∞

考虑到文献[7]的建议, 土体表面处 $s_u=2$ kPa, 属于非常软的黏土, 故将此处的 e_{50} 取为 6%; 泥面以下 37 m 处的黏土 $s_u=57.5$ kPa, 将此处的 e_{50} 取为 1%, 由于其任意深度土层的不排水剪切强度沿深度线性变化, 故按表层与底层的 e_{50} , 通过线性插值确定相应的

e_{50} 。

计算中，将土体位移分为 100 个增量步，图 11，12 给出了计算与试验结果。通过将两种 $p-y$ 曲线的计算结果与离心模型试验相比，发现除了试验 1 插桩 15 m 深的计算结果外，双曲线型的 $p-y$ 曲线与试验测得的弯矩结果更为相近。这说明上述依据土体位移求解桩身内力的方法是可行的。

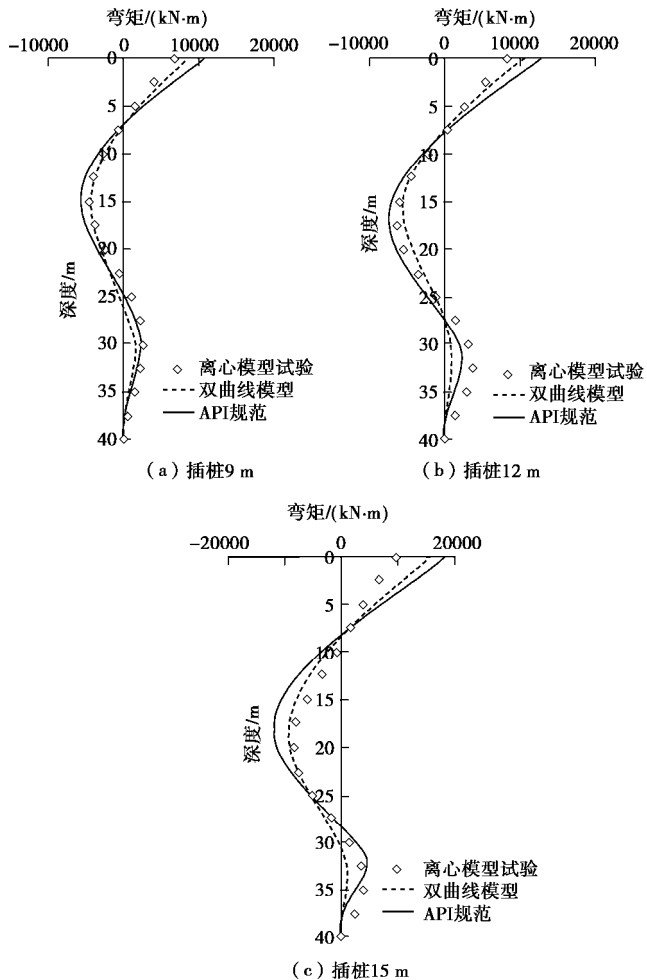


图 11 试验 1 计算与实测桩身弯矩比较
Fig. 11 Comparison of calculated and test results for test 1

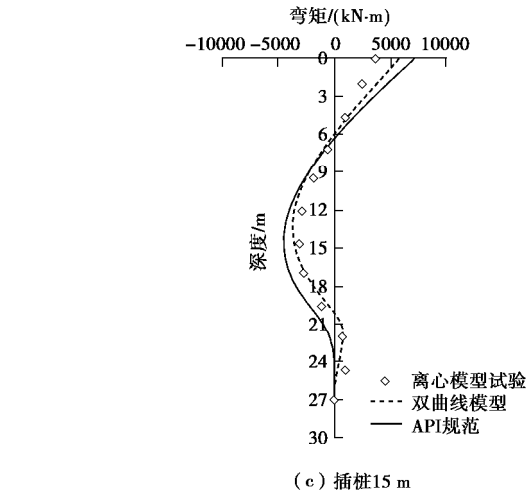
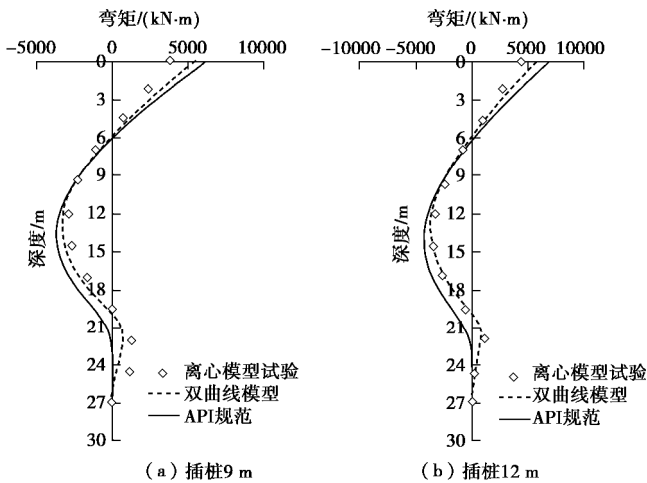


图 12 试验 2 计算与实测桩身弯矩比较

Fig. 12 Comparison between calculated and test results for test 2

5 结 语

钻井船在导管架平台附近进行插桩作业时，由于桩靴贯入海床会导致附近土体产生极大变形，同时伴随土体的隆起与回淤，所以难于应用已有应变路径法、扩孔理论等解析方法分析桩靴贯入海床时引起的自由场地土体位移，进而也就难于使用两段法分析钻井船插桩对邻近桩的影响。为此，本文在两段法的第一步中改进了分析材料大变形的 mesh-to-mesh 算法，并对 mesh-to-mesh 算法与 CEL 算法进行了后处理，形成了计算钻井船在自由场地插桩时土体位移的大变形有限元方法。通过与离心模型试验进行比较，发现 CEL 方法土体位移结果与试验更为相近，但 mesh-to-mesh 方法偏于安全，可以建立简单的轴对称模型，且不存在显式动态计算的惯性力等问题，也具有土体位移求解的适用性。

进而，又依据已有的非线性地基梁理论，将改进后的大变形有限元方法与非线性地基梁有限差分算法相结合，对两种常用的 $p-y$ 曲线关系的适用性进行了比较，与已有的离心模型试验结果进行比较，结果表明 Kondner 建议的 $p-y$ 曲线更适用于分析受钻井船插桩影响的平台桩基的受力性状。

综上，文中给出了一种适用于分析钻井船插桩对邻近平台桩影响的两段法，且该法得到的计算结果与离心模型试验结果基本吻合，从这个意义上讲，该法已经具备了分析实际工程问题的能力。

参考文献：

[1] 刘占阁, 王 栋, 栾茂田, 等. 钻井船基础压入对邻近平台桩基影响的有限元数值分析[C]// 中国土木工程学会第九届土力学及岩土工程学术会议论文集. 北京, 2003: 25 -

28. (LIU Zhan-ge, WANG Dong, LUAN Mao-tian. Numerical study of the influence of spudcan penetration on adjacent piles[C]// Chinese Institution of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Beijing, 2003: 25 - 28. (in Chinese))
- [2] POULOS H G. Effect of pile driving on adjacent piles in clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1994, **31**(6): 856 - 867.
- [3] GOH A T C, TEH C I, WONG K S. Analysis of piles subjected to embankment induced lateral soil movements[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, **123**(9): 792 - 801.
- [4] XU X T, LIU H L, LEHANE B M. Pipe installation effects in soft clay[C]// Proceedings of Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, 2006: 285 - 296.
- [5] THO K K, CHEN Z G, LEUNG C F, et al. Enhanced analysis of pile flexural behavior due to installation of adjacent piles[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2014, **51**: 705 - 711.
- [6] GRABE J, HENKE S. High-performance finite element and coupled Eulerian-Lagrangian simulations of pile installation processes[C]// Proceedings of 4th International Conference on Structural Engineering. Mechanics and Computation, Cape Town, South Africa. 2010: 63 - 68.
- [7] LI Y, ZHOU Y R, TAO J H, et al. Numerical study of spudcan penetration induced loading on an adjacent jacket pile in soft clays[C]// Proceedings of the Twenty-fifth International Ocean and Polar Engineering Conference, 2015: 692 - 699.
- [8] 吴永韧, 鲁晓兵, 王淑云, 等. Spudcan 基础贯入对固定平台基础影响[J]. 中国海洋平台, 2008, **23**(1): 35 - 38. (WU Yong-ren, LU Xiao-bing, WANG Shu-chun, et al. Effects of spudcan on pile foundations of fixed platform[J]. China Offshore Platform, 2008, **23**(1): 35 - 38. (in Chinese))
- [9] HOSSAIN M S, ZHENG J B, MENZIES D, et al. Spudcan penetration analysis for case histories in clay[J]. J Geotech Geoenviron Engrg, 2014, **140**(7): 04014034.
- [10] XIE Y. Centrifuge model study on spudcan-pile interaction[D]. Singapore: National University of Singapore, 2009.
- [11] ABAQUS 2013. ABAQUS Version 6.13 User's Manuals[M]. Providence City: SIMULIA, 2013.
- [12] American Petroleum Institute. Geotechnical and foundation design considerations[M]. 1st ed. ANSI/API Recommended Practice 2GEO, 2011.
- [13] KONDER R L. Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1963, **89**(1): 115 - 144.
- [14] TIAN Y H, CSSIDY M J, RANDOLPH M F, et al. A simple implementation of RITSS and its application in large deformation analysis[J]. Computers and Geotechnics, 2014(56): 160 - 167.
- [15] PUCKER T, GRABE J. Numerical simulation of the installation process of full displacement piles[J]. Computers and Geotechnics, 2012, **45**: 93 - 106.
- [16] POULOS H G, DAVIS E H. Pile foundation analysis and design[M]. Taipei: Rainbow Bridge Book Co, 1980: 163 - 225.

DOI: 10.11779/CJGE201801009

考虑风速影响的土表蒸发计算方法

滕继东^{1, 2}, 单 锋¹, 张 升^{1, 2}, 童 军³

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

3. 长江科学院水利部岩土力学与工程重点实验室, 湖北 武汉 430010)

摘 要: 土表蒸发是土体与大气相互作用的主要方式之一。由于土表蒸发与环境因素和土体性质密切相关, 目前准确计算土表蒸发量仍存在困难, 而其中的难点便是确定蒸发过程转折点的影响因素和表征方法。针对风速对蒸发过程的影响规律, 新研发了一套控制气候的非饱和土蒸渗试验装置, 可综合控制空气温度、相对湿度和风速等气象参数。蒸发试验选取了3种不同的土样, 分别设置12种不同的气候条件进行。试验结果表明风速越大, 即空气动力阻滞系数越小, 蒸发过程出现转折点时的临界含水率越大。理论推导和试验分析表明单纯用含水率单变量不能准确预测土表蒸发量, 还应考虑不同土体性质和风速等额外变量。结合理论推导, 提出一种计算土表蒸发量的新方法, 它将表层1cm的土体含水率作为变量, 同时利用田间持水率和空气动力阻滞系数来表征土性和风速的影响。

关键词: 气候控制蒸渗仪; 含水率; 相对蒸发率; 空气动力阻滞系数

中图分类号: TU433

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)01-0100-08

作者简介: 滕继东(1987-), 男, 讲师, 主要从事从事非饱和土力学等方面的教学和科研工作。E-mail: jdteng@csu.edu.cn。

New method for calculating soil surface evaporation considering effect of wind speed

TENG Ji-dong^{1, 2}, SHAN Feng¹, ZHANG Sheng^{1, 2}, TONG Jun³

(1. Civil Engineering College, Central South University, Changsha 410075, China; 2. National Engineering Laboratory for

High-Speed-Railway Construction, Changsha 410075, China; 3. Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of Ministry

of Water Resources, Yangtze River Scientific Research Institute, Wuhan 430010, China)

Abstract: Soil surface evaporation is one of the main processes in the soil-atmosphere interaction. Since it is highly related to meteorological factors and soil properties, the determination of evaporation from soil surface remains a challenge, and the key point is to determine the critical water content where the evaporation changes from constant rate stage into falling rate stage. To investigate the effect of wind speed on soil evaporation, a climate control apparatus is newly developed, with a feature of completely controlling air temperature, relative humidity and wind speed. 12 climatic conditions are applied to 3 kinds of soil specimens to carry out the evaporation tests. The results show that a lower aerodynamic resistance always leads to a higher critical water content, only the water content cannot allow an accurate estimation, and the additional variables accounting for soil texture and wind speed must be included as well. Moreover, a simple approach to parameterizing the evaporation is presented by using the water content of top 1-cm layer as a variable and considering the effect of soil texture and wind speed.

Key words: climate control apparatus; water content; relative evaporation ratio; aerodynamic resistance

0 引 言

土表蒸发量的计算与很多岩土工程建设密切相关, 如垃圾填埋场覆盖系统的设计, 非饱和土边坡含水率分布的计算, 膨胀土浅基础的隆起预测等^[1-4]。一些关于干旱灾害的调查表明, 蒸发是自然灾害分析中的重要内容^[5]。Yasufuku 等^[6]指出, 蒸发量的估计是干旱区荒漠化治理的重要一环。在近二十多年, 很多学者针对蒸发课题开展了大量的研究, 并认为蒸发过程是岩土工程中非常关键的边界条件^[7-14]。

土表蒸发是土体与大气水气交流的主要方式之一, 这一过程不仅与土的湿度、蒸气压、温度梯度、基质吸力、孔径等物理性质和状态参数相关, 而且与大气的空气流动性质相关。由于蒸发过程的复杂性, 包括水热气的耦合和土气界面的空气动力流动特性,

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目(2014CB047001); 国家自然科学基金项目(51508578)

收稿日期: 2016-10-24

*通讯作者(E-mail: 13787261865@126.com)

准确预测土表蒸发速率仍是学术界的一个难点^[3]。在岩土工程领域,传统方法是用潜在蒸发量 E_p 来估计蒸发量或蒸发损失量^[15]。潜在蒸发量 E_p 是指蒸发过程不受水分限制,有充足的水分补给(如自由水面)时的水分蒸发量。Penman^[16]将 E_p 表示为气象参数的函数,并得到广泛认可和应用。而土表的实际蒸发量 E_a 区别于 E_p ,在蒸发初始阶段土体接近饱和状态时 E_a 可近似等于 E_p ,随着蒸发的进行, E_a 逐渐减小并小于 E_p 。但目前关于 E_a 的估计,并没有公认的计算方法。一些学者尝试建立相对蒸发率 E_a/E_p 与土体含水率 q 的关系,来预测土表蒸发的演化规律,一方面由于 E_p 是可确定的参量,另一方面希望通过 E_a 与 E_p 的比值抵消大气因素的影响^[17]。目前,主要有两类方法来表达 E_a/E_p 与 q 的关系。第一类方法建立相对蒸发率 E_a/E_p 与 r_s 的理论表达式, r_s 为土体孔隙中水气扩散的空气动力阻滞系数。土体孔隙阻滞系数 r_s 和含水率 q 的关系可用经验公式表示,很多学者已提出了不同的表达式^[18-22]。但每个经验表达式都有相应的适用条件,也就是说,对于不同土体类型或不同气候条件土体孔隙阻滞系数 r_s 都不一样^[23]。第二类方法直接建立含水率 q 与相对蒸发率 E_a/E_p 的关系^[24-26],但这类方法往往忽略了气候条件对相对蒸发率的影响。最近的一些研究发现表明,随着风速的改变,土表蒸发量 E_a 和潜在蒸发量 E_p 变化的比例并不同,也就是说,相对蒸发率应该与风速条件相关^[17, 27-29]。而且 Shokri 等^[30]和 Shahraeeni 等^[31]从孔隙尺度开展的试验也得到同样的试验结论。尽管学者们意识到相对蒸发率与气候和土性状态均相关,但由于不能找到单个变量或理想的土体状态参数来衡量土表蒸发,能够广泛适用于各类土性和气候条件的相对蒸发率 E_a/E_p 的表达方法是一个值得探究的课题。

本文首先从理论上推导 E_a/E_p 的表达式,探讨其相关因素和表达式形式;其次介绍一种新型的气候控制蒸渗仪,并基于该仪器开展了大量的土体蒸发试验。根据试验结果,分析土体性质和气候条件对相对蒸发率的影响规律。最后结合理论表达式和试验结果,本文提出了一种考虑土性和风速条件的土表蒸发量的新方法,并给出了各参数的定义和量化方法。

1 土表蒸发过程的理论推导

自由水面的潜在蒸发量 E_p 可以表示为质量传递的形式:

$$E_p = r \frac{q^*(T_w) - q_a}{r_a}, \quad (1)$$

式中, r 为空气的密度 (kg/m^3), q^* 为饱和绝对湿度,

是温度的函数 (kPa/kPa), T_w 为水表面的温度 (K), q_a 为一定高度水蒸气的绝对湿度 (kPa/kPa), r_a 为水蒸气运移的空气动力阻滞系数 (s/m),通常为风速的函数^[32]。

按照其物质迁移机理,土表蒸发过程可以分为两个阶段,如图1所示。在第一阶段,水蒸气通过扩散运动从蒸发面迁移到土层表面。这里,蒸发面定义为土体中水分由液态连续状态到不连续状态的物理分界面。在第二阶段,水蒸气以层流或紊流形式从土层表面迁移到空气中。

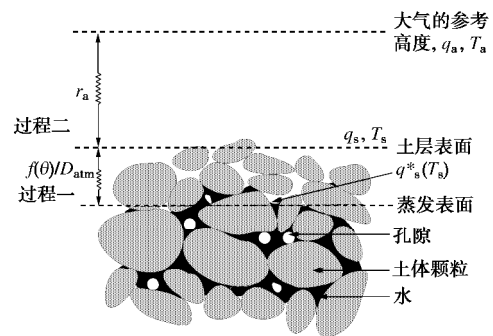


图1 土表蒸发机理示意图 (修改自 Vande Griend^[20])

Fig. 1 Schematic illustration of resistance to vapor diffusion from soil pores to atmosphere (after Vande Griend and Owe, 1994)

假设在蒸发的第一阶段中忽略对流、弥散等过程,物质迁移以扩散运动为主,水分迁移量(蒸发量)可以参考 Kondo 等^[27]给出的表达式:

$$E_a = r \frac{q^*(T_s) - q_s}{f(q)/D_{atm}}. \quad (2)$$

式中 $q^*(T_s)$ 为在土体温度 T_s 时蒸发面的饱和绝对湿度; q_s 为土体表面的水蒸气绝对湿度 (kPa/kPa); $f(q)/D_{atm}$ 表示水蒸气从土体孔隙内部扩散到土层表面受到的阻力; $f(q)$ 为土体含水率 q 的函数,表征不同含水率的土体对水蒸气在内部迁移的阻滞作用; D_{atm} 为水蒸气在空气中的扩散系数 (m^2/s)。

在过程二,水蒸气的迁移量可以参考公式(1)的形式写为

$$E_a = r \frac{q_s - q_a}{r_a}. \quad (3)$$

根据质量守恒定律,两个阶段的物质迁移量是相等的。结合式(2)、(3)并消去参数 q_s , 土体表面蒸发量 E_a 可以表示为,

$$E_a = r \frac{q^*(T_s) - q_a}{r_a + \frac{f(q)}{D_{atm}}}. \quad (4)$$

进一步,忽略土体内部温度梯度的影响,假设 T_w 和 T_s 相等,用式(4)除以式(1),可得相对蒸发率

E_a/E_p 的表达式:

$$\frac{E_a}{E_p} = \frac{1}{1 + \frac{f(q)}{D_{atm} r_a}} \quad (5)$$

由于 D_{atm} 在特定的空气温度条件下是一个常数, 所以式 (5) 可以改写为

$$\frac{E_a}{E_p} = \frac{1}{1 + F(q, r_a)} \quad (6)$$

式中, $F(\theta, r_a)$ 为一个待解项, 目前并无严格的理论表达式, 可以根据经验建立。上述推导过程说明相对蒸发率 E_a/E_p 是含水率 q 和空气动力阻滞系数 r_a 的函数。

2 室内蒸发试验

2.1 试验仪器

蒸发试验基于自主研发的气候控制蒸渗仪, 如图 2 所示^[33]。目前能够较好地控制气候条件来研究土体水分蒸发量的专门仪器相对较少, 该仪器具有综合控制气候条件的特点, 包括温度、相对湿度、风速等。该装置主要由环境室和蒸发室两部分组成。环境室为丙烯酸材料的圆柱体, 内部有一系列控制温度、湿度的元器件。空气温度由电阻加热器和冷冻器自动调节控制, 当环境室内温度低于设定温度时电阻加热器就会运行, 反之冷冻器运行。除湿器和超声波加湿器用于控制湿度, 同样由程序控制自动调节。气流混合器用于混合环境室内的空气, 温湿度传感器安装在环境室顶部以监测温湿度指标。环境室下方的控制面板用来设置各项参数并实时显示监控。

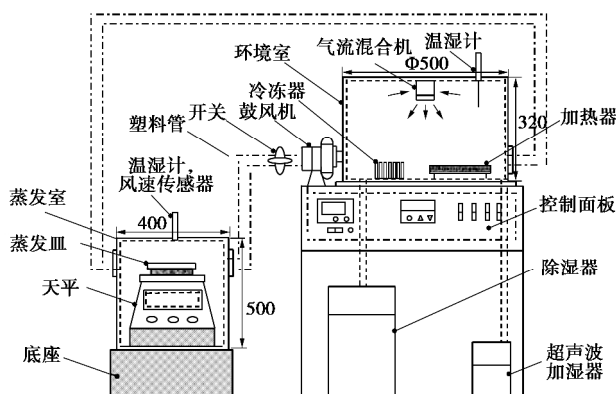


图 2 蒸渗仪的示意图

Fig. 2 Schematic diagram of climate control apparatus

蒸发室用于进行试验和土样含水率状态测量, 它通过两根导管 (直径 3.5 cm) 与环境室相连。导管的前部安装有鼓风机可控制风速。蒸发室设有温度、湿度和风速传感器, 测得的指标通过程序反馈给控制面板, 进而控制环境室内各元器件的工作。高精度电子

天平 (精度 0.01 g) 用于称量蒸发皿 (直径 10 cm, 厚度 1 cm) 上土样的质量。在电子天平和蒸发皿之间设置绝缘的泡沫塑料, 以隔绝竖向温度传导的影响。最后, 所有的数据通过 UCAM-60A 数据采集器进行实时记录。

2.2 试验材料和试验过程

蒸发试验选用 3 种不同土体进行, 分别为 K-3 砂、K-7 砂和粉煤灰。K-3 和 K-7 分别为粗粒和细粒石英砂, 粉煤灰为一种颗粒均匀、细小的粉土。3 种土样的相关物理性质参数如表 1 所示。需要指出的是, 本次试验试样的厚度设定为 1 cm, 一方面由于本次试验为单元体试验, 试样厚度小可消除水分竖向传递的影响, 有利于考察土-气界面的边界蒸发过程; 另一方面, 1 cm 厚度的土样较为适合计算蒸发过程土体含水率变化, 小于 1 cm 的厚度时, 土体含水率受蒸发皿等边界因素影响较大。在气象学和土壤物理学领域, Toya 等^[34]进行的试验选取土样厚度为 2.5~5 cm, Kondo 等^[27]认为土样厚度选取 2 cm 最优, Chanzy 等^[17]推荐一组 3~10 cm 的土样厚度, Merlin 等^[23]认为任意土样厚度都可接受。可见, 学者们并未对试样厚度达成一致, 鉴于本次试验的可操作性, 笔者认为 1 cm 的试样厚度是可取的。试验中将 K-3 砂和 K-7 砂散铺装入蒸发皿中, 将试样抹平后, 用蒸馏水液滴将试样浸润至饱和状态。对于粉煤灰则用抽真空方法先将试样饱和, 然后装入蒸发皿并测量初始含水率。由于粉煤灰的制样过程为非原位制样, 在将饱和试样移入蒸发皿时, 会造成一定水分丧失, 因此其初始状态为非饱和 (如表 1 所示)。

针对 3 种土样, 设置 12 种气象条件进行蒸发试验, 如表 2 所示。在气象条件中, 温度均维持在 25°C (±1.0 °C); 相对湿度设有 3 个级别, 分别为 40% (±2.37%), 60% (±3.24%) 和 80% (±3.47%); 风速设有 4 个级别, 分别为 0.5 m/s (±0.09 m/s), 1.4 m/s (±0.13 m/s), 2.5 m/s (±0.21 m/s) 和 3.6 m/s (±0.16 m/s)。在土样进行蒸发试验之前, 用纯水装入蒸发皿, 测量 12 组气象条件下分别对应的潜在蒸发量 E_p , 并利用式 (1) 反算空气动力阻滞系数 r_a , 结果如表 2 所示。

由表 2 可知对相同的风速条件, 空气动力阻滞系数变化不大, 说明该参数是相对可靠的。对于每组蒸发试验, 每隔 5 min 记录一次土样的质量, 直至蒸发到完全风干状态。由初始含水率和瞬时记录的土体质量, 可以确定土体的含水率变化和土体表面的实际蒸发量 E_a 。同时, 土体温度、空气温度和相对湿度等参数的也被连续记录下来。

表 1 3 种土样的物理参数
Table 1 Summary of properties of soil samples

土样	土粒相对密度	质量密度/(g·cm ⁻³)	砂粒/%	粉粒/%	黏粒/%	不均匀系数	曲率系数	平均粒径/mm	初始状态
K-3 砂	2.67	1.33	100	0	0	1.21	0.69	0.606	饱和
K-7 砂	2.67	1.45	85.8	14.2	0	3.57	1.20	0.214	饱和
粉煤灰	2.26	1.17	0	100	0	1.93	1.17	0.025	非饱和

表 2 试验条件
Table 2 Experimental conditions

项目	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12
温度/℃	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
相对湿度/%	40	40	40	40	60	60	60	60	80	80	80	80
风速/(m·s ⁻¹)	0.5	1.4	2.5	3.6	0.5	1.4	2.5	3.6	0.5	1.4	2.5	3.6
潜在蒸发量/(mm·s ⁻¹)	0.16	0.32	0.40	0.49	0.11	0.21	0.27	0.35	0.054	0.11	0.14	0.17
空气动力阻滞系数/(s·m ⁻¹)	320.12	160.06	128.05	104.53	310.42	162.60	126.47	97.56	316.17	155.21	121.95	100.43

3 结果和讨论

3.1 土体性质对相对蒸发率的影响

对于 K-3 砂、K-7 砂和粉煤灰, 在 C8 条件下, 相对蒸发率 E_a/E_p 随时间 t 的变化如图 3 所示。根据图 3 可将蒸发可以分成 3 个阶段: ①常速率蒸发阶段, ②降速率蒸发阶段, ③残余阶段。尽管蒸发室内风速有轻微的变化, 在初始阶段土样的相对蒸发率 E_a/E_p 均在 1.0 附近上下浮动, 经过一定时间后趋于稳定并逐渐开始下降。对于起始阶段 E_a/E_p 存在大于 1.0 的情况, 笔者探讨原因包括以下两点: ①由于系列理论推导中假设式 (1)、(2) 中的土体温度 T_s 和水温 T_w 相同, 以致理想状态下的 E_a/E_p 的表达式最大值为 1.0。而实际试验中土颗粒的热传导能力大于水, 也即试验中 T_s 会略大于 T_w , 所以相对蒸发率 E_a/E_p 是可能略大于 1.0 的。②土体的实际蒸发速率取决于蒸发表面积, 土体颗粒的弯曲增加了顶面水膜的总表面积, 而潜在蒸发量取决于静水的表面水膜面积, 土颗粒的总表面积大于静水表面积, 也可能是起始阶段 E_a/E_p 大于 1.0 的诱因。

对 3 种土样而言, 相对蒸发率开始下降的先后顺序是粉煤灰、K-7 砂、K-3 砂, 这是因为三者的初始含水率不同, 初始含水率越大蒸发进入转折点的时间越迟。K-7 砂和粉煤灰表现出相似的变化趋势: 在第二阶段相对蒸发率逐渐减小, 然后进入较低速率稳定蒸发的阶段三。而 K-3 砂则没有明显的阶段三。这说明不同土体性质对水蒸气扩散的阻力是不同的。

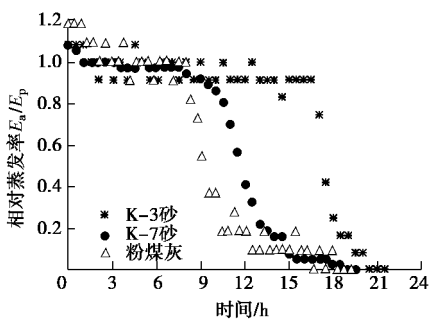


图 3 相对蒸发率与时间的散点图

Fig. 3 Relative evaporation rate versus evaporating time for K-3 sand, K-7 sand and fly ash

3 种土样在 12 组气象条件下的相对蒸发率 E_a/E_p 随含水率 q 变化的散点图如图 4 所示。由图可知, 相对蒸发率开始下降时对应的临界含水率不同, K-3 砂、K-7 砂和粉煤灰的临界含水率分别为 2.5%~6%, 6%~10%和 6%~12%, 说明土体颗粒越细, 蒸发过程出现拐点的临界含水率越高。另外, 根据图 4 中 3 种土样在不同风速下的试验结果, 可见风速对蒸发过程有明显影响, 风速越大, 同种土样同样体积含水率下对应的 E_a/E_p 值越小。

试验结果表明相对蒸发率与土体性质和含水率状态有关, 但仅利用这两个指标仍不够充分, 需引入风速的表征指标。以 K-7 砂含水率为 4%为例(图 4(b)), 其对应的相对蒸发率 E_a/E_p (图中纵坐标数值) 由 0.4 变化到 0.9。其他两种土体也呈现出类似的试验结果, 这说明对于特定的土样和含水率状态, 其对应的相对蒸发率并不唯一, 需要综合考虑风速大小才能准确确定相对蒸发率 E_a/E_p 。

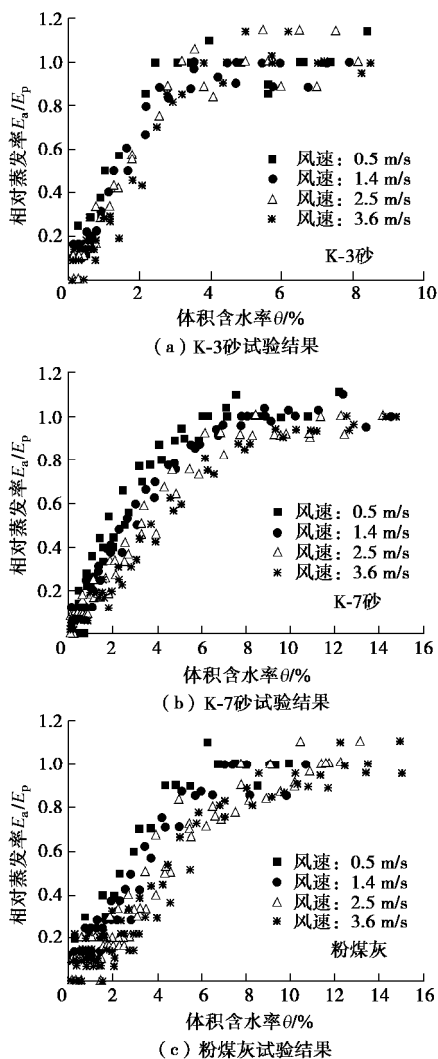


图4 相对蒸发率与含水率的散点图

Fig. 4 Relative evaporation rate versus volumetric water content for K-3 sand, K-7 sand and fly ash

3.2 空气动力阻滞系数对相对蒸发率的影响

由理论推导中的式(6)可知,相对蒸发率 E_a/E_p 的表达式中含有空气动力阻滞系数的待解项 $F(q, r_a)$, 而且相对蒸发率与空气的风速边界相关, 因此, 需进行大量试验对 $F(q, r_a)$ 项加以确定。以 K-7 砂为例, 将空气湿度相同, 风速不同的 C1~C4, C5~C8 和 C9~C12 的试验结果绘于图 5 中。由图 5 可知, 当 $E_a/E_p \approx 1.0$ 时, 空气动力阻滞系数 r_a 的影响很小。当 $E_a/E_p < 1.0$ 时, r_a 越大 E_a/E_p 越大。其实当 $E_a/E_p < 1.0$ 时, 随着 r_a 增大 E_p 会减小, 而相应的 E_a 减小的程度较小, 造成 E_a/E_p 变大。

将蒸发过程 $E_a/E_p < 1.0$ 时的临界含水率用 q_c 表示。临界含水率的物理意义可表述如下, 在常速率蒸发阶段, 水分向上运移以毛细水作用为主, 能够满足常速率的蒸发需求; 随着含水率逐渐减少, 非饱和导水能力不足以维持潜在蒸发量, 此时, 蒸发转入减速率阶

段, 而这时的含水率即为临界含水率 q_c 。所以, q_c 与土体的非饱和透水能力和潜在蒸发量均相关, 而且通常临界含水率低于饱和时的体积含水率。

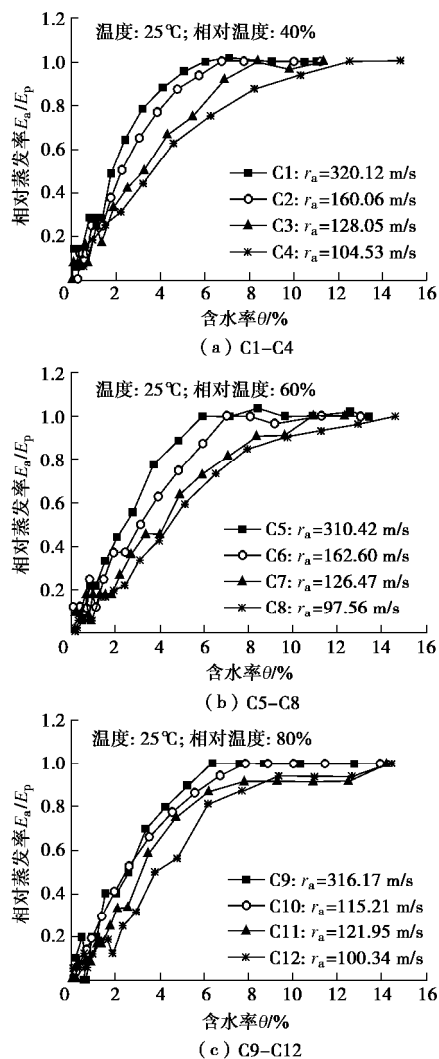


图5 K-7 砂相对蒸发率与含水率的折线图

Fig. 5 Relative evaporation rate versus volumetric water content for K-7 sand

结合试验结果, 空气动力阻滞系数 r_a 对临界含水率 q_c 的影响可归纳如图 6 所示。 r_{a1} 和 r_{a2} 代表两种风速条件 ($r_{a1} < r_{a2}$), 其对应的蒸发过程临界含水率分别用 θ_{c1} 和 θ_{c2} 表示。由图 6 可知, 空气动力阻滞系数越小则临界含水率越大, 也即土样越早进入减速率蒸发阶段。

3.3 计算相对蒸发率的理论

上述理论和试验结果说明, 关于相对蒸发率 E_a/E_p 的合理预测, 需要综合利用土体性质、含水率状态和风速条件 (或空气动力阻滞指标)。由于 E_a/E_p 在阶段一是近于 1.0 的定值, 在阶段二和三是变值, 3 个阶段的变化规律不同, 因此, 可以采用临界含水率区分阶段一和阶段二、三, 并用分段函数分别描述两部分的

蒸发过程。在阶段一，将 $E_a/E_p=1.0$ 代入式 (6)，可得 $F(q, r_a)=0$ 。对于阶段二和三，由于平方根函数能较好地拟合蒸发的下降过程曲线^[35]，参考 Schlunder^[36]给出的微观薄板液滴蒸发的解析形式，本文提出了 $F(q, r_a)$ 的表达式：

$$F(q, r_a) = \frac{q_c}{q} - \sqrt{\frac{q_c}{q}} \quad (7)$$

通过试验可以得到不同土样在 12 个条件的相对蒸发率 E_a/E_p ，进而利用式 (6) 可以分别推求 $F(q, r_a)$ 的试验值。另外，根据各组试验条件得到的 q_c 值，代入预测公式 (7)，可以得到 $F(q, r_a)$ 的预测值。将试验值和预测值绘于图 7，可以发现，对于 K-3 砂、K-7 砂和粉煤灰 3 种土样，试验值和预测值吻合度很高。而当 $F(q, r_a)$ 的值超过 10 时，二者吻合存在一定偏差，但此时相对蒸发率 E_a/E_p 已经很小(小于 0.1)， $F(q, r_a)$ 的预测值带给 E_a/E_p 的误差的影响可以忽略。因此，用式(7)描述阶段二和阶段三的蒸发下降过程是合理。

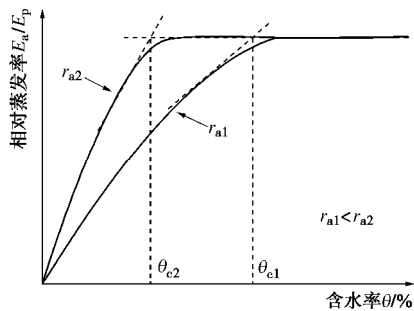


图 6 空气动力阻滞系数对相对蒸发率影响示意图

Fig. 6 Schematic illustration of aerodynamic resistance influence on relative evaporation rate

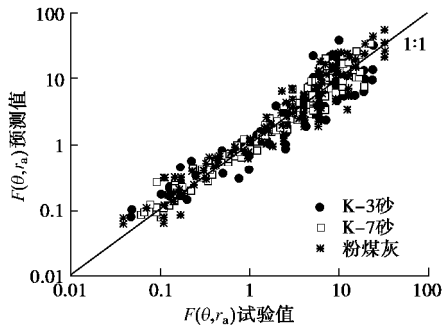


图 7 $F(q, r_a)$ 试验值与预测值的散点图

Fig. 7 Scatter diagram of estimated values of $F(q, r_a)$ versus results calculated from experiment data

下一步即确定临界含水率 q_c 的表征方法，以将阶段二和阶段二、三进行分段。设一个参数 k 表示临界含水率 q_c 和体积含水率 q 的比值：

$$k = \frac{q_c}{q} \quad (8)$$

将式 (7)、(8) 代入式 (6)，可得相对蒸发率 E_a/E_p 的预测方程：

$$\frac{E_a}{E_p} = \begin{cases} 1 & (k \leq 1) \\ \frac{1}{1 + k - \sqrt{k}} & (k > 1) \end{cases} \quad (9)$$

由前文知，临界含水率与土体性质和空气动力阻滞系数有关。这里用田间持水率 q_{fc} 来表征土体性质， q_{fc} 定义为土体在 33 kPa 的基质势或者 0.1 mm/day 的水力传导率所对应的体积含水率^[26, 7]，其数值随土性变化。本文参考 Lee 等^[26]对不同土性的 q_{fc} 建议值，将土性范围从粗砂到黏土的修正值列于表 3。为进一步研究 q_c 与 r_a 的关系，这里将三种试验土样和文献试验数据的 q_c/q_{fc} 值和 $1/r_a$ 的关系绘于图 8。需要指出的是，图 8 中的数据点涵盖粗砂到黏土的多种土性，包括引自 Wilson 等^[15]的 Beaver creek 砂，标准粉土和 Regina 黏土，引自 Komatsu^[29]的农业壤土和砂土。由图 8 不难发现，不同土样的 q_c/q_{fc} 与 $1/r_a$ 呈较好的线性关系，其经验公式表示如下：

$$\frac{q_c}{q_{fc}} = \frac{49.83}{r_a} + 0.30 \quad (10)$$

结合式 (8)、(10) 并消去 q_c ，则 k 表示为

$$k = \left(\frac{49.83}{r_a} + 0.30 \right) \times \frac{q_{fc}}{q} \quad (11)$$

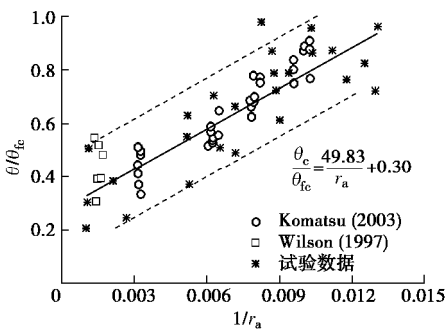


图 8 临界含水率与空气动力阻滞系数关系式

Fig. 8 Relationship between critical water content and aerodynamic resistance

表 3 各类土体的田间持水率

Table 3 Values of field capacity for several soils

土体类型	粗砂	细砂	砂质壤土	壤土	粉土	砂质黏土	粉质黏土	黏土
q_{fc}	0.065	0.123	0.195	0.240	0.152	0.310	0.370	0.367

因此, 相对蒸发率 E_a/E_p 可以通过式 (9)、(11) 计算得到。该模型共有 3 个参数: 1 cm 厚度的顶层土体体积含水率 q 、空气动力阻滞系数 r_a 和田间持水率 q_{fc} 。其中, 含水率 q 可以直接测量, 空气动力阻滞系数 r_a 可以根据风速确定, 田间持水率 q_{fc} 可参考表 3 得到, 对于未列入的土体, 则可参考 Arya 等^[38]给出的传递函数, 利用颗粒粒径分布和密度等参量推求。该模型由两个公式组成, 公式 (9) 具有严密的理论推导, 公式 (11) 由经验数据拟合得到。该模型公式形式简单, 易于应用, 而且能够同时考虑土性、含水率状态和风速条件对蒸发过程的影响, 对前人研究进行了较好的完善和补充。需要指出的是, 本文仅讨论了控制蒸发过程的土表特征, 也即边界特征, 假定试验中的薄土层为单元体而不考虑水力传导。如果在蒸发过程中考虑足够的土体厚度, 那需要综合考虑水-气在土中的耦合迁移过程, 而本文提出的模型, 则可作为土-气的蒸发边界使用。

4 结 语

本文基于新研发的一种气候控制蒸渗仪, 对 K-3 砂、K-7 砂和粉煤灰分别做了 12 组不同气象条件的蒸发试验。该仪器能够综合控制温度、相对湿度和风速。结果表明仅用土体含水率指标并不能对土的蒸发过程进行合理表征, 需要综合考虑土体性质和风速条件。另外, 试验结果表明土壤颗粒越细小, 空气动力阻滞系数越小, 蒸发进入降速阶段的临界含水率越大。

利用 $F(q, r_a)$ 项, 将蒸发过程分为稳定蒸发的阶段一和降速率蒸发的阶段二、三两部分, 并分别给出了降速率阶段 $F(q, r_a)$ 的表达式。进一步结合试验和文献结果, 本文提出了一个综合考虑土性、含水率状态和风速条件的土表蒸发计算方法, 该模型具有 3 个易测量的参数: 1 cm 厚度的表层土体的体积含水率、空气动力阻滞系数和田间持水率。尽管该模型仍属于半经验公式, 但其形式简单易用, 对前人提出的方法进行了较好的补充和完善。

本文试验中使用的土样类型有限, 后续关于其他土体的蒸发试验还需大量进行并对计算方法进行验证。而且, 本文假定试验土体为单元体, 简化了温度梯度和水气迁移对表层土体蒸发的影响, 后续的研究应加以综合探究。

参考文献:

[1] WILSON G W, FREDLUND D G, BARBOUR S L. Coupled soil-atmosphere modeling for soil evaporation[J]. Can Geotech J, 1994, 31:151 - 161.

[2] BLIGHT G E. Measuring evaporation from soil surfaces for environmental and geotechnical purposes[J]. Water S A, 2002, 28(4): 381 - 394.

[3] BLIGHT G E. The vadose zone soil-water balance and transpiration rate of vegetation[J]. Géotechnique, 2003, 53(1): 55 - 64.

[4] YANFUL E K, MOUSAVI S M, YANG M. Modeling and measurement of evaporation in moisture-retaining soil covers[J]. Adv Environ Res, 2003, 7: 783 - 801.

[5] CUI Y J, GAO Y B, FERBER V. Simulating the water content and temperature changes in an experimental embankment using meteorological data[J]. Eng Geol, 2010, 114: 456 - 471.

[6] YASUFUKU N, LIU Q, FURUKAWA Z. A geotechnical challenge for combating desertification: application of self-watering system in unsaturated arid ground[R]. International Joint Symposium on Urban Geotechnics for Sustainable Development, 5 - 21.

[7] BLIGHT G E. Interaction between the atmosphere and the earth[J]. Géotechnique, 1997, 47(4): 715 - 767.

[8] CUI Y J, LU Y F, DELAGE P, et al. Field simulation of in situ water content and temperature change due to ground-atmosphere interactions[J]. Géotechnique, 2005, 55(7): 557 - 567.

[9] CUI Y J, ZORNBERG J G. Water balance and evapotranspiration monitoring in geotechnical and geoenvironmental engineering[J]. Geotech Geol Eng, 2008, 26: 783 - 798.

[10] FREDLUND D G, VU H Q, STIANSON J. Engineering protocols for the assessment of the net moisture flux at the ground surface[J]. Geotech Eng J, 2010, 41(4): 1 - 11.

[11] RAJEEV P, CHAN D, KODIKARA J. Ground-atmosphere interaction modeling for long-term prediction of soil moisture and temperature[J]. Can Geotech J, 2012, 49: 1059 - 1073.

[12] TENG J D, YASUFUKU N, LIU Q, et al. Analytical solution for soil water redistribution during evaporation process[J]. Water Sci Technol, 2013, 68(12): 2545 - 2551.

[13] 唐朝生, 施 斌, 顾 凯. 土中水分的蒸发过程试验研究[J]. 工程地质学报, 2011, 19(6): 875 - 881. (TANG Chao-sheng, SHI Bin, GU Kai. Experimental research on evaporation of soilmoisture[J]. Engineering Geology, 2011, 19(6): 875 - 811. (in Chinese))

[14] TENG J D, YASUFUKU N, ZHANG S, et al. Modelling water content redistribution during evaporation from sandy

- soil in the presence of water table[J]. *Computer & Geotechnics*, 2016, **75**: 210 – 224.
- [15] WILSON G W, FREDLUND D G, BARBOUR S L. The effect of soil suction on evaporative fluxes from soilsurfaces[J]. *Can Geotech J*, 1997, **34**: 145 – 155.
- [16] PENMAN H L. Natural evaporation from open water, bare soil and grass[J]. *Proc R Soc Lond*, 1948, **193**: 120 – 145.
- [17] CHANZY A, BRUCKLER L. Significance of soil surfaces moisture with respect to daily bare soil evaporation[J]. *Water Resour Res*, 1993, **29**(4): 1113 – 1125.
- [18] MONTEITH J L. Evaporation and surface temperature[J]. *Q J R Meteorol Soc*, 1981, **107**: 1 – 27.
- [19] CAMILLO P J, CURNEY R J. A resistance parameter for bare soil evaporation models[J]. *Soil Sci*, 1986, **141**: 95 – 105.
- [20] VAN de G A, OWE M. Bare soil surface resistance to evaporation by vapor diffusion under semiarid conditions[J]. *Water Resour Res*, 1994, **30**(2): 181 – 188.
- [21] DAAMEN C C, SIMMONDS L P. Measurement of evaporation from bare soil and its estimation using surface resistance[J]. *Water Resour Res*, 1996, **32**: 1393 – 1402.
- [22] ALUWIHARE S, WATANABE K. Measurement of evaporation on bare soil and estimating surface resistance[J]. *Env Eng*, 2003, **129**(12): 1157 – 1168.
- [23] MERLIN O, BITAR A A, RIVALLAND V, et al. An analytical model of evaporation efficiency for unsaturated soil surfaces with an arbitrary thickness[J]. *Appl Meteorol Climatol*, 2011, **30**: 1354 – 1365.
- [24] BARTON I J. A parameterization of the evaporation from nonsaturated surfaces[J]. *Appl Meteorol*, 1979, **18**: 43 – 47.
- [25] MAHFOUF J F, NOILHAN J. Comparative study of various formulations of evaporation from bare soil using in situ data[J]. *Appl Meteorol*, 1991, **30**: 1354 – 1365.
- [26] LEE T J, PIELKE R A. Estimating the soil surface specific humidity[J]. *Appl Meteorol*, 1992, **31**: 480 – 484.
- [27] KONDO J, SAIGUSA N, SATO T. A parameterization of evaporation from bare soil surface[J]. *Appl Meteorol*, 1990, **29**: 385 – 389.
- [28] YAMANAKA T, TAKEDA A, SUGITA F. A modified surface-resistance approach for representing bare-soil evaporation: wind tunnel experiments under various atmospheric conditions[J]. *Water Resour Res*, 1997, **33**(9): 2117 – 2128.
- [29] KOMATSU T S. Towards a robust phenomenological expression of evaporation efficiency for unsaturated soil surfaces[J]. *Appl Meteorol*, 2003, **42**: 1330 – 1334.
- [30] SHOKRI N, LEHMANN P, VONTOBEL P, et al. Drying front and water content dynamics during evaporation from sand delineated by neutron radiography[J]. *Water Resour Res*, 2008, **44**: W06418.
- [31] SHAHRAEENI E, LEHMANN P, OR D. Coupling of evaporative fluxes from drying porous surfaces with air boundary layer: characteristics of evaporation from discrete pores[J]. *Water Resour Res*, 2012, **48**: W09525.
- [32] MONTEITH J L. Evaporation and environment[J]. *Symposia of the Society for Experimental Biology*, 1965, **19**: 205 – 224.
- [33] TENG J D, YASUFUKU N, LIU Q, et al. A climate control apparatus and its application to evaluate evaporation process[C]// *Proceedings of 8th International Symposium on Lowland Technology*. Bali, 2012: 161 – 166.
- [34] TOYA T, YASUDA N. Parameterization of evaporation form a non-saturated bare surface for application in numerical prediction models[J]. *Metrol Soc Jpn*, 1988, **66**: 729 – 739.
- [35] CHEN X D. On the characteristic drying rate approach to correlating experimental results of the drying of moist porous materials[J]. *Can J Chem Eng*, 2002, **80**: 984 – 990.
- [36] SCHLUNDER E U. On the mechanism of the constant drying rate period and its relevance to diffusion controlled catalytic gas phase reaction[J]. *Chem Eng Sci*, 1988, **43**(10): 2685 – 2688.
- [37] MILLY P C D. Potential evaporation and soil moisture in general circulation models[J]. *Clim*, 1992, **5**(3): 209 – 226.
- [38] ARYA L M, PARIS J F. A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data[J]. *Soil Sci*, 1981, **45**: 1023 – 1030.

DOI: 10.11779/CJGE201801010

堆石体的填筑标准与级配优化研究

朱 晟^{1,2}, 钟春欣¹, 郑希镭², 高庄平¹, 湛正刚³

(1. 河海大学水文水资源与水利工程科学国家重点实验室, 江苏 南京 210098; 2. 河海大学水利水电学院, 江苏 南京 210098;
3. 中电建贵阳勘测设计研究院, 贵州 贵阳 550081)

摘 要: 基于分形理论, 进行了大量堆石料室内相对密度试验、压缩试验以及三轴试验, 对堆石料级配与干密度、压缩模量、破坏强度、颗粒破碎等工程特性之间的关系进行了深入研究。结果表明: ①级配对堆石料的物理力学性质影响明显, 且随着试验应力的增加, 其差异性越来越大。如粒度分形维数 D 在 2.22~2.63 的良好级配范围内, 制样相对密度取 1.0 时, 堆石料干密度在 2.026~2.311 g/cm³ 之间, 相差 14%; 在 3.2~6.4 MPa 压力范围内的压缩模量相差 2.47 倍; 制样相对密度取 0.8 时, 在 1.6 MPa 围压时的三轴试验破坏剪应力相差 23%。②相同相对密度条件下, 随着粒度分形维数的增加, 堆石料的极值干密度或孔隙率、压缩模量、破坏应力均表现为先增大、后减小的规律, 在 $D=2.56\sim 2.62$ 附近均存在极值点, 对应 P5 含量在 35% 左右, 细粒含量过多时的“砂化”现象, 导致颗粒骨架效应减弱, 堆石的工程性质劣化, 极值点对应的临界分形维数控制堆石料的工程性质。③堆石料的粒度分形维数与颗粒破碎之间存在良好的规律, 即粒度分形维数越高, 颗粒破碎越小, 可通过级配优化设计控制堆石料的颗粒破碎。④基于堆石体的孔隙率可描述为粒度分形维数和相对密度的函数, 首次提出了基于变形控制的孔隙率和相对密度双控指标, 作为高坝堆石体的填筑标准, 并结合如美 300 m 级堆石坝, 提出了堆石料级配优化确定的方法。

关键词: 分形理论; 堆石; 孔隙率; 相对密度; 填筑标准; 颗粒破碎; 级配优化

中图分类号: TU441; TV641.4

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)01-0108-08

作者简介: 朱 晟(1965-)男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事土石坝等水工岩土和环境岩土方面的研究。E-mail: szhu@hhu.edu.cn。

Filling standards and gradation optimization of rockfill materials

ZHU Sheng^{1,2}, ZHONG Chun-xin¹, ZHENG Xi-lei², GAO Zhuang-pin¹, ZHAN Zhen-gang³

(1. State key laboratory of Hydrology-Water resources and Hydraulic Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;

2. Hydroelectric college, Hohai University, Nanjing 210098, China; 3. Hydrochina Guiyang Design Institute, Guiyang 550081, China)

Abstract: Based on the fractal theory, a large number of relative density tests, compression tests and triaxial tests on rockfill are carried out. The relationships among gradation, dry density, compressive modulus, failure strength and particle breakage of rockfill are thoroughly investigated. The results show that: (1) The particle gradation has obvious effect on the physical and mechanical properties of rockfill, such as when the particle fractal dimension D is in a good gradation ranging from 2.22 to 2.63, the relative density of samples is 1.0, and the dry density of rockfill is 2.026 ~ 2.311 g/cm³, the differences increase by 14%. The compressive modulus in the range of 3.2 ~ 6.4 MPa increases by 2.47 times. The test breaking strength of triaxial tests under confining pressure of 1.6 MPa increases by 23%. (2) Under the same relative density, with the increase of the particle fractal dimension D , the values of extreme dry density or porosity, compressive modulus and shear failure strength of rockfill materials increase firstly and then decrease, the extreme points occur at $D = 2.56 \sim 2.62$, and the corresponding P5 content is about 35%. The differences of the above values are more and more obvious with the increasing stress. When the content of fine particles is too high, the "sanding" phenomenon decreases the particle matrix effect and the engineering properties of rockfill are deteriorated, and the critical fractal dimension corresponding to the extreme points is adopted to control the engineering properties of rockfill materials. (3) There is a good rule between the fractal dimension of rockfill and the particle crushing, that is, the higher the fractal dimension of the particle gradation is, the smaller the particle crushing is, and it is effective to control the particle crushing of rockfill through the optimal design of the gradation. (4) Because the porosity of rockfill can be described as a function of fractal dimension and relative density

of particles, the double control standards of porosity and relative density based on the deformation control of high

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2017YFC0404805, 2017YFC0404801)

收稿日期: 2017-07-10

rockfill dams are put forward for the first time. Combined with the gradation design of 315 m-high Rumei rockfill dam, the method of gradation optimization is put forward.

Key words: fractal theory; rockfill material; porosity; relative density; filling standard; particle breakage; gradation optimization

0 引言

开发中国西部地区丰富的水能资源, 需要修建 300 m 级的高坝大库。两河口、双江口等一批 300 m 级心墙堆石坝已经在建, 如美、古水、拉哇、大石峡等一批 300 m 级面板坝也进入可研设计阶段^[1]。对于筑坝材料而言, Cooke^[2]认为不良级配也能满足堆石坝的运行要求, 不必规定优良级配的要求。基于此, 规范^[3-4]仅要求小于 5 mm 颗粒含量不超过 30%, 细粒含量 (小于 0.075 mm) 不超过 5%, 较为简单; 高坝堆石体的填筑标准问题也鲜见研究成果。对于变形控制与变形协调问题突出的 300 m 级高坝, 堆石料到底需要具备什么工程特性, 才能更好地满足大坝安全要求, 是当前坝工界亟需解决的重大技术难题。

近年来分形理论开始应用于粗粒土的研究, 在颗粒破碎方面的成果较多。Mcdowell 等^[5-7]、Turcotte^[8]认为任何初始级配, 破碎后都将趋向一种自相似分布, 在极限高压下颗粒破碎达到终止状态, 粒径级配服从分形分布。张季如等^[9]利用单轴压缩试验装置, 研究了石英砂破碎过程, 认为在压力达到 25.6~51.2 MPa 时, 颗粒已呈现近似分形分布, 且随着试验压力增大, 破碎后级配的分形维数增大。可见, 分形分布是颗粒堆积料的最终稳定分布。

对于堆石坝而言, 即使 300 m 级高坝的坝内最大应力也仅 6 MPa 左右, 仅仅依靠坝体自身应力, 通过颗粒破碎作用将任意填筑级配演化为自相似的分形分布, 对于硬岩堆石料而言是非常困难的。近期研究者^[10-12]从推导筑坝堆石料满足严格数学分形的理论级配出发, 结合爆破试验和室内试验, 提出了相应堆石料填筑级配的设计方法; 并在此基础上, 应用分形理论, 研究堆石料干密度的尺寸效应^[13], 以及进行堆石料颗粒破碎分析^[14-16]。

本文结合堆石料的室内物理力学试验, 在级配满足分形分布的基础上, 分别选取极值干密度、压缩模量和抗剪强度、颗粒破碎等评价指标, 考察不同级配堆石料的工程力学性能, 研究满足特高坝堆石体变形控制要求的填筑标准和相应堆石料填筑级配。

1 试验方案

堆石料试验包括相对密度试验、侧限压缩试验以及大型三轴试验。

1.1 试验仪器

分别采用河海大学 TYY-800 大型 k_0 测试仪、LSW-1000 三轴大型剪切试验机进行堆石料的侧限压缩试验和三轴试验, 仪器最大轴向压力 1000 kN, 最大围压可达 3.5 MPa; 自制相对密度试验仪, 采用表面振动法测定风干堆石料最大干密度, 试样表面静载为 14 kPa, 振动频率为 40 Hz, 试验振动历时取 8 min。

1.2 试验方案

试验取弱风化—微新英安岩堆石料, 岩体比重为 2.67, 饱和抗压强度为 55~75 MPa, 属硬岩堆石料。

试验堆石料最大控制粒径为 60 mm, 选取共 16 组级配进行室内相对密度和侧限压缩试验, 压缩试验按相对密度 1.0 的标准制样, 试验级配为满足分形分布的连续级配, 计算公式为

$$P(d_i) = 100 \cdot \left(\frac{d_i}{d_{\max}} \right)^{3-D}, \quad (1)$$

式中, D 为试验级配的粒度分形维, 具体级配曲线见图 1 所示。

选取图 1 中的粒度分形维数分别等于 2.48, 2.51, 2.56, 2.59 和 2.70 共 5 组级配, 进行室内大型三轴试验, 制样按相对密度等于 0.8 的标准控制。为描述方便, 文中试验前级配的粒度分形维数通称为 D_z , 试验结束后筛分的级配为 D_p 。

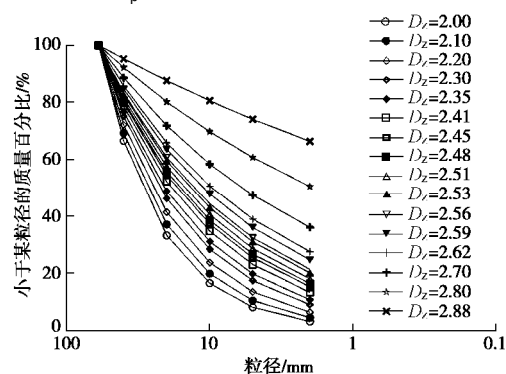


图 1 堆石料相对密度和侧限压缩试验级配

Fig. 1 Relative density of rockfill and gradation of confined compression tests

2 试验结果分析

2.1 相对密度试验

图 2 为 16 组级配的堆石料相对密度试验结果与粒度分形维数的关系曲线。可见, 随着粒度分形维数的增加, 堆石料平均粒径由 30 mm 逐步减小到 1.9 mm,

试验最大干密度由1.923 g/cm³先增大到2.311 g/cm³然后减小到2.256 g/cm³, 最小干密度则由1.537 g/cm³增大到1.761 g/cm³然后减小到1.67 g/cm³, 最大干密度、最小干密度与制样分形维数 D_z 都有良好的规律, 可以用一元三次函数很好地拟合; 其试验干密度曲线存在明显的拐点或临界点, 对应临界点的分形维数为2.59。分析原因, 主要是因为随 D_z 的增加, 堆石料的平均粒径逐步减小, 细颗粒含量逐步增加, 使得颗粒充填关系改善而干密度逐步提高, 当 $D_z=2.59$ 时达到最优充填状态, 粗粒骨架和细粒充填均达到最优状态, 堆石体干密度达到最大值2.311 g/cm³, 小于5 mm颗粒含量为36.1%, 大于文献[17]建议的30%; 随着细颗粒含量进一步增加, 级配趋于更为均匀, 出现“砂化”现象, 使得颗粒充填关系变差, 导致极值干密度试验曲线出现拐点现象。

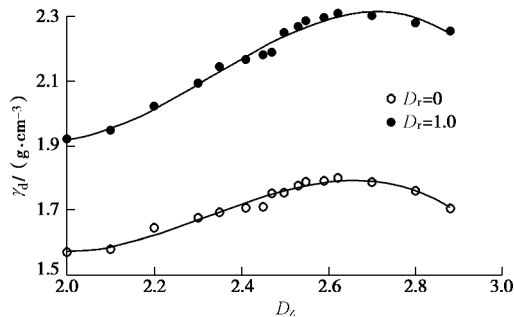


图2 堆石料级配与干密度关系曲线

Fig. 2 Relationship between aggregate gradation and dry density

参考文献[12]堆石料良好级配范围的粒度分形维数在2.2~2.63之间, 则当 D_z 在2.2时的最大干密度2.026 g/cm³, 当 D_z 为2.59时的最大干密度达到2.311 g/cm³, 提高约14%。可见即使在良好级配范围, 级配对堆石料填筑密度的影响仍然十分明显。

2.2 侧限压缩试验

为模拟300 m级特高坝的工作压力, 设计本次试验压力由0.0分级加载到3.2 MPa, 然后卸载, 再连续分级加载到6.4 MPa。每组级配重复试验1次, 取两组试验平均值计算压缩模量, 以减小试验结果的离散性。

图3(a)为堆石料压缩试验结果, 可见随着荷载增加, 堆石料的应力应变呈现明显的非线性。为便于比较分析, 按不同加载区间分段整理压缩模量见图3(b)。分析各加载区间压缩模量和 D_z 的相关性, 采用

$$E_s = \frac{1}{a_0 + b_0 \cdot D_z + c_0 \cdot D_z^2} \quad (2)$$

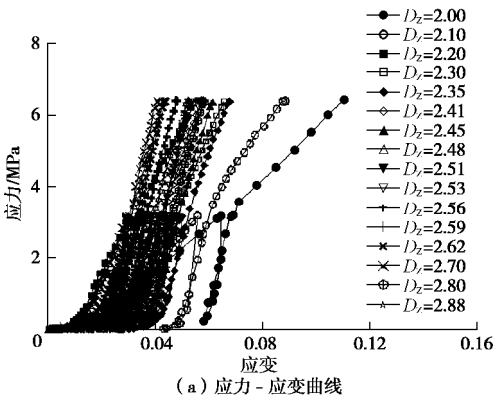
拟合两者之间的关系, 回归分析的结果见表1所示。

由表1和图3(b)可见: ①在0~0.2 MPa的小压力范围内, 采用式(2)拟合的效果较差, 不同级配对应

的压缩模量差别较小, 如 $D_z=2.30$, 2.55时的压缩模量分别为12.39, 13.55 MPa, 较为接近; 当采用与级配无关的压缩模量等于13.05 MPa的常量进行直线拟合时, 则 $R^2=0.97$, 说明小压力条件下级配对压缩模量的影响不明显, 压实的堆石体抵抗外荷时表现出良好的整体性能。②当试验压力增加到0.2~0.8 MPa范围时, 与文献[18]类似, 不同级配的压缩模量试验结果存在明显的离散性, 分析原因可能是此时颗粒之间由于接触应力增加, 颗粒滑移重排和颗粒破碎等原因引起。③随着试验压力大于0.8 MPa时, 级配与压缩模量的相关性开始提高, 其特点主要表现在如下两个方面: 一是随着 D_z 的增加, 压缩模量出现先增加到某一峰值后再减小的规律, 可以用式(2)较好地拟合两者之间的关系, 存在最优压缩模量的级配, 如在1.6~3.2 MPa区间内, $D_b = -b/2c = 2.621$, 在3.2~6.4 MPa区间内, $D_b = -b/2c = 2.617$, 两者的临界分形维数非常接近。二是试验压力越高, 级配对堆石料的压缩模量影响越大, 压缩模量与 D_z 的相关性越强, 相关系数越大。如堆石料的 $D_z=2.2$, 2.62两组级配, 在0.8~1.6 MPa的压力范围内的压缩模量分别为113.22, 154.57 MPa, 后者为前者的1.49倍; 当试验压力升高到3.2~6.4 MPa范围内, 压缩模量分别为130.18, 321.26 MPa, 后者急剧增加到前者的2.47倍。说明坝越高, 自重与水压力等荷载越大, 级配对压缩模量的影响越大, 对于强调变形控制的高堆石坝, 其级配优化的重要性越突出。

表1 压缩模量与 D_z 之间函数的系数

Table 1 Coefficients of functions for compression modulus and D_z				
应力区间 /MPa	a_0	b_0	c_0	R^2
0~0.2	-0.006	0.072	-0.015	0.201
0.2~0.4	0.196	-0.129	0.024	0.352
0.4~0.8	0.141	-0.103	0.020	0.496
0.8~1.6	0.150	-0.111	0.022	0.934
1.6~3.2	0.205	-0.153	0.029	0.984
3.2~6.4	0.163	-0.121	0.023	0.995



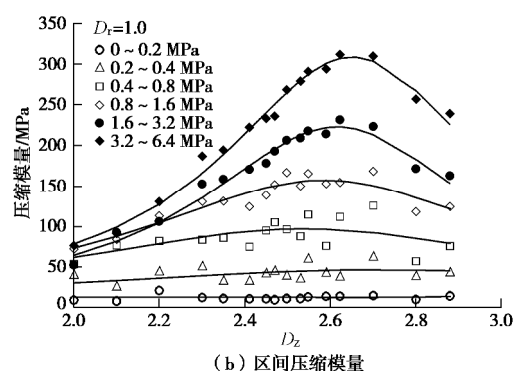


图 3 堆石料级配与压缩模量的关系

Fig. 3 Relationship between gradation and compression modulus

2.3 大型三轴试验

5 组堆石料的大型三轴试验结果见图 4 所示。表 2 及图 5 为堆石料级配与峰值剪应力的关系。可见：①随着 D_z 的增加，堆石料的峰值剪应力同样表现为先增加后减小的趋势，最大值出现在 $D_z=2.56\sim 2.59$ 之间；②高围压条件下堆石料级配对于强度的影响更大，如 D_z 为 2.48, 2.56 两组级配，当围压为 0.4 MPa 时，破坏应力分别为 2.28, 2.31 MPa，两者非常接近；试验围压升高到 3.1 MPa 时，破坏应力分别为 11.86, 13.37 MPa，前者减小到后者的 88%。总体而言，级配对于堆石料强度的影响相对较小。

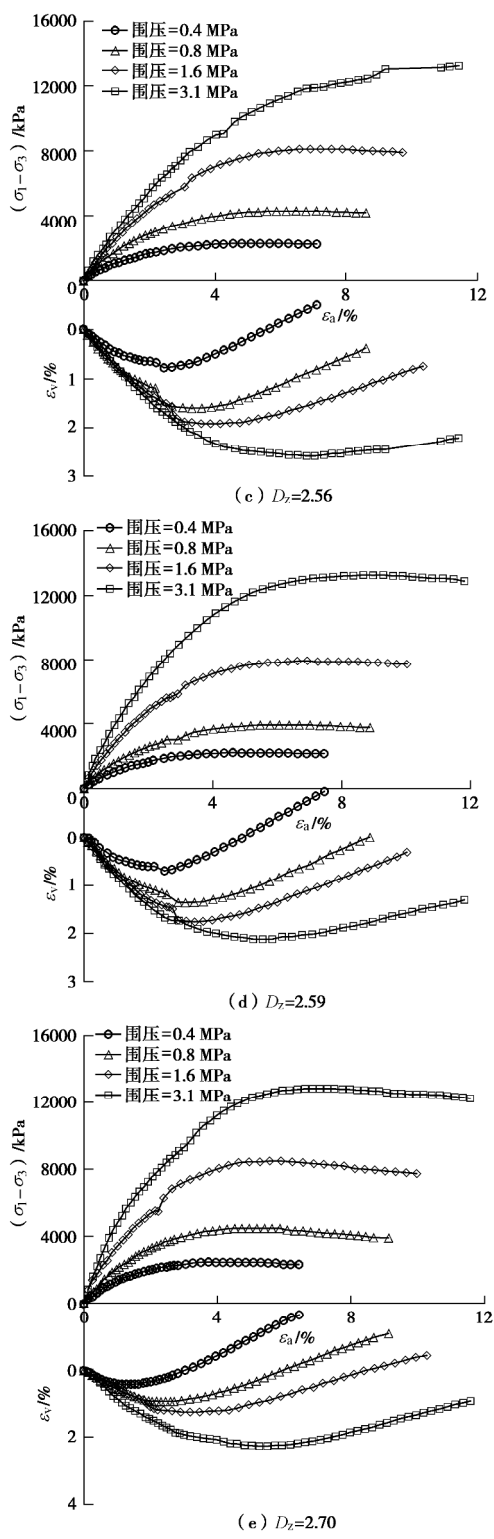
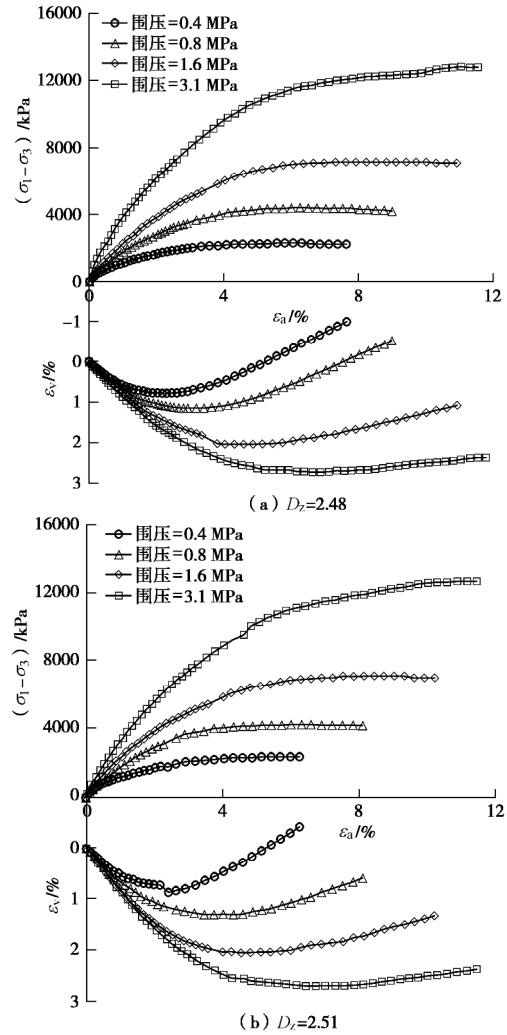


图 4 堆石料三轴试验应力应变曲线

Fig. 4 Stress-strain curves of rockfill by triaxial tests

表 2 试验级配与峰值剪应力之间的关系

Table 2 Relationship between test gradation and peak stress

D_z	围压/kPa			
	400	800	1600	3100
2.48	2228	3983	7029	11861
2.51	2350	4225	7086	12694
2.56	2311	4322	8142	13373
2.59	2267	4180	7947	13287
2.70	2490	4490	7746	12849

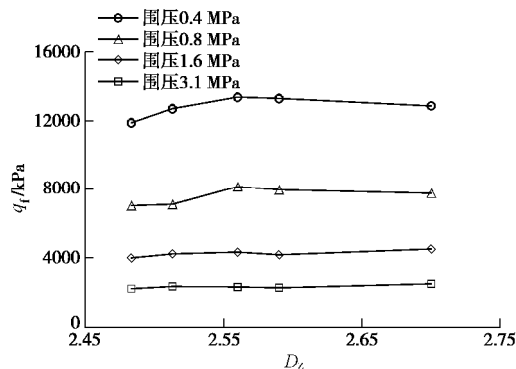


图5 级配与峰值剪应力的关系

Fig. 5 Relationship between gradation and peak shear stress

2.4 颗粒破碎

为了解级配对堆石料颗粒破碎的影响,对部分级配在试验结束后进行了筛分。

图6为堆石料侧限压缩试验结束后筛分的级配曲线。其破碎级配仍然符合分形分布,但根据式(1)计算的颗粒破碎后 D_p ,随着 D_z 的增加而增大。

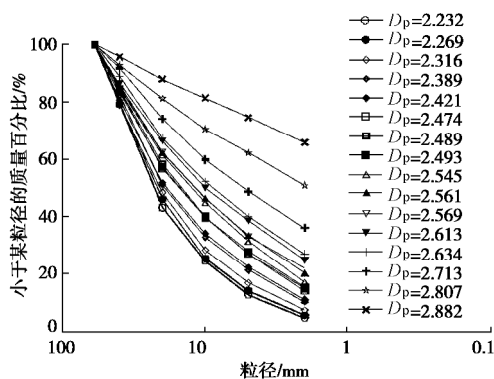


图6 侧限压缩试验结束后堆石料级配

Fig. 6 Gradations of rockfill after confined compression tests

图7为1.6 MPa围压条件下不同级配堆石料的三轴试验级配,可见试验结束后的级配曲线仍然基本符合分形分布,且根据式(1)计算的颗粒破碎分形维数有所提高。

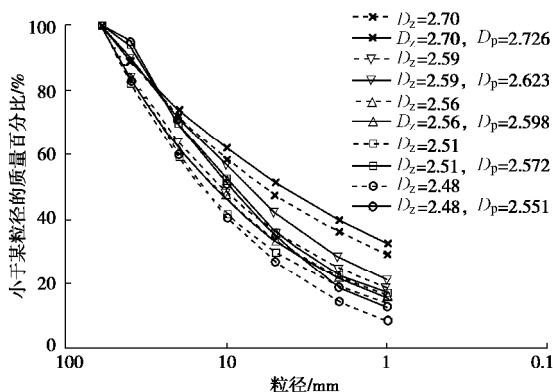


图7 围压=1.6 MPa时三轴试验堆石料级配

Fig. 7 Gradations of rockfill under confining pressure of 1.6 MPa

计算图6堆石料破碎后级配的粒度分形维,绘于图8(a)可见,级配对堆石料颗粒破碎的影响很大,随着 D_z 的增加,堆石料颗粒破碎程度逐渐减小;若定义图8(a)中 $D_p = D_z$ 的直线为零破碎线,则随着 D_z 的增加, D_p 逐步逼近零破碎线, D_p 和 D_z 之间存在明显的相关关系,拟合公式为

$$D_p = \frac{a}{1 + be^{-cD_z}} \quad (3)$$

为了进一步说明级配对堆石料颗粒破碎的影响,定义分形破碎率为

$$B_{DR} = \frac{D_p - D_z}{D_z} \cdot 100 \quad (4)$$

根据式(4)计算试验级配的分形破碎率,绘于图8(b)。可见随着 D_z 从2.0增大到2.8,堆石料的分形破碎率从11.7%单调减小到0.1%,两者之间关系采用式(3)同样可以较好地拟合。

将堆石料三轴试验的颗粒破碎情况也绘于图8中,可见总体颗粒破碎率相对较小,破碎规律与压缩试验基本一致。由于本次三轴试验级配筛分时 D_z 较大,为此,将文献[15]白云质灰岩在围压1500 kPa时不同级配三轴试验的破碎情况示于图中,可见,堆石料三轴试验的破碎规律与侧限压缩试验一致,仍然可用式(3)较好地拟合,同样说明了级配可以控制堆石料的颗粒破碎程度。

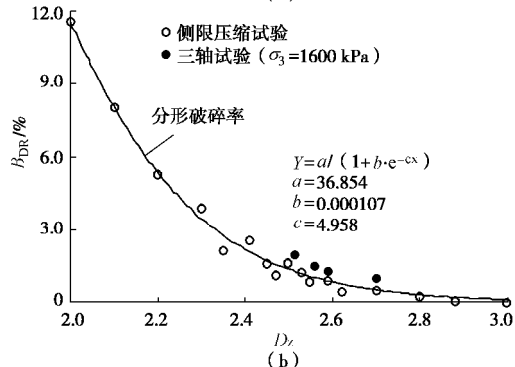
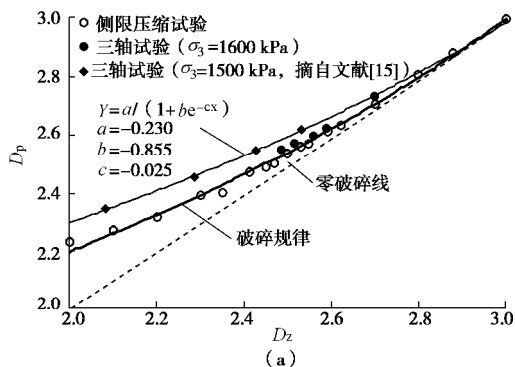


图8 堆石料级配与颗粒破碎之间的关系

Fig. 8 Relationship between gradation of rockfill and particle breakage

3 堆石体填筑标准

目前筑坝砂砾料和堆石料分别采用相对密度和孔隙率作为填筑标准^[3-4], 两者的定义如下:

$$n=1-\frac{g_d}{G_s \cdot g_w}, \quad e=\frac{n}{1-n}, \quad (5a)$$

$$D_r=\frac{e_{\max}-e_d}{e_{\max}-e_{\min}}, \quad (5b)$$

式中, g_d , e_d 分别为设计干重度和设计孔隙比, g_w 为水重度, G_s 为原岩颗粒比重, $e_{\max}$, $e_{\min}$ 为最大、最小孔隙比。

由式 (5) 可见, 孔隙率为绝对指标, 由堆石料级配和母岩特性决定; 相对密度为相对指标, 是相对于指定堆石料或砂砾料的最大、最小孔隙比的量, 基本排除了级配和母岩特性的影响。如果堆石料的实际级配较为均匀, 近似单一级配, 则选取孔隙率指标或相对密度指标是等价的。但筑坝堆石料的填筑级配往往为一定区域范围的包络线, 如何选择堆石体的填筑指标才能更客观反映大坝的变形特性呢? 下面结合本文英安岩堆石料的试验成果进行讨论。

将图 2 英安岩堆石料相对密度试验时不同级配的干密度测量值, 根据式 5 (a) 换算成孔隙率绘于图 9, 同时根据式 (5) 计算不同级配在 $D_r=0.7, 0.8$ 时的孔隙率也绘于图中。分析图中数据可见, 试验级配 D_z 和对应孔隙率的关系, 可近似采用式 (6) 表达:

$$n=a+b \cdot D_z+c \cdot D_z^2+d \cdot D_z^3 \quad (6)$$

其中不同相对密度条件下的 D_z 和孔隙率函数的回归系数见表 3。可见, 堆石料的孔隙率是对应试验级配参数和相对密度的函数。

表 3 孔隙率与 D_z 、相对密度 D_r 之间函数的系数

Table 3 Coefficients of functions for porosity, D_z and relative density D_r

D_r	a	b	c	d	R^2
1.0	-805.3	1121.4	-493.3	70.5	0.96
0.8	-754.0	1055.5	-464.1	66.3	0.95
0.6	-730.2	1025.0	-450.6	64.4	0.95
0.0	-628.4	893.2	-392.0	56.2	0.93

若堆石料采用孔隙率设计指标, 根据规范^[3]可取 22%。由图 9 可见, 选用 $D_z=2.31, 2.48, 2.87$ 的三个级配作为下包线, 对应相对密度指标分别为 1.0, 0.8, 0.6, 都可以满足设计孔隙率的要求。

为了研究堆石料的力学性质, 选取图 9 中粒度分形维数 D_z 分别为 2.31 和 2.48 的 A、B 两点的级配, 都按 22% 孔隙率标准制样, 然后进行室内侧限压缩试验, 结果见图 10。可见, 孔隙率相同的 A、B 两个试

样, 由于级配 B 比级配 A 的粒度分形维数更高, 堆石颗粒整体偏细, 更易于压实。虽然达到 22% 孔隙率时的相对密度低于级配 A, 但是, 除卸载时的压缩模量较为接近外, 级配 B 的压缩模量反而远高于级配 A, 如在 1.6~3.2 MPa 应力区间内, 级配 A 的压缩模量为 114 MPa, 级配 B 的压缩模量达到了 165 MPa, 量值高出级配 A 达到 45%。

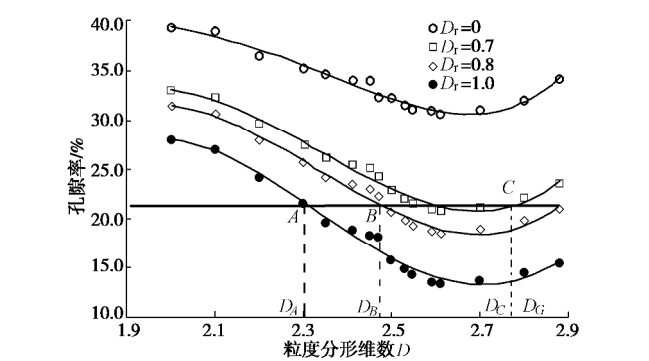


图 9 堆石料级配、孔隙率和相对密度试验曲线
Fig. 9 Relation curves of fractal dimension, porosity and relative density

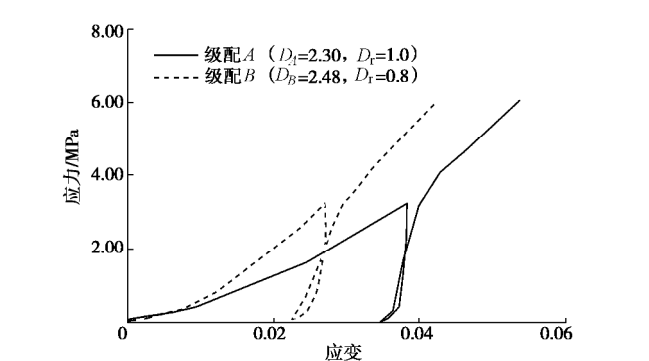


图 10 设计孔隙率下级配、相对密度与压缩模量关系
Fig. 10 Relation curves of gradation, compression modulus and relative density under same porosity

可见, 对于不同级配的堆石料, 采取适当的压实措施, 虽然可以达到相同的孔隙率, 但其力学性质差异却很大, 单一的孔隙率指标难以控制大坝的变形性能。

采用单一的相对密度指标作为堆石坝的填筑标准, 是否能满足堆石坝的变形控制要求。参考图 3 不同级配的压缩模量试验结果可知: 在相同相对密度条件下, 堆石体的压缩模量与颗粒级配密切相关, 只有在 1.6 MPa 以下的中低压力范围内, 级配对压缩模量的影响相对较小且表现出一定的随机性, 堆石体具有良好的整体性能, 说明对于工作应力较小的中低坝而言, 级配对大坝变形的影响相对较小, 采用相对密度单一指标控制填筑质量基本可行; 但是, 当试验压力达到 1.6 MPa 以上的中高应力范围以后, 级配对堆石

料力学性质的影响逐渐增大,如堆石料的 $D_z=2.2, 2.62$ 两组级配,在试验压力 $3.2\sim 6.4$ MPa 范围内,压缩模量分别为 130.2, 321.3 MPa,后者为前者的 2.47 倍。说明坝越高,自重与水压力等荷载越大,级配对堆石体压缩模量的影响越大,此时若不考虑级配的影响,仅仅采用相对密度单一指标控制大坝填筑质量,显然难以满足高堆石坝变形控制的要求。

可见,对于高堆石坝而言,级配对堆石体的工程力学性质影响较大,此时无论采用孔隙率还是相对密度单一指标,都不能全面反映级配对堆石体变形性能的影响。根据已有研究资料,爆破堆石料的级配基本为分形分布^[12],在相同相对密度的前提下,级配对堆石体物理力学性质的影响,可近似采用孔隙率指标反映。因此,为达到控制高堆石坝变形的目标,可在采用传统相对密度压实指标的基础上,增设孔隙率指标,作为填筑标准。

4 堆石料级配优化

考虑到如美为心墙堆石坝,同时位于 8 度烈度地震区,根据已建工程经验与相关规范^[3],设计孔隙率下限取 22%,设计相对密度取 0.8。

假定试验级配的孔隙率与最大控制粒径无关,则图 10 中的 BC 区间堆石料级配均满足设计要求,对应下包线的粒度分形维数取 $D_B=2.48$,分形破碎率小于 2%;对于堆石料上包线而言,若取 $D_C=2.87$,根据其压缩与变形特性试验结果,则上包线离临界分形维数 D_G 过远,压缩模量大大降低,且细粒含量过多可能使渗透性偏小,平均粒径过小也导致开采成本过高。综合考虑不同分形维数级配的英安岩堆石料颗粒充填关系、压缩性、破坏应力以及颗粒破碎的试验结果,确定其上包线、平均线和下包线的粒度分形维数分别为 2.62, 2.56, 2.48,最大控制粒径分别取 400, 600, 800 mm,级配曲线见图 11 所示,最大 P5 含量为 18.9%,小于 0.075 mm 含量最大值为 3.8%,均满足规范要求。

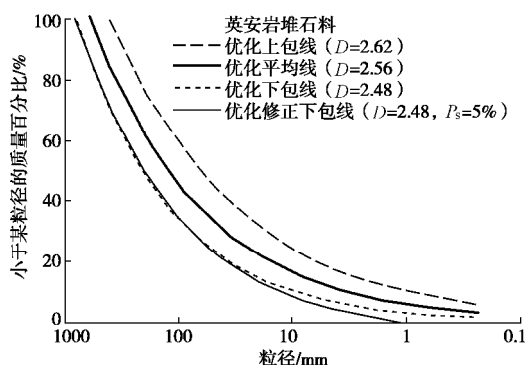


图 11 堆石料优化级配曲线

Fig. 11 Optimized gradation curves of rockfill

对于上述堆石料的下包线,考虑到细粒含量偏高,使堆石料的实际爆破开采成本过高,修正表达式为

$$P_i = p_{d_k} + (100 - p_{d_k}) \cdot \frac{d_i^{3-D} - d_k^{3-D}}{d_{\max}^{3-D} - d_k^{3-D}}, \quad (7)$$

式中, d_k , p_{d_k} 分别为指定粒径以及对应的百分含量。

本次优化取 d_k 为 5 mm, p_{d_k} 为 5% 时修正后的级配,见图 11 的细实线所示。

5 结 论

(1) 堆石料的物理力学性质与其颗粒组成密切相关,且随着作用荷载的增大,相关性明显提高。高坝堆石料应进行专门的级配优化,使得堆石体具有良好的压实性和更高的压缩模量,达到安全经济的目的。

(2) 相对于围压而言,级配对堆石料的颗粒破碎起控制作用。粒度分形维数越高,细粒含量越多,颗粒之间的接触应力越低,堆石料的颗粒破碎越小。控制堆石料的颗粒破碎应首先进行级配优化设计。

(3) 不同级配堆石料在颗粒充填关系(干密度)、压缩模量和抗剪强度等方面,都存在极大值,其临界点对应最优级配,此时颗粒充填密实且骨架作用达到最优状态,临界分形维数对堆石料的工程性质起控制作用。

(4) 堆石体的孔隙率主要取决于级配和相对密度以及母岩特性(包括比重、颗粒形状与颗粒破碎等),相对密度可以反映堆石体的压实程度,但不能反映级配对堆石体力学性质的影响。相同相对密度的不同级配堆石体,以及相同孔隙率但级配和压实程度不同的堆石体,反映堆石体变形特性的压缩模量、强度等力学指标存在明显差异。为满足高堆石坝变形控制与变形协调的要求,宜采用孔隙率和相对密度的双控指标,作为堆石体的填筑标准。

(5) 根据孔隙率和相对密度双控指标,提出了基于颗粒充填关系、压缩性以及抗剪强度、颗粒破碎等试验成果的堆石料级配优化方法,提出了如美 300 m 级高坝堆石料的优化级配。

参考文献:

- [1] 周建平, 杨泽艳, 陈观福. 我国高坝建设的现状和面临的挑战[J]. 水利学报, 2006, 37(12): 1433 - 1438. (ZHOU Jian-ping, YANG Ze-yan, CHEN Guan-fu. Status and challenges of high dam constructions in China[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2006, 37(12): 1433 - 1438. (in Chinese))
- [2] COOKE J B. Concrete-faced rockfill dam[J]. International Water Power & Dam Construction, 1991, 43(1): 11 - 15.

- [3] DLT 5395—2007 碾压式土石坝设计规范[S]. 2007. (DLT 5395—2007 Design specification for rolled earth-rock fill dams[S]. 2007. (in Chinese))
- [4] DLT 5016—2011 混凝土面板堆石坝设计规范[S]. 2011. (DLT 5016—2011 Design code for concrete face rockfill dams[S]. 2011. (in Chinese))
- [5] MCDOWELL G R, BOLTON M D, ROBERTSON D. The fractal crushing of granular materials[J]. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 1996, **44**(12): 2079 - 2102.
- [6] MCDOWELL G R, BOLTON M D. On the micromechanics of crushable aggregates[J]. Géotechnique, 1998, **48**(5): 667 - 679.
- [7] MCDOWELL G R. On the yielding and plastic compression of sand[J]. Soils and Foundations, 2002, **42**(1): 139 - 145.
- [8] TURCOTTE D L. Fractals and fragmentation[J]. Geophys Res, 1986, **91**(B2): 1921 - 1926.
- [9] 张季如, 胡 泳, 张弼文. 石英砂砾破碎过程中粒径分布的分形行为研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(5): 784 - 791. (ZHANG Ji-ru, HU Yong, ZHANG Bi-wen. Fractal behavior of practical-size distribution during partial crushing of quartz sand and gravel[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(5): 784 - 791. (in Chinese))
- [10] ZHU S, FENG Y M, FENG S R, et al. Particles gradation optimization of blasting rockfill based on fractal theory[J]. Advanced Materials Research, 2011, **366**: 469 - 473.
- [11] 吴 莹, 马 刚, 周 伟. 基于分形理论的堆石料级配优化研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(7): 1977 - 1985. (WU Ying, MA Gang, ZHOU Wei. Optimization of gradation of rockfill materials based on the fractal theory[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(7): 1977 - 1985. (in Chinese))
- [12] 朱 晟, 邓石德, 宁志远. 基于分形理论的堆石料级配设计方法[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(6): 1151 - 1155. (ZHU Sheng, DENG Shi-de, NING Zhi-yuan, et al. Gradation design method of rockfill materials based on the fractal theory[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(6): 1151 - 1155. (in Chinese))
- [13] 朱 晟, 王永明, 翁厚洋. 粗粒筑坝材料密实度的缩尺效应研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(2): 348 - 357. (ZHU Sheng, WANG Yong-ming, WENG Hou-yang. Study of scale effect of density of coarse-grained dam materials[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(2): 348 - 357. (in Chinese))
- [14] 陈镠芬, 高庄平, 朱俊高, 等. 粗粒土级配及颗粒破碎分形特性[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2015(9): 3446 - 3453. (CHEN Liu-fen, GAO Zhuang-ping, ZHU Jun-gao, etc. Gradation of coarse grained soil and fractal geometry character of particle breakage[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2015(9): 3446 - 3453. (in Chinese))
- [15] 蔡正银, 李小梅, 关云飞. 堆石料的颗粒破碎规律研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(5): 923 - 929. (CAI Zheng-yin, LI Xiao-mei, GUAN Yun-fei. Particle breakage rules of rockfill materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(5): 923 - 929. (in Chinese))
- [16] 赵 娜, 左永振, 王占彬. 基于分形理论的粗粒料级配缩尺方法研究[J]. 岩土力学, 2016(12): 3513 - 3519. (ZHAO Na, ZUO Yong-zhen, WANG Zhan-bin. Grading scale method for coarse-grained soils based on fractal theory[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016(12): 3513 - 3519. (in Chinese))
- [17] 刘 杰. 土石坝渗流控制理论基础及工程经验教训[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2006. (LIU-Jie. Earth and rockfill dam foundation seepage control theory and engineering experiences and lessons[M]. China Water & Power Press, 2006. (in Chinese))
- [18] 程展林, 丁红顺. 论堆石料力学试验中的不确定性[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(10): 1222 - 1225. (CHENG Zhan-lin, DING Hong-shun. Research on indeterminacy of rockfill test result[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(10): 1222 - 1225. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201801011

黄土 (Q_3) 横观各向同性强度准则研究

许 萍¹, 邵生俊², 张 帅¹

(1. 西安理工大学水利水电学院, 陕西 西安 710048; 2. 西安理工大学土木与建筑工程学院岩土工程研究所, 陕西 西安 710048)

摘 要: 针对黄土的竖向裂隙及强化联结与水平面内各向同性的横观各向同性结构, 沿竖向分别施加大、中、小主应力, 进行了不同固结围压常中主应力比值的固结排水真三轴试验研究。依据八面体平面上应力状态域关于竖向主应力轴的几何对称关系, 分析了竖向和任意水平向施加大主应力的3个空间域不同中主应力比值子午平面的强度变化规律, 以及黏聚力和内摩擦角随中主应力比值的变化规律; 得到了横观各向同性结构黄土在八面体平面上关于竖向主应力轴对称的强度破坏面。在假定沉积面内正交两个主应力轴相对于竖向主应力轴无旋转的条件下, 应用 Lade 提出的竖向主应力轴与沉积面内正交两向主应力对角线轴平面内主应力空间旋转的描述方法, 对 $\sqrt[3]{s}$ -SMP 各向同性强度表达式进行修正, 建立了横观各向同性的 $\sqrt[3]{s}$ -SMP 强度准则。与黄土试验结果相对比, 表明该准则描述横观各向同性黄土的三维空间强度破坏面具有较好的适用性。

关键词: 横观各向同性; 真三轴试验; 强度准则; 黄土

中图分类号: TU444

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)01-0116-06

作者简介: 许 萍(1986-), 女, 陕西西安人, 讲师, 主要从事岩土材料测试及土石坝灾害防治方面的研究工作。E-mail: xuping1986@xaut.edu.cn。

Strength criterion of cross-anisotropic Q_3 loess

XU Ping¹, SHAO Sheng-jun², ZHANG Shuai¹

(1. Institute of Water Resources and Hydro-electric Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China)

Abstract: The structure of loess consisting of vertically extended cracks and horizontally deposited planes makes the cross-anisotropic strength behavior. In view of this, by using consolidated drained true triaxial tests, three principal stresses are alternatively loaded along the vertical direction. According to the geometric symmetry relation of the vertical principal stress axis in the stress state in the eight planes, the strength variation laws of the meridional plane in the three spatial domains with vertical and arbitrary horizontal forces and the variation laws of cohesion and internal friction angle with the ratio of the principal stress are analyzed, and the failure surface of the loess with transversely isotropic structure on the octahedral plane is obtained. Under the condition that the two principal stress axes are orthogonal to the vertical principal stress axis without orthogonal rotation, based on the theory of the principal stress space rotation proposed by Lade, the existing isotropic strength expression is improved and developed, and a new strength criterion for the rotation of principal stress axis in cross-anisotropic loess is proposed. The essential effectiveness of the new criterion is confirmed by the results of experimental facts.

Key words: cross-anisotropy; true triaxial test; strength criterion; loess

0 引 言

土的各向异性及其宏观力学效应是目前国内外土力学领域内高度关注的问题之一。各向异性的破坏及演化发展必然对土的强度和变形特性具有重要的影响。天然土在不同方向上往往具有不同的强度和变形特性, 可分为“原生各向异性”和“次生各向异性”^[1]。西北地区广泛分布的黄土作为一种典型的大孔隙、欠压密、竖向裂隙发育的非饱和特殊土, 各向异性表现显著^[2]。在土的物理力学特性研究中, 对黄土各向异

性的认识仍不够全面, 例如: 各向异性对黄土材料的强度和变形特性影响仍没有定论, 对实际工程中存在的各向异性问题缺乏共识, 诸多强度准则和应力应变关系的模拟等依旧受传统理论中各向同性假设所带来

基金项目: 国家自然科学基金项目 (11572245); 陕西省教育厅重点实验室科研计划项目 (17JS092); 西安理工大学科技创新计划项目 (2016CX021); 校博士启动金项目 (104-2560816023); 水电学院开放基金项目 (2016ZZKT-31)

收稿日期: 2017-01-13

*通讯作者 (E-mail: sjshao@xaut.edu.cn)

的理论和实际的诸多限制, 少有的各向异性本构模型尚缺乏各向异性真三轴试验的检验和验证。因此, 本文对横观各向同性的黄土开展了竖向主应力正交于横观各向同性沉积面不同应力空间域的真三轴试验, 进而依据各向同性土介质的强度破坏准则, 建立了描述横观各向同性黄土的三维应力空间强度破坏准则。

1 研究现状

学者们早就开始注重土的各向异性强度准则的研究。Casagrande 等^[1]依据黏土三轴压缩和挤伸不排水试验结果已经认识到了土的各向异性强度特征。Lo^[3]考虑了各向异性黏性土坡的影响, 修正了以往的边坡稳定性分析公式; 张连卫等^[4]假定不同平面上的摩擦角随该平面与沉积面之间的夹角变化的基础上, 通过推广应用空间滑动面, 提出了一般应力条件下各向异性粒状介质材料的强度准则, 该准则和 Matsouka-Nakai 建立空间滑动面 (SMP) 强度准则相比存在一定的差异, 但能够较好地反映粒状材料在一般应力条件下的强度变化规律, 特别是材料横观各向同性沉积面正交方向与主应力轴成任意夹角时的强度变化。李学丰等^[5]采用宏细观相结合的方法, 沿用 Li 等^[6]、Dafalias 等^[7]由组构张量和应力张量联合定义反映各向异性程度的各向异性状态变量, 然后将该变量应用到广义 Mohr-Coulomb 强度准则中提出了一个各向异性强度准则, 通过多组各向异性砂土试验验证了该强度准则的合理性; 姚仰平等^[8]通过分析横观各向同性土的经验规律, 克服了组构张量方法应用于三轴压缩条件下描述各向组构差异的不足, 建立横观各向同性强度准则, 并通过 Santa Monica 海滩砂土和 San Francisco 海湾黏土真三轴试验数据验证了该准则的合理性。但这些准则的建立应用了具有一定假定条件的理论基础, 缺乏大量试验验证的支撑, 模型参数不易确定, 对实际的各向异性材料模拟过程中还存在很多的缺陷。截止目前, 在黄土工程建设中, 人们普遍地假定黄土为均质、各向同性介质, 且采用较为简单的 Mohr-Coulomb 各向同性强度准则, 这也仅仅是为了工程分析方便。然而, 黄土由于沉积作用、竖向裂隙发育, 各向土骨架排列联结特征不同的结构性差异, 尤其在三维应力条件下表现出明显的各向异性力学性状。这种特性对许多黄土工程问题具有显著的影响, 通过原状不同方向切削试样, 进行常规三轴和真三轴试验, 得出的变形和强度变化特征证明了这一点。

综上所述, 从各向同性强度准则出发, 土的各向异性强度的研究方法可归纳为两种类型:

(1) 为了描述土体的沉积特征, 引入组构张量,

与应力张量联合定义各向异性状态量, 建立各向异性强度准则。例如 Lade^[9]引入组构张量得到的单位张量, 代入其各向同性强度准则来反映各向异性特性。Li 等^[6]、Dafalias 等^[7]采用组构张量和应力张量联合定义了一个标量的各向异性状态变量, 再将这个状态变量和各向同性弹塑性本构模型相结合, 建立考虑横观各向同性砂土内在各向异性的弹塑性本构模型。Gao 等^[10]在强度准则的摩擦系数中引入一个由不变量表示的各向异性参数, 建立了一个可以描述横观各向同性土介质强度破坏特性的广义破坏准则。

(2) 考虑应力主轴旋转, 建立各向异性强度准则。例如 Abelev 等^[11]基于真三轴试验结果, 将主应力空间和各向同性强度准则描述的破坏面在静水压力轴和横观各向同性沉积面正交主应力轴平面内进行旋转, 建立了横观各向同性破坏准则。该思路从材料的宏观表现出发, 揭示各向同性土在主应力空间的强度破坏面相对于静水压力轴对称分布, 而横观各向同性土的强度破坏面相对于横截面正交向应力轴在八面体平面上的投影轴对称几何分布。因而, 主应力空间的各向同性土介质的强度破坏面在静水压力轴和横截面正交轴平面内旋转, 即可反映各向异性土介质强度破坏面相对于静水压力轴的非对称性, 以及横截面正交向应力轴在八面体平面上的投影轴的对称性。本文将基于空间面旋转建立反映横观各向同性的破坏准则, 并使用黄土的真三轴试验结果验证新建准则的合理性和有效性。

2 试验步骤

本文利用西安理工大学真三轴仪, 进行了水平场地横观各向同性黄土各向作用不同主应力的真三轴试验。该试验设备由邵生俊负责开发研制, 具有一室四腔刚柔复合加载机构。能够实现应力控制、应变控制加载和恒定中主应力比值、恒定小主应力值与恒定平均球应力等应力路径。试样尺寸为 $70\text{ mm} \times 70\text{ mm} \times 140\text{ mm}$ 的长方体, 采用标注竖向和沉积横截面的原状土通过切削方法制备, 沿竖向和水平向分别制备长方体试样。总计完成了 60 个试样不同固结压力的等中主应力比值真三轴剪切试验。试验主要控制小主应力 (s_3) 为恒定值, 分别为 50, 100, 150, 200 kPa, 也是等向压缩固结应力; 恒定中主应力比值 b ($b = (s_2 - s_3)/(s_1 - s_3)$) 分别为 0, 0.25, 0.5, 0.75, 1.0。针对具有竖向裂隙和横向沉积面的横观各向同性黄土, 为了研究竖向和水平向施加大、中、小主应力作用下黄土的强度特性, 在土单元竖向和横截面上互相正交水平向分别作用不同主应力的八面体面上, 可

确定3个空间域,如图1所示。每个空间域的中主应力 b 值变化范围均为 $[0, 1]$ 。Kirkgard等^[12-13]在3个域内进行了San Francisco淤泥的真三轴试验研究,Abelev等^[11]在3个域内进行了Santa Monica Beach海滩砂的真三轴试验研究。

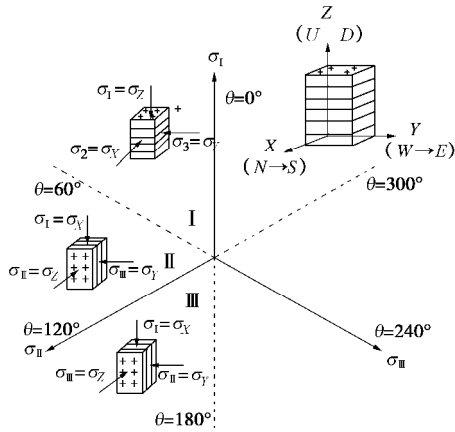


图1 笛卡尔坐标系中的取样方向和真三轴仪上的装样示意图

Fig. 1 Specimen orientation in Cartesian coordinate system and installed in cubical true tri-axial apparatus

图1中,罗德角 q 的定义为

$$q = \tan^{-1} \left(\frac{1}{\sqrt{3}} \frac{2s_2 - s_1 - s_3}{s_1 - s_3} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1}{\sqrt{3}} m_s \right). \quad (1)$$

应力空间内罗德角的变化范围为 $q \in [0^\circ, 360^\circ]$ 。

式(1)中罗德参数 m_s 与中主应力比值 b 关系为

$$m_s = 2 \frac{s_2 - s_3}{s_1 - s_3} - 1 = 2b - 1. \quad (2)$$

依据本文试验步骤,主应力空间内的八面体面被分为3个区域:应力空间I域: $q \in [0^\circ, 60^\circ]$,应力空间II域: $q \in [60^\circ, 120^\circ]$,应力空间III域: $q \in [120^\circ, 180^\circ]$ 。

此时,黄土沉积面的垂直向 Z 轴作用 s_I 为大主应力,沉积面上水平向 X 轴作用 s_{II} 为中主应力,沉积面上与 X 轴正交的另一个水平向 Y 轴作用 s_{III} 为小主应力,属于主应力空间I域;沉积面上水平向 X 轴作用 s_{II} 为大主应力,沉积面的垂直向 Z 轴作用 s_I 为中主应力,沉积面上水平向 Y 轴作用 s_{III} 为小主应力,属于主应力空间II域;沉积面上水平向 X 轴作用 s_{II} 为大主应力,沉积面上水平向 Y 轴作用 s_{III} 为中主应力,沉积面的垂直向 Z 轴作用 s_I 为小主应力,属于主应力空间III域内。针对横观各向异性黄土,在主应力空间I、II、III域内进行黄土的固结等中主应力比值排水真三轴试验,可得到不同域内的强度变化规律。

3 强度破坏面

试验结果表明,横观各向异性在强度方面对原状

黄土的影响较为显著。图2给出八面体面3个区域内黏聚力和摩擦角随中主应力比值的变化规律。图2(a)所示3个应力空间域内黏聚力均随着中主应力比值的增大呈现先增大后减小的变化趋势;沿黄土竖向沉积面垂直向作用大主应力的I域黏聚力值依次大于II域、III域,II域、III域内的黏聚力取值差异较I域略小。图2(b)所示3个应力空间域内摩擦角均随着中主应力比值的增大呈现逐渐增大的变化趋势;3个区域的摩擦角差异与黏聚力表现一致:沿黄土竖向沉积面垂直向作用大主应力的I域摩擦角值依次大于II域、III域,II域、III域内的黏聚力取值差异较I域略小; b 值较小时,3个区域的摩擦角无明显差异,随着比值的增大,差异愈发明显,最大差异可达 $3^\circ \sim 4^\circ$ 。

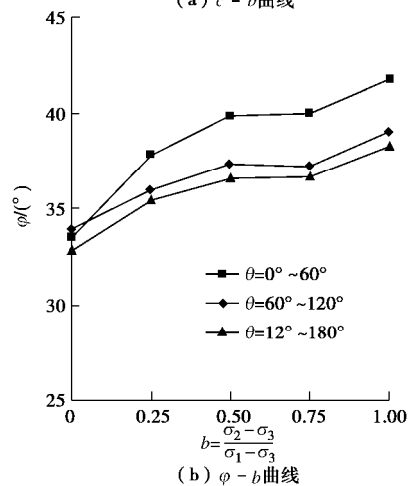
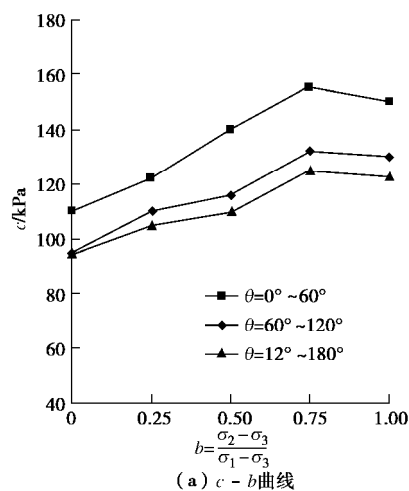


图2 原状黄土真三轴试验结果

Fig. 2 Test result of intact loess

3个应力空间域I、II、III均得到如图3所示不同中主应力比值应力路径的强度破坏线,破坏线均呈较好的线性关系。

图4八面体面强度结果绘制于纵轴一侧。公式(3)给出 $\sqrt{3}s - \text{SMP}$ 各向同性强度准则,和莫尔-库仑强度准则一并绘制在图4上。各向同性准则适用于常规三轴压缩强度得到区域I顶部位置,很显然黄土的强度

受横观各向同性影响。因此, III 域强度较常规三轴压缩条件下得到的强度大, 从而接近于莫尔库仑破坏面。特别是常规三轴挤压试验的强度值, 位于 III 域的底部, 因此, III 域的破坏相当于低强度破坏。

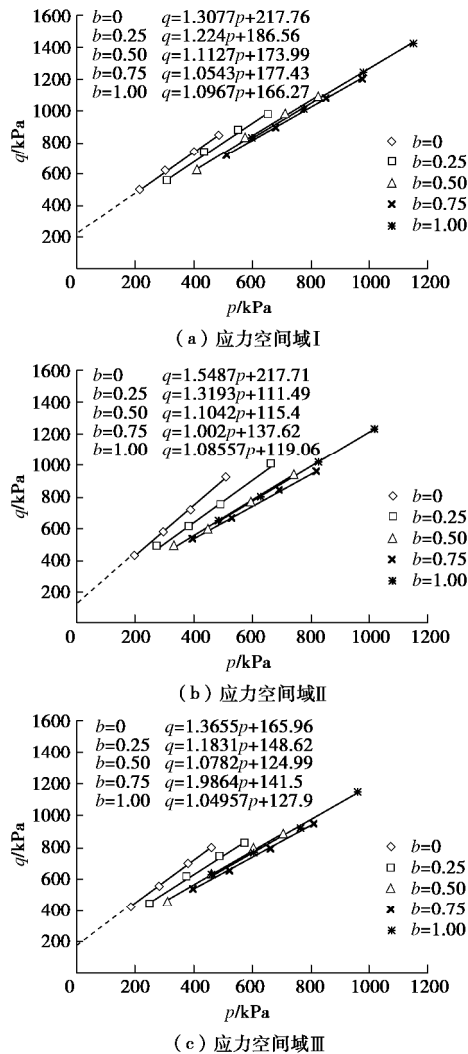


图 3 3 个应力空间域的子午平面强度破坏线

Fig. 3 Shear failure surfaces in p - q plane in stress spaces of different sectors

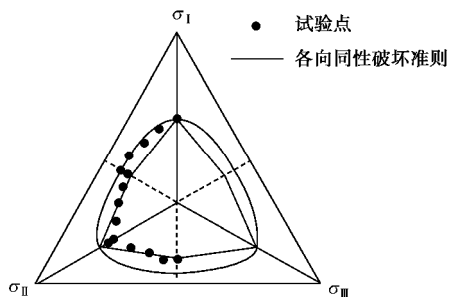


图 4 八面体面上的强度破坏面

Fig. 4 Yield loci in octahedral plane for cross-anisotropic loess

4 $\sqrt[3]{s}$ -SMP 横观各向异性强度准则

4.1 各向同性强度准则

$\sqrt[3]{s}$ -SMP 空间滑动面破坏准则是基于动态空间滑动面的理论, 由于空间滑动面上的方向余弦随着主应力的大小而变化, 故 $\sqrt[3]{s}$ -SMP 空间滑动面为动态空间滑动面。陈昌禄等^[14]根据动态空间滑动面上的正应力和剪应力的分析结果, 假定该滑动面上的剪应力与正应力比值为常数, 建立了土材料破坏时主应力状态的数学模型。该准则被 3 个主应力表示为

$$\frac{t_N}{s_N} = \left[\frac{(\hat{s}_1^2 (\hat{s}_2^{2/3} + \hat{s}_3^{2/3}) + \hat{s}_1^{2/3} (\hat{s}_2 - \hat{s}_3)^2 + \hat{s}_2^2 \hat{s}_3^{2/3})}{(\hat{s}_1^{1/3} + \hat{s}_2^{1/3} + \hat{s}_3^{1/3})^2 (\hat{s}_1 \hat{s}_2 \hat{s}_3)^{2/3}} + \frac{(\hat{s}_2^{2/3} \hat{s}_3^2 - 2\hat{s}_1 (\hat{s}_2 \hat{s}_3^{2/3} + \hat{s}_2^{2/3} \hat{s}_3))}{(\hat{s}_1^{1/3} + \hat{s}_2^{1/3} + \hat{s}_3^{1/3})^2 (\hat{s}_1 \hat{s}_2 \hat{s}_3)^{2/3}} \right]^{1/2} = k_f, \quad (3)$$

式中, $\hat{s}_i = s_i + c \cot \phi$, $i = 1, 2, 3$ 。

由中主应力比值为零路径的试验结果确定土的黏聚力和内摩擦角。式 (3) 中, $k_f = \frac{\sqrt{2}(K_p - 1)}{\sqrt[3]{K_p}(\sqrt[3]{K_p} + 2)}$,

$$K_p = \frac{\hat{s}_1}{\hat{s}_3}.$$

在主应力空间中, 由式 (3) 可确定黏聚力等于零时八面体面上的强度破坏轨迹, 如图 5 所示。强度破坏面形态相对于主应力轴呈对称分布, 且随摩擦角的增大而逐渐向外扩展。随摩擦角的增大, 八面体面上强度破坏面由近似圆形向抹圆角的曲边三角形转变。邵生俊等已证明该准则与 Lade-Duncan 强度准则近似一致。

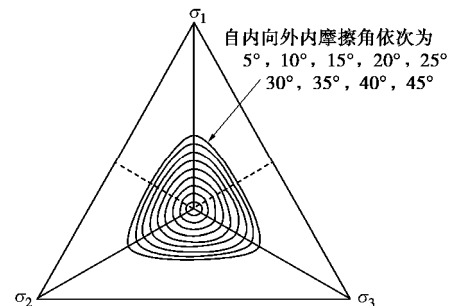


图 5 各向同性强度准则破坏面

Fig. 5 Isotropic failure criteria on p plane

4.2 横观各向同性强度准则

实际工程中土体往往处于复杂的应力状态, 例如土石坝、路基等, 由于采用分层碾压的工法, 土体垂直向和水平向力学特性往往存在差异, 同时在地震、交通等外荷载作用下, 土体内部单元的应力可能发生变化, 就存在应力大小以及方向的变化。当土体的沉积方向与加载方向不一致时, 主应力空间的破坏面随应力主轴发生了旋转, 往往会产生破坏强度的差异。为了考虑摩擦型材料的有效黏聚力和抗拉强度特性, Lade 于 1982 年提出了坐标变换法。取直角坐标系 $\sqrt{(\hat{s}_{II})^2 + (\hat{s}_{III})^2} \text{os} \hat{s}_I$ 为原坐标系, $\sqrt{(\hat{s}'_{II})^2 + (\hat{s}'_{III})^2} \text{os} \hat{s}'_I$

是静水压力轴发生旋转后新的坐标系, 坐标系旋转的角度 α (逆时针旋转时为正角), 如图 6。

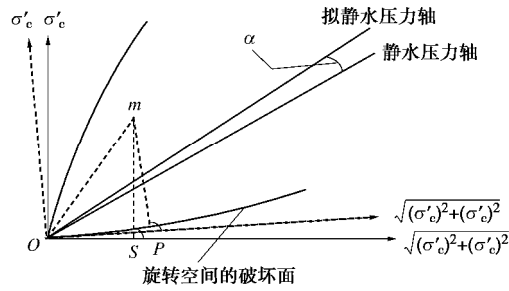


图 6 主应力空间旋转示意图

Fig. 6 Rotation of principal stress space

基于欧拉旋转理论得到的坐标旋转公式, 式中 $(\hat{s}_{II}, \hat{s}_{III}, \hat{s}_I)$ 代表主应力不发生旋转的原坐标系, 旋转的应力坐标系表示为 $(s'_{II}, s'_{III}, s'_I)$, 从原坐标系到新坐标系的转换是通过一个 3×3 的正交变换矩阵实现:

$$\begin{Bmatrix} s'_I \\ s'_{II} \\ s'_{III} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cos a & -\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cos a & \frac{\sqrt{2}}{2} \sin a \\ -\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cos a & \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cos a & \frac{\sqrt{2}}{2} \sin a \\ -\frac{\sqrt{2}}{2} \sin a & -\frac{\sqrt{2}}{2} \sin a & \cos a \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \hat{s}_I \\ \hat{s}_{II} \\ \hat{s}_{III} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

主应力轴旋转后 $(s'_I, s'_{II}, s'_{III})$, 然后引入式 (3) $\sqrt[3]{s} - \text{SMP}$ 各向同性强度破坏准则确定参数 k_p 。参数 a 即为静水压力轴向拟静水压力轴的旋转角度, 同时它的大小可以作为材料结构参数来反映各向异性的发展程度, 其取值范围为 $[0, 180^\circ]$ 。当 $a = 0^\circ$ 时, 该旋转矩阵可退化为单位矩阵, 表示主应力空间没有发生旋转, 它可以由常规三轴压缩试验和三轴挤伸试验得到。

5 试验结果对比验证

由于横观各向同性介质单元体八面体面上强度破坏面相对于横截面正交方向主应力轴呈对称分布, 中心点同样位于压缩点与挤伸点连线, 且相对于各向同性体强度破坏面存在中心点偏移, 因此, 依据应力空间域内轴对称压缩、轴对称挤伸试验结果确定横观各向同性八面体强度破坏面压缩点、挤伸点, 再与各向同性体八面体面上轴对称压缩强度和挤伸强度点比较, 确定中心点偏移量, 即可得旋转角度 a , 反映横观各向同性。依据本文试验结果, 得到真三轴试验测黄土的旋转角度, $a = 2.63^\circ$ 。

图 7 给出了天然原状黄土八面体面试验数据点和各向同性破坏准则以及横观各向同性准则的对比。基于主应力轴旋转的横观各向同性破坏面保留有各向同性准则的所有特性, 但基于主应力轴旋转的横观各向

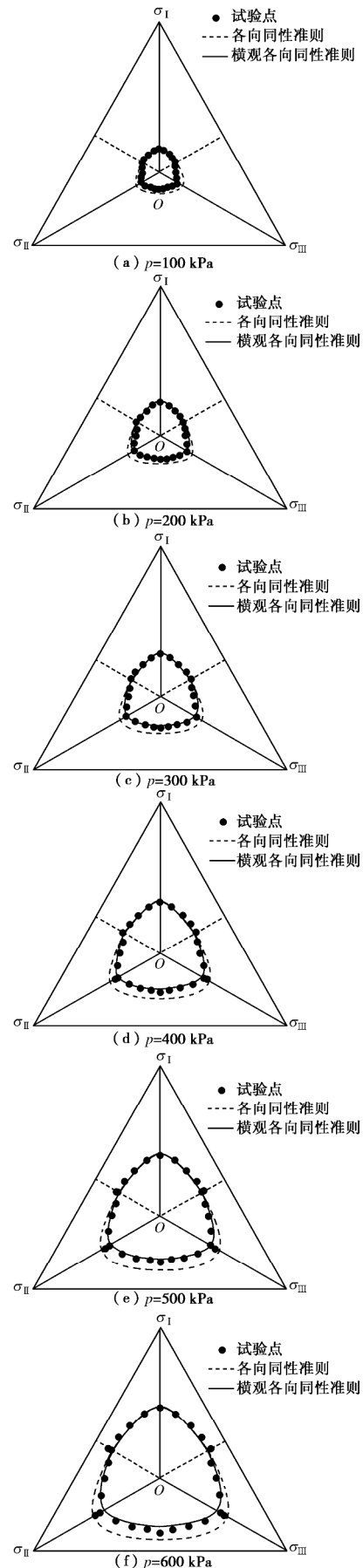


图 7 试验点、各向同性强度准则、横观各向异性强度准则的对比
Fig. 7 Comparison among test data, isotropic failure criterion and cross-isotropic failure criterion

同性材料的破坏面的中心轴不再与各向同性材料静水压力轴同轴, 而是与静水压力轴成一定角度, 如图 7 所示。综合以上试验可以看出, 原有的各向同性准则仅仅适合于应力空间 I 域和 II 域, 本文提出的强度准则符合并能较为精确地描述各个区域内的试验破坏面以及每个区域的 b 的极值。

6 结 语

大多数天然沉积土都具有各向异性。本文在对横观各向异性 Q_3 原状黄土真三轴试验结果的基础上, 研究了八面体面上 3 个主应力空间域中主应力比值变化范围内的强度面形态。依据横观各向同性土介质相对横截面法向主应力轴对称的特性, 得到了八面体面上对称分布的强度面。应用 Lade 由欧拉旋转理论描述主应力空间旋转的途径, 对 $\sqrt[3]{s}$ -SMP 各向同性强度准则进行修正, 建立了考虑主应力轴旋转的 $\sqrt[3]{s}$ -SMP 横观各向同性强度准则。通过试验结果和各向同性强度准则及横观各向异性强度准则的对比, 证明了横观各向同性强度准则适宜于描述黄土的横观各向同性特征及强度变化规律。

参考文献:

- [1] CASAGRANDE A, CARILLO N. Shear failure of anisotropic materials[J]. J Boston Soc Civ Eng, 1944, **31**(4): 74 - 87.
- [2] 张坤勇. 考虑应力各向异性土体本构模型及其应用研究[D]. 南京: 河海大学, 2004. (ZHANG Kun-yong. Study and application on soil's constitutive model with the consideration of stress-induced anisotropy[D]. Nanjing: Hohai University, 2004. (in Chinese))
- [3] LO K Y. Stability in anisotropic soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1965, **91**(S4): 85 - 104.
- [4] 张连卫, 张建民, 张 嘎. 基于 SMP 的粒状材料各向异性强度准则[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(8): 1107 - 1111. (ZHANG Lian-wei, ZHANG Jian-min, ZHANG Ga. SMP-based anisotropic strength criteria of granular materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(8): 1107 - 1111. (in Chinese))
- [5] 李学丰, 黄茂松, 钱建国. 宏细观结合的砂土各向异性破坏准则[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(9): 1885 - 1891. (LI Xue-feng, HUANG Mao-song, QIAN Jian-gu. Failure criterion of anisotropic sand with method of macro-meso incorporation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(9): 1885 - 1891. (in Chinese))
- [6] LI X S, DAFALIAS Y F. Constitutive modeling of inherently anisotropic sand behavior[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, **128**(10): 868 - 880.
- [7] DAFALIAS Y F, PAPADIMITRIOU A G, LI X S. Sand plasticity model accounting for inherent fabric anisotropy[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2004, **130**(11): 1319 - 1333.
- [8] 姚仰平, 孔玉侠. 横观各向异性土强度与破坏准则的研究[J]. 水利学报, 2012, **43**(1): 1107 - 1111. (YAO Yang-ping, KONG Yu-xia. Study on strength failure criterion of cross-anisotropic soil[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2012, **43**(1): 1107 - 1111. (in Chinese))
- [9] LADE P V. Failure criterion for cross-anisotropic soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2008, **134**(1): 117 - 124.
- [10] GAO Z W, ZHAO J D, YAO Y P. A generalized anisotropic failure criterion for geomaterials[J]. International Journal of Solids and Structures, 2010, **47**(22/23): 3166 - 3185.
- [11] ABELEV A V, LADE P V. Characterization of failure in cross-anisotropic soils[J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 2004, **130**(5): 599 - 606.
- [12] KIRKGARD M M, LADE P V. Anisotropy of normally consolidated san francisco bay mud[J]. Geotech Test J, 1991, **14**(3): 231 - 246.
- [13] KIRKGARD M M, LADE P V. Anisotropic three-dimensional behavior of a normally consolidated clay[J]. Can Geotech J, 1993, **30**: 848 - 858.
- [14] 陈昌禄. 真三轴条件下结构性黄土的强度规律与强度准则的适应性研究[D]. 西安: 西安理工大学, 2012. (CHEN Chang-lu. Study on the law of different structural loess and the adaptability of strength criterion under true triaxial conditions[D]. Xi'an: Xi'an University of Technology, 2012. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201801012

弹性索理论在加筋土挡墙结构设计中的应用研究

王宗建^{1,2}, 马书文², 唐小双², 吴近明², 智贤平¹, 卢 谅¹

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400044; 2. 重庆交通大学河海学院, 重庆 400074)

摘 要: 在差异沉降现象下, 现阶段关于加筋土挡墙面板与筋材连接处的结点应力及筋材的变形情况的研究尚少。例如软土地区地基较软处加筋土挡墙易发生差异沉降, 其相关理论的不完善也导致了加筋土挡墙的区域适用性降低。为完善加筋土挡墙的设计理论, 运用弹性索理论为理论基础, 以加筋土挡墙面板与筋材的连接处为研究对象, 结合现有的加筋土挡墙变形及其土压力计算理论, 提出了一套差异沉降下加筋土挡墙筋材应力分布及其变形曲线的计算方法。通过理论分析, 并结合室内模型试验数据验证了该方法的可行性和准确性。该方法具有计算简便, 适用广泛等特点, 能够较好地解释面板与筋材连接处的破坏形式, 对完善加筋土挡墙的设计理论, 特别是沉降控制设计方面具有一定的意义。

关键词: 加筋土挡墙; 节点应力; 弹性索理论; 差异沉降; 侧向土压力

中图分类号: TU433 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2018)01-0122-08

作者简介: 王宗建(1979-), 男, 辽宁大连人, 教授, 主要从事岩土工程等方面的教学和研究工作。E-mail: wangzongjiansky@163.com。

Application of elastic cable theory in design of reinforced earth structure

WANG Zong-jian^{1,2}, MA Shu-wen², TANG Xiao-shuang², WU Jin-ming², ZHI Xian-ping¹, LU Liang¹

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400044, China; 2. College of River & Ocean Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China)

Abstract: Under differential settlement, the researches on the joint stress between the reinforced earth retaining wall panel and the reinforced materials and the deformation of the reinforced materials at the present stage are few. For example, differential settlement is prone to occur in the reinforced soil retaining wall of soft soil foundation, and the imperfection of the related theory also leads to the low regional applicability of reinforced soil retaining wall. In order to improve the design theory of the reinforced earth retaining wall, the elastic cable theory is regarded as the theoretical basis. For the joints between the reinforced earth retaining wall and the reinforced materials, based on the existing theories for the deformation and earth pressure of reinforced earth retaining wall, a set of methods for the stress distribution and deformation curves of the reinforced soil retaining wall are established under differential settlement. The feasibility and accuracy of the method are verified through the theoretical analysis and the experimental data of the indoor model. The proposed method has the advantages of simple calculation and wide application, and it can be used to explain the failure mode of the connection between the panel and the reinforced materials. It is of certain guiding significance for the design theory of the reinforced earth retaining wall, especially in the design of settlement control.

Key words: reinforced earth retaining wall; joint stress; elastic cable theory; differential settlement; lateral earth pressure

0 引 言

差异沉降现象会造成加筋土挡墙的面板与筋材的断裂、分离, 进而导致面板失稳和墙体无法正常工作的后果^[1] (图 1, 2)。这与常规设计的加筋土挡墙中筋材的最大应力位置 (滑体破裂面附近)^[2-3]有所不同, 工程设计规范中关于面板与筋材连接处的抗拉强度要求也没有做明确的规定^[4]。

近年来, 随着加筋土技术的快速发展, 其先后在

公路、桥梁、水运、边坡^[5]等行业得到了广泛应用和推广^[6]。其中加筋土挡墙的应用取得了很好的经济效益, 发挥了较好的工程性能^[7-8]。随着加筋土挡墙技术的不断发展, 相关的理论研究^[9]不断细分深入, 对应

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51679018, 51409025); 重庆市博士后科研项目 (xm2015074, xm2015076)

收稿日期: 2016-11-10

***通讯作者 (E-mail: 976131833@qq.com)**

的模型试验研究^[10-11]、加筋土的设计计算理论及数值分析^[12]等方面的研究也不断地深化。但加筋土挡墙的设计仍主要基于极限平衡^[13]、有限元等数值计算的方法, 对于加筋土挡墙局部破坏的破坏形式的研究比较少。

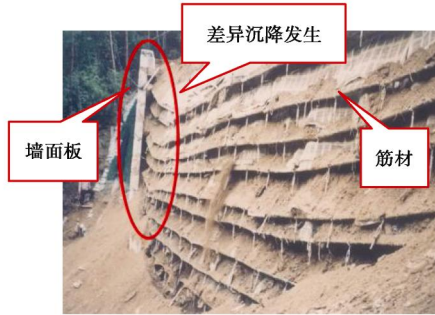


图1 加筋土挡墙实际变形破坏图示

Fig. 1 Actual deformation and failure of reinforced earth retaining wall

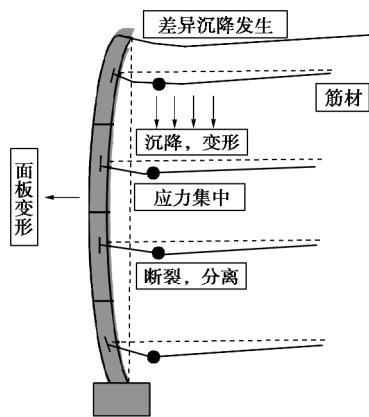


图2 加筋土挡墙变形破坏示意图

Fig. 2 Sketch of deformation and failure of reinforced earth retaining wall

近年来加筋土结构在差异沉降中的应用研究, 较成熟的研究成果不多见, 研究的方向大多在筋土界面的相互作用机理、筋材的力学特性以及现场沉降观测等方面。而对于差异沉降下加筋土结构相关理论的研究尚少, 尤其是在预测某一特定情况下差异沉降加筋土结构的变形规律、受力情况等方面, 相关的理论研究更是少见。本文通过弹性索理论对加筋土挡墙结构在差异沉降下筋材的变形形态、应力分布进行理论分析, 提出一套差异沉降下加筋土挡墙筋材应力分布及其变形曲线的计算方法。结合室内模型试验, 验证了本文研究成果的可行性和准确性, 为加筋土挡墙结构的设计提供必要的分析理论和计算方法。

1 加筋土挡墙结构设计的理论研究

1.1 弹性索理论的相关参数研究

弹性索理论在实际桥梁工程设计中应用广泛, 例如悬索桥设计中计算悬索在荷载作用下的变形特性。然而悬索桥只是弹性索理论的一个特例, 即索的两个固定端在同一水平线上, 一般情况下的悬索变形形态如图3所示。

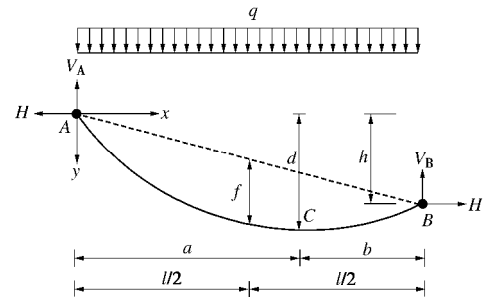


图3 悬索变形形状图示

Fig. 3 Deformation of elastic cable

图3中: A 点与 B 点为索的两个固定端; H 为索的水平张力; V_A 为索中 A 点的支座反力; q 为索所受的均布荷载; h 为 A, B 两固定端的竖向距离; f 为跨中挠度; l 为索 AB 的跨度。

建立直角坐标系, 计算 A, B 两点所受 x 轴, y 轴方向张力^[14]分别为

$$\{T_x(x), T_y(x)\} = \left\{ H, V_A - \int_0^x q dx \right\} \quad (1)$$

由边界条件可解得

$$y(x) = \frac{q}{2H} x(l-x) + \frac{h}{l} x \quad (2)$$

式中, 水平张力 H 为未知参数。

如图3可知曲线过点

$$(x, y) = \left(\frac{l}{2}, \frac{h}{2} + f \right) \quad (3)$$

将式(3)代入式(2)中, 可得跨中挠度 f 的表达式为

$$f = \frac{ql^2}{8H} \quad (4)$$

通过上述分析可进一步得到 A, B 两固定端的支座反力分别为

$$\left. \begin{aligned} V_A &= \frac{ql}{2} \left(1 + \frac{h}{4f} \right) \\ V_B &= \frac{ql}{2} \left(1 - \frac{h}{4f} \right) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

此时, 索中变形最低点 C 与固定端 A 的垂直间距 d 的表达式为

$$d = f + \frac{h}{2} \left(1 + \frac{h}{8f} \right) \quad (6)$$

由式(1)中 x 轴与 y 轴方向张力分量的分布情况, 通过三角函数关系, 可解得索张力 T 随 x 变化的表达

式为

$$T = H \sqrt{1 + \left[\frac{8f}{l^2} \left(\frac{l}{2} - x \right) + \frac{h}{l} \right]^2} \quad (7)$$

1.2 弹性索理论应用于加筋土挡墙结构中的研究

差异沉降变形与弹性索的变形有以下出入：二者受力状态相似，挠度曲线不同，差异沉降变形是弹性索变形的一个特例。一般情况下，加筋土挡墙中筋材在面板附近形成悬空的凹形曲线，该段筋材受到的拉应力较大，若超过其抗拉极限值，就会发生断裂破坏。为了研究加筋土挡墙的破坏形式，本节选取面板附近筋材悬空部分作为研究对象，对其进行受力分析。为了简化计算提出以下假设：①墙后土压力由筋材承受，面板只起到装饰及防漏土的作用，不提供额外的抗力。即假设面板会将所承受的侧向土压力全部传递至板后的筋材；②将筋材所受的竖向力简化为均布荷载 q ^[15]；③忽略填料与面板接触处的摩擦力。

由以上假设可得出筋材的受力图，如图4所示。

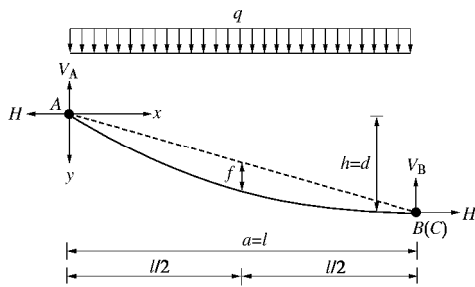


图4 差异沉降段筋材受力、变形曲线

Fig. 4 Stress and deformation curve of reinforced materials in differential settlement section

图4中：A点为面板与筋材的连接点；B(C)点为筋材的差异沉降最大点，其后筋材的沉降量一致，不再进行讨论； l 为筋材弯曲变形段的水平投影长度； h 为筋材的变形沉降量； f 为筋材弯曲段的跨中挠度； V_A 、 V_B 分别为A、B两点筋材的竖向反力，其他参数如弹性索理论。

用静力平衡条件对筋材受力形式进行分析：

B点为筋材悬空（其下方无外力作用）的临界点，其下部填料对筋材支持力为0，即

$$V_B = 0 \quad (8)$$

由竖直方向上的静力平衡可以得到

$$V_A = ql \quad (9)$$

由力矩平衡条件 $\sum M = 0$ ，可以得到

$$\frac{ql^2}{2} = Hh \quad (10)$$

至此，引入弹性索理论对筋材进行受力分析。将筋材的受力情况与弹性索理论的一般情况进行对比，

可以看到简化后的筋材受力为弹性索理论计算的一种特殊情况，该状态下B、C两点重合，有

$$b = 0, \quad h = d \quad (11)$$

将式(11)代入式(6)得

$$h = 4f \quad (12)$$

将式(7)作适当处理，将节点张力转换为节点应力，求得筋材的应力分布状态如下：

$$T = \frac{H}{A} \sqrt{1 + \left[\frac{2h}{l^2} \left(\frac{l}{2} - x \right) + \frac{h}{l} \right]^2} \quad (13)$$

式中， A 为筋材的截面面积。工程中沉降量 h 、截面面积 A 通常为已知参数，筋材的水平拉力 H 和筋材弯曲段的水平投影长度 l 为未知参数。

1.3 修正后的弹性索理论参数 H, l 的求解

(1) 侧限条件下挡墙的相关参数求解

图4中筋材的受力形式相当于侧限的加筋土挡墙，侧限的作用效果相当于挡墙处于静止土压力状态，挡墙面板无水平位移，因此，土压力对筋材的变形和应力分布不造成影响。

未知参数 H, l 的推导过程如下：

将式(10)代入式(2)中，消去水平张力 H ，得到变形曲线 y 的表达式为

$$y = 4f \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^2 \right] + \frac{h}{l} x \quad (14)$$

对 x 求导得

$$\frac{dy}{dx} = \left[4f \left(\frac{1}{l} - \frac{2x}{l^2} \right) + \frac{h}{l} \right] \quad (15)$$

根据胡克定律，可求得由于筋材水平张力增量 $(H - H_0)$ 及温度变化 Δt 引起的筋材长度变化 ΔS_1 为

$$\Delta S_1 = \frac{H - H_0}{EA} l + \alpha \cdot \Delta t \cdot l \quad (16)$$

式中 E 为筋材的弹性模量； A 为筋材的截面面积； α 为筋材的线膨胀系数； Δt 为温差。本文中筋材的初始水平张力 H_0 为0。

根据式(10)的筋材变形曲线确定筋材在荷载作用下的几何伸长，由于初始状态下筋材是平铺的，即初始伸长 S_0 为0，所以筋材长度变化 ΔS_2 为

$$\Delta S_2 = \int_0^l \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2} dx \quad (17)$$

由于筋材的变形属于小垂度变形， $(dy/dx) \ll 1$ ，运用Taylor级数展开法将上式中的根号项展开，若取前两项，式(17)变为

$$\Delta S_2 = \frac{1}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx \quad (18)$$

令式(16)和式(18)相等，有

$$H = \frac{EA}{l} \left[\frac{1}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx - a \cdot \Delta t \cdot l \right] \quad (19)$$

将式(15)代入式(19), 有

$$H = EA \left(\frac{2h^2}{3l^2} - a \cdot \Delta t \right) \quad (20)$$

将式(10)和式(20)联立, 有

$$\frac{ql^2}{2h} = EA \left(\frac{2h^2}{3l^2} - a \cdot \Delta t \right) \quad (21)$$

忽略温差效应影响, 式(21)经整理得

$$l = 4 \sqrt[4]{\frac{EAh^3}{192q}} \quad (22)$$

将式(22)代入式(13), 得到筋材结点张力 T 的表达式为

$$T = \frac{2Eh^2}{3l^2} \sqrt{1 + \left[\frac{2h}{l^2} \left(\frac{l}{2} - x \right) + \frac{h}{l} \right]^2} \quad (23)$$

式中 E 为筋材的弹性模量, 可由拉伸试验测得; h 为筋材变形的沉降值, 通常为设计控制值; l 为筋材弯曲段的水平投影长度, 为待求参数。

(2) 无侧限条件下挡墙的相关参数求解

与侧限加筋土挡墙相比, 无侧限加筋土挡墙的墙面板有侧向土压力作用。因此, 对于一般加筋土挡墙结构来说, 在面板与筋材的连接处, 筋材的受力由差异沉降引起的水平张力 H 和侧向土压力 E_a 组成, 由此得到筋材结点处受水平向合力 H_1 为

$$H_1 = H + E_a \quad (24)$$

式中, 水平张力 H 可由式(20)求得。

E_a 的计算方法参考现行的相关规范^[3], 有

$$E_{ai} = K_i W_i S_x S_y \quad (25)$$

式中 E_{ai} 为第 i 层筋材所承受的墙后土压力; S_x , S_y 分别为面板的长度、宽度; K_i 为 Z_i 处土压力系数, 当 $Z_i \leq 6$ m时, 有

$$K_i = K_0 \left(1 - \frac{Z_i}{6} \right) + K_a \frac{Z_i}{6} \quad (26)$$

当 $Z_i > 6$ m时, 有

$$K_i = K_a \quad (27)$$

式中, K_0 , K_a 分别为填料的静止土压力系数和主动土压力系数; W_i 为第 i 层筋材所受法向压力, 表达式为

$$W_i = g Z_i + q_i \quad (28)$$

式中, Z_i 为墙顶至第 i 层加筋材料的距离, g 为填料重度, q_i 为均布荷载。

联立式(21)、(24)、(25), 有

$$H_1 = EA \frac{2h^2}{3l^2} + K_i W_i S_x S_y \quad (29)$$

式中, 水平张力合力 H_1 和筋材弯曲段的水平投影长度

l 为待求解参数。

2 模型试验

2.1 试验装置

本次试验在木制模型槽中进行, 该模型槽装置的内壁尺寸为72 cm×35 cm×70 cm, 其中72 cm×70 cm的侧面为钢化玻璃制成, 可以由此观察试验中筋材随填料沉降而发生变形的过程, 并可在沉降稳定后画出筋材变形的实测曲线。模型简图如图5所示。

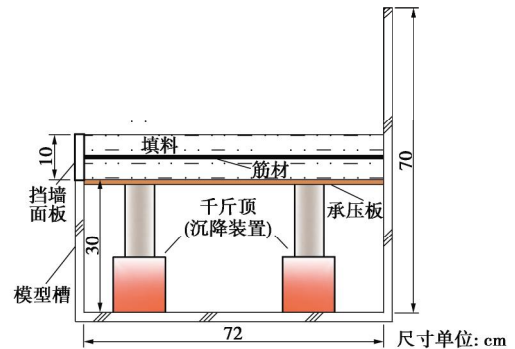


图5 试验模型简图

Fig. 5 Diagram of test model

加筋土挡墙由面板、筋材及填料(土体)组成, 整个墙体由承压板托起约30 cm, 承压板连接其下的3个千斤顶作为沉降发生装置, 千斤顶由同一个液压管控制, 可实现同步升降以模拟填料与墙面板的差异沉降。根据试验模型尺寸及受力大小选择适当的材料作为挡墙的加筋体, 本文使用纱网模拟加筋土挡墙的筋材, 尺寸为35 cm×10 cm×1 cm的木板模拟挡墙面板。填料装填速度控制为每cm高度上装填4 kg, 并在钢化玻璃面铺设5 cm×5 cm红砂网格线以便观察沉降过程中填料及筋材的变形情况。

试验装置实体图如图6所示。

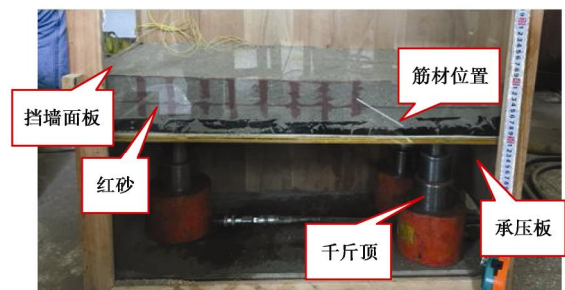


图6 试验模型实物图

Fig. 6 Physical diagram of test model

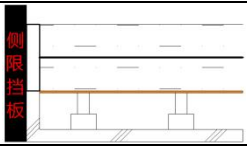
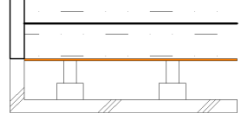
2.2 试验方案

如图6所示, 模拟加筋土挡墙的差异沉降, 选取两种不同形式的加筋土挡墙: #1加筋土挡墙为侧限挡墙; #2加筋土挡墙为无侧限挡墙。试验测得该两种挡

墙在不同沉降量下筋材的应力分布及变形状态，将试验数据与本文的理论计算结果相对比，检验该方法的可行性和准确度。试验挡墙的尺寸如表 1 所示。

表 1 加筋土挡墙的试验尺寸

Table1 Experimental dimensions of reinforced earth retaining wall

挡墙 编号	面板高 度/cm	筋材间距 /cm	面板 约束	图例
#1	10	10	侧限	
#2	10	10	无侧限	

面板的宽度为模型槽的内壁宽度 35 cm，板后填料沉降量每增加 3 cm 停止沉降，变形稳定后测一次数据，其中筋材的应力由筋材上的应变片测得，每条筋材布设 4 个应变测量点，筋材变形由钢尺在钢化玻璃面测得（精确到 mm）。由此绘制实测的筋材变形及应力分布曲线，并同理论计算进行比较。达到以下 3 种状态试验终止：①板后填料无法继续沉降；②筋材断裂，面板失稳；③沉降量达到 12 cm，即千斤顶无法继续下降。

2.3 试验材料的物理力学特性

(1) 填料的物性试验

填料（砂土）的物性试验：包括筛分试验、比重试验、直接剪切试验和击实试验，参照《土工试验方法标准》^[16]进行。

填料的颗粒级配试验采用筛分法，颗粒级配曲线如图 7 所示。填料的比重试验采用比重瓶法测定，填料的比重 G_s 为 2.55。

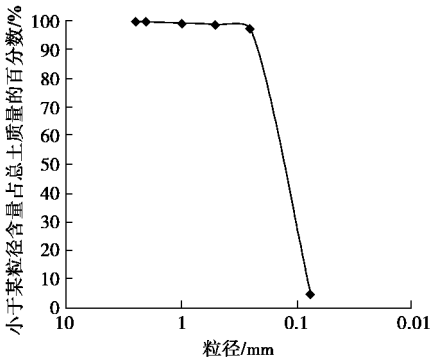


图 7 填料颗粒级配曲线

Fig. 7 Distribution curve of particle sizes

填料的抗剪强度用直接剪切仪测定，抗剪强度曲线如图 8 所示，填料的黏聚力 c 为 18.7 kPa，内摩擦角 j 为 34.7° 。

填料的击实试验采用轻型标准击实仪进行试验，

最大干密度为 1.816 g/cm^3 ，最小干密度为 1.516 g/cm^3 ，最优含水率为 13.8%，湿密度为 1.785 g/cm^3 。

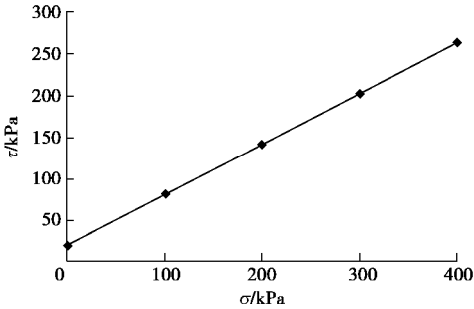


图 8 填料的抗剪强度曲线

Fig. 8 Shear strength curve of filler

(2) 筋材的拉伸试验

本文在拉伸试验仪上进行标准的拉伸试验，具体步骤可参照如《土工织物—宽幅拉伸试验》^[17]等规范。试验所用筋材的尺寸为 20 cm×5 cm，为了消除拉伸弯矩的影响，本文采用对筋材正反两面均贴应变片的方法来测试筋材的应变，测试的应变为

$$e_{\text{测}} = (e_{\text{正}} + e_{\text{反}}) / 2 \quad (30)$$

根据筋材在不同拉力状态下的测试数据计算筋材的实际应变和测试应变 ($\mu\epsilon$)，作出实际应变和测试应变的关系图，拟合实际应变、测试应变的关系函数如图 9 所示。

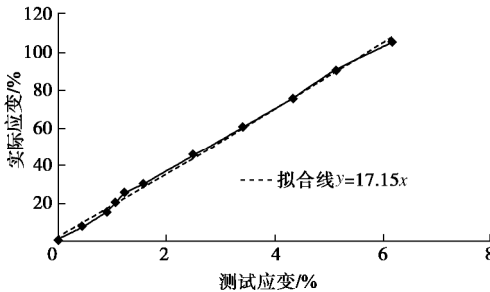


图 9 筋材的实际应变与测试应变关系曲线

Fig. 9 Relationship between actual strain and test strain of reinforced materials

由图 9 知，实际应变与测试应变的线性关系式为

$$e_{\text{实}} = 17.15e_{\text{测}} \quad (31)$$

由于筋材的厚度无法准确测出，故本文求取筋材的线弹性模量 Et (t 为筋材厚度，本文取 $t=0.1 \text{ cm}$) 以找到应力应变关系。计算过程如下：

单位厚度筋材的应力 s 为

$$s = E \cdot 1 \cdot e_{\text{实}} = E \cdot 17.15e_{\text{测}} \quad (32)$$

线弹性模量 Et 的表达式为

$$Et = F / b / e_{\text{实}} \quad (33)$$

式中， F 为所施加的拉力值， b 为筋材宽度 (5 cm)。计算结果如图 10 所示。

由图 10 可知，筋材的平均线弹性模量 Et 为 25.3 kN/m。

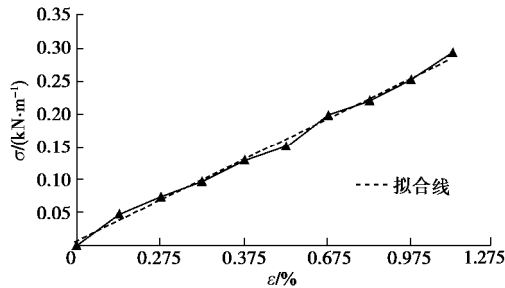


图10 筋材的应力应变曲线

Fig. 10 Stress strain curves of steel bars

2.4 试验过程

试验过程如下: ①图5所示, 安放加筋土挡墙的墙面板, 承压板由千斤顶升至预设位置, 板上铺一层塑料薄膜以防止漏砂; ②在承压板上分层装填填料并保证压实度均匀, 在钢化玻璃面铺设5 cm×5 cm红砂网格线以便观察沉降过程中填料及筋材的变形情况(如图6); ③铺设的墙后筋材装有事先贴好的双面应变片, 每层筋材设4个测量点, 挡墙装填完毕的实物图如图6所示; ④待挡墙自稳定后, 测试一次应变片的数据作为初始值; ⑤控制千斤顶缓慢沉降, 每沉降3 cm读取一次应变片的数据, 并用钢尺在钢化玻璃面测得筋材变形, 如此直至试验结束。

3 试验结果及分析

图11、12分别为侧限、无侧限加筋土挡墙沉降3 cm状态下筋材的实际变形状况。



图11 侧限加筋土挡墙的实际变形形态

Fig. 11 Actual deformation of reinforced earth retaining wall with lateral restriction



图12 无侧限加筋土挡墙的实际变形形态

Fig. 12 Actual deformation of reinforced earth retaining wall without lateral restriction

由图11、12中筋材的变形可看出: 近面板处的筋材变形类似于悬索效应中材料的变形, 越靠近面板筋材的应力越大。如果上覆荷载足够大或者沉降量较大, 筋材的应力就可能超过自身的抗拉极限发生断裂, 致使挡墙无法正常工作。

随着差异沉降的增加, 板后筋材的变形越来越明显, 板后的筋材悬空段长度也不断增长, 悬索效应越来越明显, 筋材所受的拉力也越来越大。

根据试验数据, 运用本文1.2节及1.3节的理论研究成果, 计算并做出各种状态下筋材的变形曲线。试验挡墙模拟的沉降量取值分别为3, 6, 9, 12 cm, 两组试验中筋材的变形曲线实测值与理论计算值的对比图如图13、14所示。

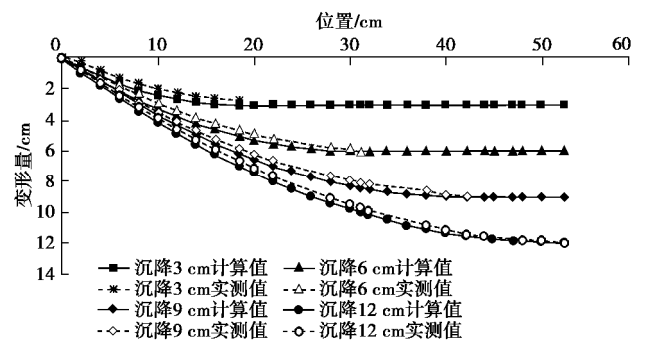


图13 #1墙体筋材的变形曲线对比图

Fig. 13 Comparison of deformation curves of bars of first retaining wall

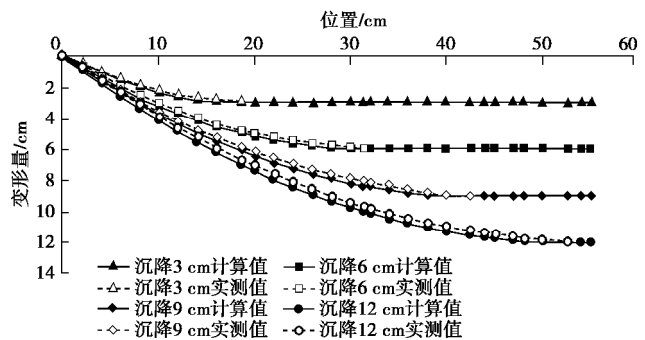


图14 #2墙体筋材的变形曲线对比图

Fig. 14 Comparison of the deformation curves of second wall bars

由图13、14可看出: 关于筋材的变形特性, 理论计算值和实际测量值基本保持一致, 即将修正后的弹性索理论应用到在差异沉降下加筋土挡墙中筋材的变形研究是可行的。

挡墙模拟试验中, 筋材的应力实测值由应变片测量值计算; 理论值由文中1.3节的理论分析计算。沉降量取值分别为3, 6, 9, 12 cm, 筋材所受应力的实测值与理论计算值的对比如图15、16所示。

由图15、16可以看到, 筋材应力的实测值与理论

值基本一致,运用本文的计算方法计算差异沉降下加筋土挡墙中筋材的应力分布是可行的。

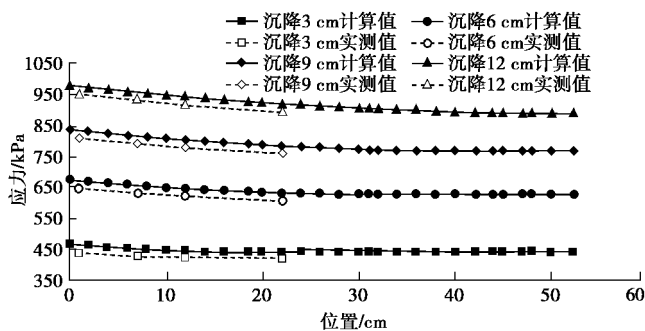


图 15 #1 挡墙筋材应力分布对比图

Fig. 15 Comparison of stress distribution of first retaining wall

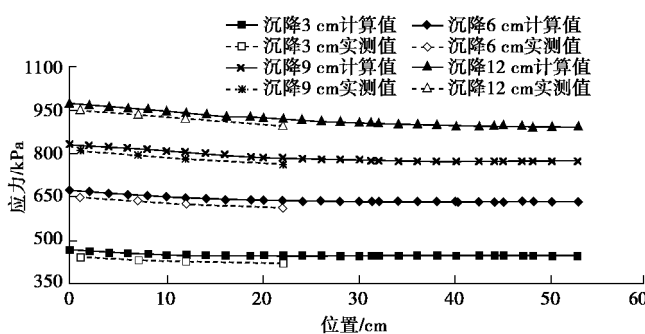


图 16 #2 挡墙筋材应力分布对比图

Fig. 16 Comparison of stress distribution of second retaining wall

4 结 论

针对目前加筋土挡墙在差异沉降情况下容易在面板与筋材连接处发生应力集中—断裂—分离的现象,本文运用了修正后的弹性索理论来分析挡面板与筋材连接处受力变形情况,提出了一套筋材变形及应力的计算方法。该方法可用于加筋土挡墙结构中的沉降控制设计,以及面板与筋材连接处筋材抗拉强度(连接强度)的计算,对完善加筋土挡墙的设计理论具有一定的意义。另外,本文通过室内试验验证了该计算方法的可行性和准确性。

(1) 根据在差异沉降条件下,加筋土挡墙面板附近筋材的变形及受力情况,本文对弹性索理论进行了修正,并提出了一套差异沉降下加筋土挡墙筋材应力分布及其变形曲线的计算方法。

(2) 由室内模型实验的差异沉降数据得到的面板附近筋材的实测变形曲线,与本文提出的修正后的弹性索变形曲线(图 4)基本一致。

(3) 通过两组室内试验,分别对侧限加筋土挡墙和无侧限加筋土挡墙的筋材受力及变形特性进行观察,试验中加筋土挡墙在差异沉降下筋材的变形及应力分布和本文提出的理论计算方法得出的结果基本保持一致,即将修正后的弹性索理论运用到加筋土挡墙

结构设计中是可行的。

(4) 本文所讨论的筋材变形具有悬索形状,这种变形相对比较“规整”,筋材所受的竖向力也可简化为均布荷载。而实际工程中筋材的变形尚存在突变或不规则形状的可能性,故本文的理论研究成果仅适用于近似悬链线的筋材变形情况,对非悬索线变形情况尚待论证。

本文关于加筋土挡墙的理论假定和模型假定基于模型实验,与实际工程中加筋土挡墙差异沉降破坏的差异性应进一步深入研究。

参考文献:

- [1] 魏丽敏, 张军乐, 何 群. 差异沉降对加筋土挡墙筋带内力与变形的影响[J]. 中国铁道科学, 2004, 25(5): 89 - 93. (WEI Li-min, ZHANG Jun-le, HE Qun. Influence of differential settlement on internal force and deformation of the reinforcement in reinforced earth retaining wall[J]. China Railway Science, 2004, 25(5): 89 - 93. (in Chinese))
- [2] 山西省交通厅. 公路加筋土工程设计及施工规范汇编[M]. 北京: 人民交通出版社, 1993. (Transportation Department of Shanxi Province. Compilation of engineering design and construction specification for highway reinforced soil[M]. Beijing: China Communications Press, 1993. (in Chinese))
- [3] 长沙铁道学院. 湖南省加筋土支挡结构与施工规程(暂行)[M]. 长沙: 国防科技大学出版社, 1994. (Changsha Railway Institute. Design and construction rules of reinforced soil retaining structure in hunan province (temporary)[M]. Changsha: National University of Defense Technology, 1994. (in Chinese))
- [4] JTJ015—91 公路加筋土工程设计规范[S]. 1993. (JTJ015—91 Design code for highway reinforced earth engineering[S]. 1993. (in Chinese))
- [5] WEN X, JIANG J, ZHANG C, et al. Experimental study on performance of multidirectional geogrid and its application in engineering of high slope[J]. Journal of Wuhan University of Technology Mater (Sci Ed), 2014, 29(4): 704 - 711.
- [6] 何光春. 加筋土工程设计及施工[M]. 北京: 人民交通出版社, 2000. (HE Guang-chun. Design and construction of reinforced earth engineering[M]. Beijing: China Communications Press, 2000. (in Chinese))
- [7] 王荣芳, 曹 霞. 加筋土挡土墙在石环公路工程中的应用[J]. 市政技术, 2013(4): 40 - 42. (WANG Rong-fang, CAO Xia. Application of reinforced earth retaining wall in stone ring highway engineering[J]. Municipal Technology, 2013(4): 40 - 42. (in Chinese))

- [8] 黄国伟, 方鸿琪. 加筋土挡土墙结构的应用[J]. 工程勘察, 2000(6): 38 - 40. (HUANG Guo-wei, FANG Hong-qi. Application of reinforced earth retaining wall structure[J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2000(6): 38 - 40. (in Chinese))
- [9] SONG Y, ZHENG Y, TANG X. Study on the FEM design of reinforced earth retaining wall with geogrid[J]. Engineering Sciences, 2010(3): 71 - 80.
- [10] ZHANG M X, ZHOU H. Model test on sand retaining wall reinforced with denti-strip inclusions[J]. Science China Technological Sciences, 2008, 51(12): 2269 - 2279.
- [11] CHEN Q, HE C R, ZHU F Q. Field measurement sand pullout tests of reinforced earth retaining wall[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2004(2): 165 - 172.
- [12] WANG C, LUAN M, ZHU Z. Model test and numerical analysis on long-term mechanical properties of stepped reinforced retaining wall[J]. Transactions of Tianjin University, 2012, 18: 62 - 68.
- [13] OUYANG C J, XU Q, HE S M, et al. A generalized limit equilibrium method for the solution of active earth pressure on a retaining wall[J]. Journal of Mountain Science, 2013(6): 1018 - 1027.
- [14] Japan Society of Civil Engineers. Structural mechanics formula set[M]. 1st ed. Tokyo: Japan Society of Civil Engineers, 1986.
- [15] 王 祥, 徐林荣. 双级土工格栅加筋土挡墙测试分析[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(2): 220 - 224. (WANG Xiang, XU Lin-rong. Testing and analysis of reinforced earth retaining wall with double grade geogrid[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, 25(2): 220 - 224. (in Chinese))
- [16] GB T50123 土工试验方法标准[S]. 1999. (GB T50123 Standard for soil test method[S]. 1999. (in Chinese))
- [17] British Standard. BS EN ISO 10319 Geotextiles Widewidth tensile test[S]. London: British Standard Institution, 2008.

《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。

(本刊编辑部)

DOI: 10.11779/CJGE201801013

考虑有效应力的钻屑量理论分析及试验研究

唐巨鹏, 陈 帅, 李卫军

(辽宁工程技术大学力学与工程学院, 辽宁 阜新 123000)

摘 要: 考虑深部开采条件下水平地应力作用不能忽略, 引入有效应力, 推导得到新钻屑量公式, 分析给出了有效应力与钻屑量间关系, 提出了通过有效应力判断钻屑量方法。在此基础上以典型阜新孙家湾矿突出危险煤层为例, 利用自主研制的三维应力煤体钻屑量检测试验装置, 改变轴压模拟垂直地应力、围压模拟水平地应力、孔隙压模拟瓦斯压力作用, 进行了实验室尺度下钻屑法模拟试验, 研究了有效应力、煤层深度、瓦斯压力对钻屑量影响规律。研究结果表明: 钻屑量与有效应力呈线性递增关系, 试验值略大于理论值, 平均误差为 7.9%, 与前人结论一致, 验证了新钻屑量公式有效性及三维应力煤体钻屑量检测试验装置可靠性; 随着煤层埋藏深度增大, 钻屑量越大, 钻屑量与煤层深度呈线性递增规律, 且钻屑量随钻孔深度增加呈先减小、后递增、最后缓慢递减规律, 在钻孔深度 12.5 cm 处钻屑量最大, 表明此处为应力集中区; 钻屑量随瓦斯压力增加, 呈指数函数递增规律, 瓦斯压力越大, 孔壁裂纹扩展越明显, 说明瓦斯对煤体软化作用越显著。上述研究结论对该矿深部煤与瓦斯突出预测和防治具有重要参考价值。

关键词: 三维应力; 钻屑量; 有效应力; 煤层深度; 瓦斯压力

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2018)01 - 0130 - 09

作者简介: 唐巨鹏(1976 -), 男, 辽宁锦州人, 教授, 博士生导师, 主要从事煤与瓦斯突出机理和实验研究。E-mail: jupengt@126.com。

Theoretical and experimental studies on drilling cutting weight considering effective stress

TANG Ju-peng, CHEN Shuai, LI Wei-jun

(School of Mechanics and Engineering, Liaoning Technical University, Fuxin 123000, China)

Abstract: Considering that the horizontal stress can not be ignored under deep mining, the new formula for drilling cutting weight is derived based on the effective stress. The relationship between the effective stress and the drilling cutting weight is analyzed. The method for judging the drilling cutting weight by the effective stress is put forward. On this basis, by taking the typical high gassy mine of Sunjiawan Coal Mine in Fuxin as an example, using the developed 3D stress test devices for coal drilling cutting weight and changing the axial pressure to simulate the vertical crustal stress, the confining pressure is used to simulate the vertical crustal stress and the pore pressure is used to simulate the gas pressure. Laboratory experiments are carried out to study the effects of the effective stress, coal seam depth and gas pressure on the drilling cutting weight. The results show that the drilling cutting weight increases linearly with the effective stress, and the test values are slightly larger than the theoretical ones, and the average error deviation is 7.9%, which is consistent with the previous conclusions. This verifies the reliability of the new formula for drilling cutting weight and the three-dimensional stress test devices. With the increasing depths, the drilling cutting weight is greater, that is to say, the drilling cutting weight increases linearly with the depth of coal seam. With the increase of drilling depth, the drilling cutting weight firstly decreases and then increases and finally decreases slowly. The location of the maximum amount of drilling cuttings is at the depth of 12.5 cm, which indicates that the place is the stress concentration area. With the increase of gas pressure, the drilling cutting weight increases in the form of exponential function, and it has a significant influence on the shape of the coal wall and the hole. With the increase of gas pressure, the more obvious the crack growth of the hole wall, the more remarkable the softening effect of the coal seam. The conclusions have an important reference value for the prediction and control

of coal and gas outburst in coal mines.

Key words: three-dimensional stress; drilling cutting weight; effective stress; coal seam depth; gas pressure

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (51374119); 国家重点研发计划专项项目 (2016YFC0600901); 辽宁省高等学校优秀人才支持计划项目 (LR2015028); 辽宁省自然科学基金优秀人才培养项目 (2014020156)
收稿日期: 2016 - 11 - 07

0 引言

煤与瓦斯突出作为中国煤矿最严重自然灾害, 是煤矿井下发生的一种煤、岩和瓦斯共同作用的极其复杂动力现象。随着中国煤炭浅部资源逐渐枯竭, 煤层开采深度增加, 煤与瓦斯突出灾害发生频率将不断加大, 对其准确预测和防治迫在眉睫^[1-4]。

钻屑法因其成本低、操作简单等优点得到普遍应用, 是目前煤与瓦斯突出矿井预测和防治主要方法, 钻屑量是钻屑法重要指标^[5-7]。因此, 研究钻屑量影响因素和相关规律对于煤与瓦斯突出预测和防治具有重要意义^[8]。

近年来, 国内外相关学者进行了有关钻屑量理论及实验室试验研究工作。在理论研究方面: 佩图霍夫^[9]考虑钻孔周围出现非弹性变形区发生松胀现象, 以 Mohr-Coulomb 准则为屈服条件得到了钻屑量与煤体应力关系式; 勃罗纳^[10]将钻屑排出量分为两部份, 一部分为与钻孔直径相同圆柱煤体钻屑量, 另一部分为孔内壁发生位移而产生钻屑量, 得到了总钻屑量与煤体应力关系式; 潘一山等^[11]考虑扩容等因素对钻屑量影响, 得到了钻屑量与煤体应力理论公式; 华福明等^[12]提出了用钻屑量、钻屑瓦斯解吸特征预测煤与瓦斯突出临界指标值确定方法; 李忠华等^[13]采用煤体损伤模型和极值点失稳理论, 对钻屑法孔壁破坏失稳现象进行了解析分析, 研究了孔壁失稳与煤体冲击矿压间关系; 桂祥友等^[14]讨论了钻屑量与钻屑解吸指标在煤与瓦斯防突中的理论应用; 王振等^[15]提出了考虑应力变化梯度下钻屑增量变化指标; 曲效成等^[16]通过分析和数值计算, 建立了钻屑量、支承压力及钻孔应力关系; 董杰等^[17]分析了煤体物理力学性质、矿山压力、瓦斯压力及测定误差对钻屑量大小影响, 总结了钻屑量与煤体重度、泊松比、煤体弹性模量、矿山压力、瓦斯压力关系; 陈峰等^[18]通过对工作面钻屑法研究, 提出了最大钻屑量对冲击地压影响; 申宏敏、毛桃良等^[19]从钻屑量指标理论角度探讨了钻屑量影响因素。实验室钻屑量研究也取得了较大进展^[20-26], 通过实验室研究手段, 利用自主研发的钻杆扭矩测试装置, 首次提出了钻杆扭矩测试煤体应力及判断煤岩体强度的方法, 通过对预制煤体相似材料试件进行了不同钻进速度下的钻孔试验, 研究了不同钻进速度对钻杆扭矩及钻进速度对钻头温度变化的影响规律, 进一步分析了钻杆扭矩与煤体应力、煤体性质及钻进速度间关系。这些研究结果为深部煤与瓦斯突出、冲击地压等矿山灾害提供了重要参考。

尽管在钻屑量理论及实验室研究方面已经取得了

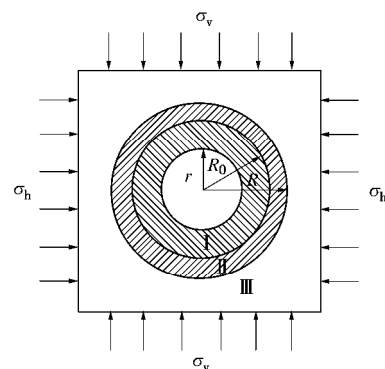
大量研究成果。理论方面, 考虑了垂直地应力、瓦斯压力及煤体物理力学参数等影响因素, 而实际上随着中国煤矿开采深度加大, 开采条件越来越复杂, 水平地应力接近甚至大于垂直地应力, 水平地应力作用不能忽略, 因此本文考虑水平地应力作用引入有效应力, 建立适用于深部开采条件新钻屑量公式, 重点分析钻屑量与有效应力间关系, 提出了通过计算有效应力值来判断钻屑量的方法。实验室研究方面, 基于目前钻屑量模拟试验均为二维应力条件作用下的实际情况, 本文采用原煤试件模拟井下真实三维应力条件下钻屑量试验, 在一定程度上更符合实际情况, 模拟了不同煤层深度下钻屑量随钻孔深度变化规律, 指出了应力集中区; 通过引入有效应力, 建立有效应力与钻屑量间关系且与理论公式做验证对比, 研究结果与前人结论一致, 说明新理论公式及三维应力煤体钻屑量检测试验装置的可靠性。通过研究瓦斯压力与钻屑量间关系, 进一步验证了瓦斯压力在深部煤层煤与瓦斯突出等矿山灾害中重要作用, 研究结果可为深部煤与瓦斯突出预测和防治提供重要参考。

1 钻屑量公式理论研究

从理论分析角度, 考虑深部开采条件下, 水平地应力作用不能忽略, 引入有效应力推导得到新钻屑量公式, 分析了有效应力与钻屑量间关系, 提出了通过计算有效应力值判断钻屑量的方法。

1.1 模型建立

钻孔形成后, 在其周围将形成破碎区、塑性软化区和弹性区, 如图 1 中 I、II、III 所示, 采用 Mohr-Coulomb 准则为屈服条件进行弹塑性分析, 建立了钻孔周围平面应变力学模型。其中, s_v 为垂直地应力 (MPa); s_h 为水平地应力 (MPa); r 为钻头半径 (mm); R_0 为破碎圈半径 (mm); R 为非弹性变形区半径 (mm)。



I—破碎区, II—塑性软化区, III—弹性区

图 1 钻孔周围平面应变力学模型

Fig. 1 Mechanical model for plane strain surrounding drilling hole

1.2 钻屑量公式推导

从力学角度分析,在相同钻孔施工工艺条件下,钻屑量指标为一常量。研究表明,钻孔钻屑量(现场均按单位长度钻屑量进行计算,单位为 kg/m)主要由静态钻屑量和动态钻屑量两部分组成^[19],而静态钻屑量即钻孔煤体实芯量 G_1 ; 动态钻屑量由 3 部分组成: 钻孔弹性变形产生的附加煤屑量 G_2 ; 破碎带形成后,弹性区与破碎带交界处因弹性卸载而产生的附加煤屑量 G_3 ; 钻孔形成后,孔壁破碎煤体扩容形成的附加煤屑量 G_4 。总钻屑量为

$$G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 \quad (1)$$

钻孔煤体实芯量 G_1 表示为

$$G_1 = \pi r^2 g \quad (2)$$

式中, r 为钻头的半径 (mm), g 为原始煤体的重度 (kg/m^3)。

钻孔弹性变形产生的附加煤屑量 G_2 表示为

$$G_2 = 2\pi r^2 g s_e \frac{1+m}{E} \quad (3)$$

式中 m 为煤体泊松比; E 为煤体弹性模量 (MPa); s_v 为垂直地应力 (MPa); s_h 为水平地应力 (MPa); p_1 为钻孔非弹性区瓦斯压力 (MPa); p_2 为钻孔形成后周围的瓦斯压力 (MPa), 取 0.1 MPa; 其中 s_e 为有效应力 (MPa)。

鲜学福等^[27]试验推导的有效应力公式为

$$s_e = \frac{1}{3}(s_v + 2s_h) - \frac{1}{2}(p_1 - p_2) \quad (4)$$

有效应力考虑到煤层深部垂直地应力、水平地应力、钻孔非弹性区瓦斯压力及钻孔形成后周围瓦斯压力作用,更适用于深部煤矿开采实际。

G_3 为破碎带形成后,弹性区与破碎带交界处因弹性卸载而产生的附加煤屑量:

$$G_3 = 2\pi \frac{1+m}{E} g R_0^2 \left[\left(1 - \frac{r^2}{R_0^2} \right) - \frac{2}{K+1} \right] \cdot \left[\frac{1}{3}(s_v + 2s_h) - \frac{1}{2}(P_1 - P_2) \right] \quad (5)$$

式中, K 为破碎带煤体的三轴残余强度系数, R_0 为破碎圈半径 (mm), 其中

$$R_0 = \frac{r}{1.5} \left[\frac{s_e}{(K+1)s_0} \right] \quad (6)$$

式中, s_0 为煤体残余强度 (MPa)。

G_4 为钻孔形成后,孔壁破碎煤体扩容形成的附加煤屑量。

由煤体应变软化本构方程:

$$s = \begin{cases} Ee & (e \leq e_c) \\ s_c \left(\frac{e}{e_c} \right)^m & (e \geq e_c) \end{cases} \quad (7)$$

式中, m 为煤体塑性软化系数, s_c 为单轴抗压强度 (MPa), e_c 为单轴抗压强度相应的应变。

令 Mohr-Coulomb 准则为屈服条件,进行弹塑性分析,建立平衡方程为

$$\frac{ds_r}{dr} + \frac{s_r - s_\theta}{r} = 0 \quad (8)$$

式中 s_θ 为径向应力 (MPa); s_r 为切向应力 (MPa)。

屈服条件为

$$s_\theta = qs_r + s_c \quad (9)$$

边界条件: 当 $r' = r$ 时, $s_r = 0$; 当 $r = R$ 时,即在弹性区及非弹性区的分界线上应力必须连续,得出非弹性变形区半径 R 的解析式为

$$R = r \left[1 + \frac{(2m+q-1)(2p-s_c)}{s_c^{1-m} [s_c + (q-1)p]^m (q+1)} \right]^{\frac{1}{2m+q-1}} \quad (10)$$

当 $m=0$ 时,式(10)即为理想状态下的卡斯特那公式。如不考虑扩容效应,钻孔非弹性区与弹性区交界处的径向位移 u_R 为

$$u_R = \frac{1+m}{2E} R \left[s_c + \frac{q-1}{q+1} (2p-s_c) \right] \quad (11)$$

孔内壁径向位移由体积不变条件得

$$u_r = \frac{u_R}{r} R \quad (12)$$

式中, $q = \frac{1+\sin j}{1-\sin j}$, j 为内摩擦角 ($^\circ$)。

如果考虑煤体非弹性变形扩容,按煤体质量不变条件,采用平均扩容系数 n ,求得包括扩容在内的孔内壁径向位移 u_r :

$$u_r = \frac{R}{r} u_R + \frac{n-1}{2r} (R^2 - r^2) \quad (13)$$

式中, $\frac{n-1}{2r} (R^2 - r^2)$ 为扩容产生的影响部分,根据前人研究结果 n 取 1.1~1.2。

综上可得,扩容单位孔深钻屑量 G_4 推导为

$$\begin{aligned} G_4 &= 2\pi r u_r \left[\frac{R}{r} u_R + \frac{n-1}{2r} (R^2 - r^2) \right] \\ &= 2\pi g R u_R + \pi g (n-1) (R^2 - r^2) \\ &= g 2\pi r^2 \left[1 + \frac{(2m+q-1)(2p-s_c)}{s_c^{1-m} [s_c + (q-1)p]^m (q+1)} \right]^{\frac{2}{2m+q-1}} \\ &\quad \left\{ \frac{1+m}{2E} \left[s_c + \frac{q-1}{q+1} (2p-s_c) \right] \right\} + \\ &\quad g \pi (n-1) r^2 \left\{ \left[1 + \frac{(2m+q-1)(2p-s_c)}{s_c^{1-m} [s_c + (q-1)p]^m (q+1)} \right]^{\frac{2}{2m+q-1}} - 1 \right\} \end{aligned}$$

$$g \pi r^2 \left\{ \left[1 + \frac{(2m+q-1)(2p-s_c)}{s_c^{1-m} [s_c + (q-1)p]^m (q+1)} \right]^{\frac{2}{2m+q-1}} \right. \\ \left. \left\{ \frac{1+m}{E} \left[s_c + \frac{q-1}{q+1} (2p-s_c) \right] + (n-1) \right\} - (n-1) \right\} \cdot (14)$$

由以上推导可得新钻屑量 G 为

$$G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 \\ = \pi r^2 g + 2\pi \left[\frac{1}{3} (s_v + 2s_h) - \frac{1}{2} (p_1 - p_2) \right]^{\frac{1+m}{E}} + 2\pi \frac{1+m}{E} g R_0^2 \cdot \\ \left[\left(1 - \frac{r^2}{R_0^2} \right) - \frac{2}{K+1} \right] \left[\frac{1}{3} (s_v + s_h) - \frac{1}{2} (p_1 - p_2) \right] + \\ g \pi r^2 \left\{ \left[1 + \frac{(2m+q-1)(2p-s_c)}{s_c^{1-m} [s_c + (q-1)p]^m (q+1)} \right]^{\frac{2}{2m+q-1}} \right. \\ \left. \left\{ \frac{1+m}{E} \left[s_c + \frac{q-1}{q+1} (2p-s_c) \right] + (n-1) \right\} - (n-1) \right\} \cdot (15)$$

式 (15) 即为新钻屑量理论公式。

1.3 钻屑量理论公式分析

在前人钻屑量理论公式研究中未考虑水平地应力对钻屑量影响,而实际上有效应力反映了垂直地应力、水平地应力及瓦斯压力综合作用,深部开采时不能忽略。因此以典型高地应力、高瓦斯矿井—阜新孙家湾矿煤体物理力学参数为例,通过对新钻屑量公式影响因素分析,以期获得有效应力与钻屑量间相关规律。阜新孙家湾矿煤体力学参数为:重度 g 为 1520 kg/m^3 ,泊松比 n 为 0.33 ,弹性模量 E 为 1.0 GPa ,塑性软化系数 m 为 -0.45 ,内摩擦角 j 为 20° ,平均扩容系数 n 为 1.1 ,单轴抗压强度 s_c 为 7.5 MPa ,出孔瓦斯压力 p_2 为 0.1 MPa 。

本文钻屑量公式主要考虑深部开采条件下有效应力作用,随着煤层深度增加,煤层地应力增大,瓦斯压力增大,由式 (4) 可知,有效应力随着煤层深度增大而增大。为从理论上获得有效应力与钻屑量间关系,由文献^[28]计算得到不同煤层深度地应力值、瓦斯压力值如表 1 所示。

表 1 施加载荷参数

Table 1 Parameters of loading

煤层深度	垂直地应力	水平地应力	瓦斯压力
/m	/MPa	/MPa	/MPa
600	14.10	6.04	13.6
700	16.45	7.05	14.6
800	18.80	8.06	15.6
900	21.16	9.07	16.6
1000	23.51	10.07	17.6

由式 (4) 计算煤层埋深为 600, 700, 800, 900, 1000 m 时,有效应力分别为 23.60, 24.55, 25.50, 26.45, 27.40 MPa, 选用 42 mm 钻杆, 将表 1 中物理力学参数代入式 (15), 得到钻屑量与有效应力关系曲线如图 2 所示。

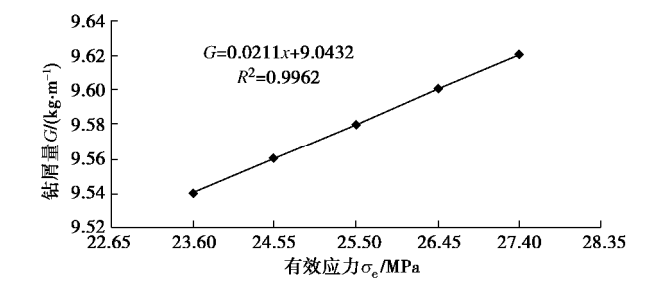


图 2 钻屑量与有效应力间关系

Fig. 2 Relationship between drilling cutting weight and effective stress

从图 2 中可以看出, 钻屑量与有效应力呈线性递增关系, 且递增幅度基本不变。随着煤层深度增加, 煤层所受地应力和瓦斯压力增大, 有效应力随之增加, 煤体趋于破碎, 煤体强度减小, 导致钻屑量增加, 突出危险性增大。由此可见, 对于深部开采高地应力、高瓦斯压力矿井, 通过已知煤体力学参数, 引入有效应力计算钻屑量预测煤与瓦斯突出方法对实际煤矿防突工作具有一定参考意义。

2 钻屑量模拟试验研究

为验证理论分析正确性, 从实验室试验角度获得相关规律, 自主研制了三维应力煤体钻屑量检测试验装置。该装置可实现变轴压、变围压、变孔隙压三维应力加载, 模拟深部开采煤层应力状态。装置设有加载腔, 轴压和围压由液压控制, 孔隙压由气压控制。装置一侧留有钻屑弱面, 对应安装有自动滑台导轨, 上端固定手电钻, 以模拟钻屑法施工。

2.1 试验试件及装置

试验煤样取自阜新孙家湾矿突出危险煤层^[29-30], 煤层厚度为 1.2 m, 视密度为 1.52 g/cm^3 , 真密度为 1.593 g/cm^3 , 孔隙率为 $6.2\% \sim 11.3\%$ 。试验采用原煤试件, 先将现场取来煤样用切割机切成大小均为 $16 \text{ cm} \times 16 \text{ cm} \times 16 \text{ cm}$ 立方体煤试件, 如图 3 所示, 将切割成型煤试件置放于三维应力煤体钻屑量检测试验装置中, 装置腔内尺寸为 $16 \text{ cm} \times 16 \text{ cm} \times 16 \text{ cm}$ 。选用 SGX 型自动滑台导轨, 滑块上端固定自动调节式手电钻, 如图 4 所示。采用液压稳压器进行施加轴压、围压, 为安全起见, 三维应力煤体钻屑量检测试验装置中采用通入氮气代替瓦斯, 装置连接如图 5 所示。



图 3 试验煤试件

Fig. 3 Experimental specimens



图 4 滑台导轨连接图

Fig. 4 Connection between sliding table and rail



图 5 液压稳压器连接图

Fig. 5 Connection of hydraulic pressure regulator

2.2 试验设计及过程

试验步骤:

- (1) 选取煤块, 切割成型。选取阜新孙家湾矿突出危险煤层煤块, 将煤块用实验室煤岩切割机切割成大小为 $16\text{ cm} \times 16\text{ cm} \times 16\text{ cm}$ 立方体煤试件。
- (2) 设备安装与密封。切割完好煤试件置于三维应力煤体钻屑量检测试验装置中, 装置顶盖拧紧密封, 将装置与氮气瓶、液压稳压器安全连接, 弱面用丝堵密封, 待整个装置安装完毕后, 通入氮气检验装置是否密封良好。
- (3) 煤试件抽真空, 饱和吸附。检验装置密封良好后, 在装置顶盖处外接真空压缩机进行抽真空, 预抽真空 24 h 后关闭抽真空阀门, 将氮气充入三维应力

煤体钻屑量检测试验装置中 (安全起见, 用氮气代替瓦斯), 使原煤试件饱和吸附 24 h。

(4) 对原煤试件加载。考虑模拟井下 400, 600, 800, 1000 m 不同煤层埋深钻屑量值, 共分为 4 组加载组合, 根据相似模拟理论计算的数值, 利用液压稳压器施加轴压、围压, 并保持稳压 30 min (试验过程中装置腔体内原煤试件有噼噼啪啪响声, 稳压后响声消失)。

(5) 滑台导轨速度、位移调制。将滑台导轨电机与控制器、驱动器, 直流电压转换器进行连接, 连接完毕后直流电压转换器与 220 V 交流电源接通, 通过调节控制器与驱动器, 使滑台导轨上端固定手电钻水平推进速度为 1.25 mm/s , 共分为六段推进位移, 每段自动水平推进位移为 2.5 cm, 钻屑量即为每 2.5 cm 的质量 (g)。

(6) 进行钻屑试验。打开装置腔弱面丝堵, 选用 $f=16\text{ mm}$ 钻头连接手电钻置于钻屑腔弱面并紧贴煤壁, 待稳压 30 分钟后开始钻屑试验。启动开关, 每隔 20 s 即钻头水平推进 2.5 cm 收集一次煤屑量, 共收集 6 次, 钻屑过程中, 记录每段位移内煤粉质量、煤粉粒径分布、钻屑过程中钻机声响、钻屑后煤壁及孔洞形状等参数, 以便分析钻屑量试验规律。

本文钻屑量模拟试验特点: 与以往钻屑量模拟试验所受二维应力条件不同, 试验采用自主研发的三维应力煤体钻屑量检测试验装置, 可实现对装置腔体内原煤试件同时施加轴压、围压、瓦斯压力, 通过打开腔体弱面进行钻屑试验, 旨在从实验室试验角度模拟深部开采条件下煤层钻屑法施工实际情况, 以获得煤层埋藏深度、有效应力、瓦斯压力对钻屑量影响规律, 为煤与瓦斯突出预测防治提供参考。

3 试验结果分析

试验模拟了煤层埋深 400, 600, 800, 1000 m 深度下钻屑量随钻孔深度变化规律, 手电钻推进速度 1.25 mm/s , 钻头直径 16 mm, 由相似模拟理论计算出实验室试验不同煤层深度所施加载荷如表 2 所示。

表 2 施加载荷参数

Table 2 Parameters of loading

煤层深度/m	轴压/MPa	围压/MPa	瓦斯压/MPa
400	1.1	0.5	0.50
600	1.7	0.7	0.75
800	2.3	0.9	1.00
1000	2.9	1.2	1.25

(1) 实践表明: 随着煤层开采深度增加, 对钻屑量影响越大, 煤与瓦斯突出发生越来越频繁。因此,

考察了 400, 600, 800, 1000 m 深煤层钻屑量与钻孔深度变化规律, 如图 6 所示。

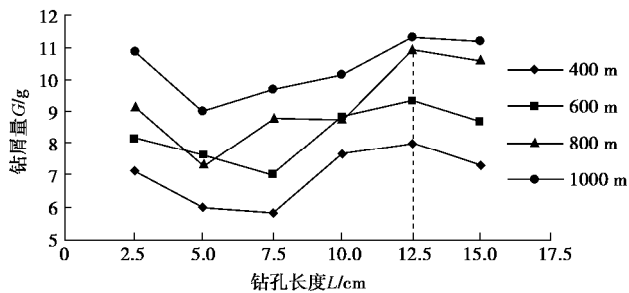


图 6 不同煤层埋深钻屑量与钻孔长度关系曲线

Fig. 6 Relationship between drilling cutting weight and drilling length in different coal seams

结果表明: 试验模拟不同煤层开采深度下, 钻屑量随着钻孔深度增加呈先减小, 后递增, 最后缓慢递减规律, 在距孔口 12.5 cm 处出现最大值, 表明此处钻头进入了煤体应力集中区, 钻孔周围煤体在高应力作用下破碎进入钻孔内, 随钻杆钻出。随着煤层深度增加, 距孔口 12.5~15 cm 段钻屑量递减速率逐渐减慢, 说明随着煤层深度增加, 应力集中区有后移趋势; 从图 6 中可以看出, 开始钻屑阶段钻孔长度 2.5 cm 处钻屑量值均比钻孔长度 5 cm 处钻屑量值大。主要原因是开始钻屑过程中钻头震动致使煤壁脱落, 导致开始阶段钻屑量突增, 因此考虑到其对结果准确性影响, 分析时均将钻孔长度 0~2.5 cm 之间钻屑量舍去不计。在试验模拟井下煤层埋深 800 m、1000 m 钻头钻进到 10~15 cm 过程中, 出现了煤体不同程度啪啪响声与微震等现象, 分析出现此现象原因主要是由于钻孔周围煤体脆性破碎所致, 且随着煤层开采深度增加, 所受有效应力越大, 脆性破坏程度越大。当煤层埋深 400, 600, 800, 1000 m 时, 钻屑量均值分别为 6.92, 8.28, 9.32, 10.26 g, (为与实际现场钻屑量计算方法相一致, 此处以钻屑量均值作为指标) 得到钻屑量与煤层深度间关系如图 7 所示。

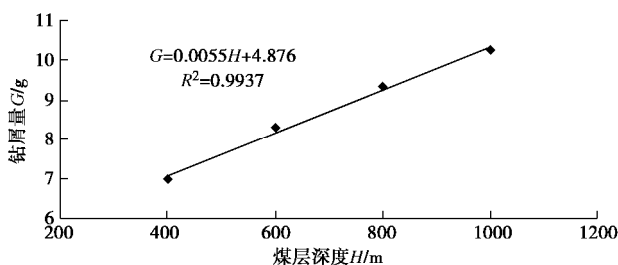


图 7 钻屑量与煤层深度间关系

Fig. 7 Relationship between drilling cutting weight and coal seam depth

从图 7 中可以看出: 钻屑量随着煤层深度增加而

增加。通过拟合曲线发现: 钻屑量与煤层深度呈线性递增规律, 且增加幅值基本保持不变。说明钻屑量随着开采深度增加而增大, 发生煤与瓦斯突出频率增大。综上所述: 钻屑量随着煤层埋深增大而增大, 且呈线性递增规律, 煤层越深, 卡钻、微震等现象越明显。

(2) 地应力及瓦斯压力是影响钻屑量的重要因素, 而有效应力体现了垂直地应力、水平地应力及瓦斯压力综合作用。实践表明, 有效应力越大, 对钻屑量影响越大。因此试验考察了有效应力与钻屑量间关系, 并与前文建立的新钻屑法公式理论值进行对比, 结果如图 8 所示。

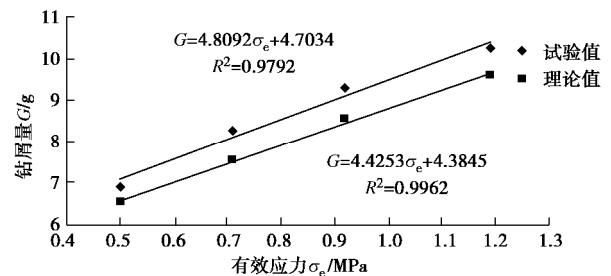


图 8 钻屑量与有效应力关系曲线

Fig. 8 Relationship between drilling cutting weight and effective stress

结果表明: 试验及理论钻屑量均随着有效应力增大而增大, 且均与有效应力呈线性递增关系。阜新孙家湾煤矿开采深度分别为 400, 600, 800, 1000 m 时, 对有效应力分别为 0.5, 0.71, 0.92, 1.19 MPa, 试验钻屑量平均值分别为 6.92, 8.28, 9.32, 10.26 g, 理论钻屑量值分别为 6.54, 7.55, 8.56, 9.58 g。在图 8 中可以直观发现, 钻屑量试验值略大于钻屑量理论值, 经计算误差分别为 5.81%, 8.82%, 8.88%, 7.10%, 平均误差为 7.9%。可能原因为实验室钻屑量检测模拟试验条件下, 钻孔施工工艺、钻杆弯曲程度及连接形式、钻头推进速度、钻头钻速、钻屑量检测精度等影响因素, 导致钻屑量试验值略大于理论值。但考虑到误差在合理范围内, 说明钻屑量模拟试验是合理、可行的。

(3) 实践表明: 瓦斯压力是深部煤层发生煤与瓦斯突出主要动力诱因, 钻屑量是判定煤与瓦斯突出发生重要指标。前人钻屑量实验室研究中很少考虑瓦斯压力作用, 实际上, 深部开采条件下瓦斯压力对煤体物理力学性质具有较大影响。瓦斯对煤体具有软化效应, 瓦斯压力越大, 软化程度越高, 瓦斯压力大小直接决定了钻屑量多少。因此, 开展了瓦斯压力与钻屑量间关系试验。考虑煤层埋深 800 m 条件下, 相似模拟理论计算实验室试验轴压 2.3 MPa, 围压 0.9 MPa, 钻杆直径 16 mm, 水平推进速度 1.25 mm/s, 瓦斯压

力分别为 1.0, 1.25, 1.5 MPa。依据试验结果, 建立了钻屑量在不同瓦斯压力下与钻孔长度间关系如图 9 所示。

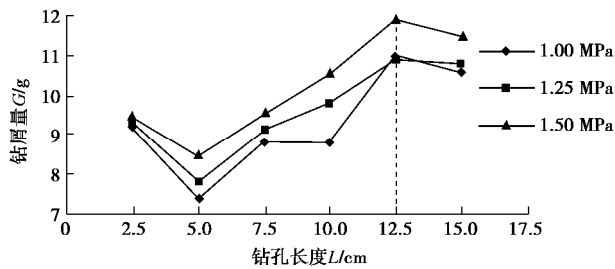


图 9 不同瓦斯压力下钻屑量与钻孔长度关系曲线

Fig. 9 Relationship between of drilling cutting weight and drilling length under different gas pressures

分析图 9 中关系曲线可以发现: 瓦斯压力越大, 钻屑量随着钻孔长度呈先减小、后递增、最后递减变化趋势, 且波动性小, 同样在钻孔长度 12.5 cm 处出现应力集中区, 钻屑量为最大值。当瓦斯压力为 1.0, 1.25, 1.5 MPa 时, 钻屑量(以均值为准)分别为 9.32, 9.68, 10.42 g。建立钻屑量与瓦斯压力间关系如图 10 所示。

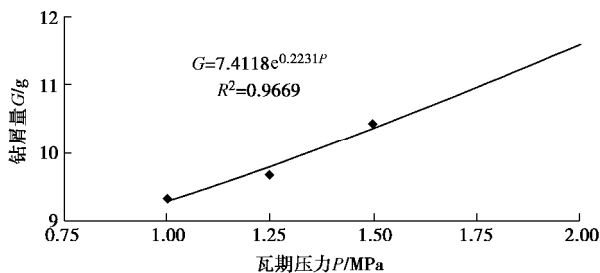


图 10 钻屑量与瓦斯压力关系曲线

Fig. 10 Relationship between drilling cutting weight and pressure

从图 10 中可以看出: 钻屑量随着瓦斯压力增大而增大, 且呈指数函数递增规律。当瓦斯压力由 1.0 MPa 增至 1.5 MPa 时, 钻屑量分别增加了 3.86% 和 7.64%, 说明随着瓦斯压力增加, 钻屑量增加幅度逐渐增大。这与深部开采条件下煤与瓦斯突出频率随着瓦斯压力增大而递增具有相似性。

(4) 瓦斯压力对煤壁及孔洞形态影响显著。试验过程中当瓦斯压力由 1.0 MPa 逐渐递增至 1.5 MPa 时, 钻屑煤壁孔洞裂纹有明显变化, 从图 11 中直观发现: 随着瓦斯压力增大, 钻屑煤壁裂纹条数明显增多, 钻孔周围扩展面逐渐增大, 分析原因主要是瓦斯压力对原煤试件内部裂隙扩展具有促进作用, 瓦斯压力越大对煤体软化作用越显著。当瓦斯压力为 1.5 MPa 时, 煤壁外围掉落煤块面积有扩大趋势, 但规律不明显, 有待下一步开展相关研究。

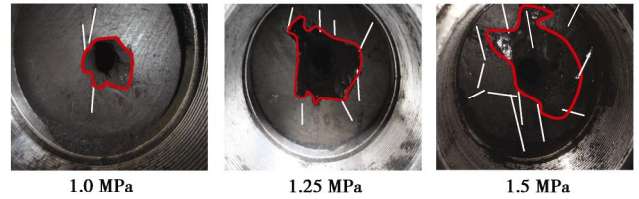


图 11 不同瓦斯压力下煤壁孔洞裂纹图

Fig. 11 Cracks of coal wall under different gas pressures

综上所述: 在深部煤层开采过程中钻屑量不仅受水平地应力、垂直地应力影响, 而且也受瓦斯压力作用, 且瓦斯压力是煤与瓦斯突出发生关键诱因。

4 结 论

(1) 考虑深部开采水平地应力作用, 引入有效应力, 对钻孔周围煤体力学特性进行了分析, 建立了钻孔周围平面应变力学模型, 得到了新钻屑量公式, 提出了通过计算有效应力值来判断钻屑量的方法, 理论公式分析表明: 钻屑量与有效应力呈线性递增关系。

(2) 煤层越深, 钻屑量越大, 呈线性递增规律。钻屑量随着钻孔深度增加呈先减小、后递增、最后缓慢递减规律。

(3) 分析有效应力与钻屑量关系, 并通过试验值与理论值对比发现: 钻屑量试验值略大于理论值, 且均呈线性递增关系, 平均误差为 7.9%, 说明本文新理论公式及三维应力煤体钻屑量检测试验装置是合理有效的。

(4) 钻屑量随着瓦斯压力增大而增大, 呈指数函数递增规律, 这与深部开采条件下煤与瓦斯突出频率随着瓦斯压力增大而递增类似。从煤壁孔洞裂纹图中发现: 瓦斯压力越大, 裂纹条数越多, 裂纹扩展越明显, 煤壁破坏面积增大, 说明瓦斯压力对煤质软化作用越显著;

需要说明的是: 本文结论是在实验室试验基础上获得的, 相关规律还需现场检验修正和完善。目前关于实验室钻屑量在三维应力条件下研究尚不十分完善, 钻屑量影响因素很多, 轴压、围压、瓦斯压力间相互作用关系, 钻杆水平推进速度、钻头钻速、钻头直径等均有待研究。为了使钻屑法成为一种更加简便、准确度更高的预测煤与瓦斯突出技术手段, 在今后的试验中将对这些因素逐一进行分析。

参考文献:

- [1] 何满潮, 谢和平, 彭苏萍. 深部开采岩体力学研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(16): 2803 - 2813. (HE Man-chao, XIE He-ping, PENG Su-ping. Study on rock mechanics in deep mining engineering[J]. Journal of Rock Mechanics and

- Engineering, 2005, **24**(16): 2803 - 2813. (in Chinese))
- [2] 王明洋, 周泽平, 钱七虎. 深部岩体的构造和变形与破坏问题[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, **25**(3): 448 - 455. (WANG Ming-yang, ZHOU Ze-ping, QIAN Qi-hu. Tectonic deformation and failure problems of deep rock mass[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, **25**(3): 448 - 455. (in Chinese))
- [3] LI S, WANG Q J, LUAN Q L. Development of regional prediction information system of coal and gas outburst[J]. Journal of Coal Science and Engineering, 2006, **12**(1): 79 - 81.
- [4] 何学秋. 含瓦斯煤岩流变动力学[M]. 徐州: 中国矿业大学出版社, 1995. (HE Xu-qiu. Rheological dynamics of coal containing gas[M]. Xuzhou: China University of Mining and Technology Press, 1995. (in Chinese))
- [5] 鲜学福, 辜敏, 李晓红. 煤与瓦斯突出的激发和发生条件[J]. 岩土力学, 2009, **30**(3): 577 - 581. (XIAN Xue-fu, GU Min, LI Xiao-hong. Excitation and occurrence conditions for coal and gas outburst[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(3): 577 - 581. (in Chinese))
- [6] 程五一, 张序明, 吴福昌. 煤与瓦斯突出区域预测理论及技术[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 2005. (CHENG Wu-yi, ZHANG Xu-ming, WU Fu-chang. Theory and technology of regional prediction of coal and gas outburst[M]. Beijing: China Coal Industry Press, 2005. (in Chinese))
- [7] 赵志刚, 谭云亮. 基于混沌理论的煤与瓦斯突出前兆时序预测研究[J]. 岩土力学, 2009, **30**(7): 2186 - 2190. (ZHAO Zhi-gang, TAN Yun-liang. Study of premonitory time series prediction of coal and gas outbursts based on chaos theory[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(7): 2186 - 2190. (in Chinese))
- [8] 尹光志, 李晓泉, 赵洪宝. 钻屑量与矿山压力及瓦斯压力关系现场实验研究[J]. 北京科技大学学报, 2010, **32**(1): 1 - 7. (YIN Guang-zhi, LI Xiao-quan, ZHAO Hong-bao. In-situ experimental study on the relation of drilling cuttings weight to ground pressure and gas pressure[J]. Beijing Tech Univ, 2010, **32**(1): 1 - 7. (in Chinese))
- [9] 王佑安. 煤矿冲击地压[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1984. (WANG You-an. Rock burst of coal mines[M]. Beijing: China Coal Industry Publishing House, 1984. (in Chinese))
- [10] 勃罗纳. 煤层极限应力[J]. 矿业译丛, 1983(1): 20 - 28. (BRONA G. Ultimate stress of coal seam[J]. Mining Translations, 1983(1): 20 - 28. (in Chinese))
- [11] 潘一山. 煤体钻粉的理论研究[J]. 阜新矿业学院学报, 1985(增刊): 91 - 97. (PAN Yi-shan. Theoretical study on coal drilling powder[J]. Journal of Fuxin Mining Institute, 1985(S0): 91 - 97. (in Chinese))
- [12] 华福明, 胡千庭. 用钻屑量、钻屑瓦斯解吸特征预测煤与瓦斯突出时的临界指标值确定方法的探讨[J]. 煤矿安全, 1991, **10**(3): 15 - 17. (HUA Fu-ming, HU Qian-ting. Prediction of the critical value of coal and gas outburst by means of the characteristics of drilling cuttings and gas desorption characteristics of coal and gas outburst[J]. Safety and Coal Mine, 1991, **10**(3): 15 - 17. (in Chinese))
- [13] 李忠华, 潘一山. 钻屑法孔壁破坏失稳现象研究[J]. 煤矿开采, 2005, **10**(2): 61 - 63. (LI Zhong-hua, PAN Yi-shan. Study of the hole wall instability for method of Drilling bits[J]. Coal Mining Technology, 2005, **10**(2): 61 - 63. (in Chinese))
- [14] 桂祥友, 徐佑林, 孟絮屹. 钻屑量与钻屑瓦斯解吸指标在防突预测的应用[J]. 北京科技大学学报, 2009, **31**(3): 285 - 289. (GUI Xiang-you, XU You-lin, MENG Xu-qi. Application of the value of drilling cuttings weight and desorption index for drill cuttings to preventing coal and gas outburst[J]. Journal of University of Science and Technology Beijing, 2009, **31**(3): 285 - 289. (in Chinese))
- [15] 王振, 孟贤正, 张永将. 钻屑增量指标在大采深高瓦斯矿井灾害预测中的应用[J]. 煤矿安全, 2011, **42**(2): 89 - 92. (WANG Zhen, MENG Xian-zheng, ZHANG Yong-jiang. Application of drilling cuttings increment index in disaster prediction of large mining depth and high gas coal mine[J]. Safety in Coal Mines, 2011, **42**(2): 89 - 92. (in Chinese))
- [16] 曲效成, 姜福兴, 于正兴. 基于当量钻屑法的冲击地压监测预警技术研究及应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(11): 2346 - 2351. (QU Xiao-cheng, JIANG Fu-xing, YU Zheng-xing. Rock burst monitoring and precaution technology based on equivalent drilling research and its applications[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(11): 2346 - 2351. (in Chinese))
- [17] 董杰, 李希建, 刘钊. 突出预测指标钻屑量影响因素研究[J]. 节能减排, 2012, **13**(1): 95 - 97. (DONG Jie, LI Xi-jian, LIU Zhen. Study on influencing of outburst indicator drilling cuttings quantity[J]. Conserve Energy, Reduce Emissions, 2012, **13**(1): 95 - 97. (in Chinese))
- [18] 陈峰, 潘一山, 李忠华. 基于钻屑法的冲击地压危险性检测研究[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2013, **24**(2): 116 - 119. (CHEN Feng, PAN Yi-shan, LI Zhong-hua. Detection and study of rock burst hazard based on drilling cuttings

- method[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2013, **24**(2): 116 - 119. (in Chinese))
- [19] 申宏敏, 毛桃良, 张雷林. 基于钻屑理论的抽采钻孔合理封孔深度研究[J]. 煤矿安全, 2014, **45**(8): 39 - 41. (SHEN Hong-min, MAO Tao-liang, ZHANG Lei-lin. Research on reasonable sealing hole depth of extraction borehole based on drilling cuttings theory[J]. Safety in Coal Mines, 2014, **45**(8): 39 - 41. (in Chinese))
- [20] 潘一山, 徐连满, 李 祁. 钻杆扭矩法预测冲击地压的研究[J]. 工程力学, 2014, **31**(11): 251 - 256. (PAN Yi-shan, XU Lian-man, LI Qi. Study on forecasting rockburst of the drill pipe torque method[J]. Engineering Mechanics, 2014, **31**(11): 251 - 256. (in Chinese))
- [21] 朱丽媛, 李忠华, 朱小景. 煤体应力与钻杆扭矩的关系研究[J]. 应用力学学报, 2015, **32**(3): 372 - 377. (ZHU Li-yuan, LI Zhong-hua, ZHU Xiao-jing. Relationship between coal stress and drill pipe torque[J]. Chinese Journal of Applied Mechanics, 2015, **32**(3): 372 - 377. (in Chinese))
- [22] 李忠华, 朱丽媛, 李国臻. 钻杆扭矩法测定煤岩强度的理论与试验研究[J]. 中国矿业大学学报, 2015, **44**(4): 612 - 616. (LI Zhong-hua, ZHU Li-yuan, LI Guo-zhen. Experimental and theoretical study of determination of coal rock strength using the dill rod torque method[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2015, **44**(4): 612 - 616. (in Chinese))
- [23] 朱丽媛, 李忠华, 徐连满. 钻进速度对钻杆扭矩影响的理论分析与试验研究[J]. 实验力学, 2015, **30**(3): 395 - 400. (ZHU Li-yuan, LI Zhong-hua, XU Lian-man. Theoretical analysis and experimental study of the influence of drilling rate on torque of drill rod[J]. Journal of Experimental Mechanics, 2015, **30**(3): 395 - 400. (in Chinese))
- [24] 李忠华, 于文鑫, 徐连满. 钻进速度对钻屑温度影响的实验研究[J]. 实验力学, 2012, **27**(4): 498 - 502. (LI Zhong-hua, YU Wen-xin, XU Lian-man. Experimental study of the effect of drilling speed on drill cuttings temperature[J]. Journal of Experimental Mechanics, 2012, **27**(4): 498 - 502. (in Chinese))
- [25] 朱丽媛, 李忠华, 徐连满. 钻屑扭矩法测定煤体应力与煤体强度研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(11): 2097 - 2103. (ZHU Li-yuan, LI Zhong-hua, XU Lian-man. Measuring stress and strength of coal by drilling cutting torque method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(11): 2097 - 2103. (in Chinese))
- [26] 李忠华, 朱丽媛, 徐连满. 钻屑温度测试煤体法向应力的试验研究[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2012, **23**(3): 99 - 103. (LI Zhong-hua, ZHU Li-yuan, XU Lian-man. Experimental study on using drillings temperature to test coal bed stress[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2012, **23**(3): 99 - 103. (in Chinese))
- [27] 易 俊, 姜永东, 鲜学福. 应力场、温度场瓦斯渗流特性实验研究[J]. 中国矿业, 2007, **16**(5): 113 - 116. (YI Jun, JIANG Yong-dong, XIAN Xue-fu. An experimental research on the characters of methane seepage in stress field and temperature field[J]. China Mining Magazing, 2007, **16**(5): 113 - 116. (in Chinese))
- [28] 杨森林. 深部矿井不同采深煤与瓦斯突出实验与数值模拟研究[D]. 阜新: 辽宁工程技术大学, 2012. (YANG Sen-lin. Experimental and numerical simulation study on coal and gas outburst in deep mine based on different depth[D]. Fuxin: Liaoning Technical University, 2012. (in Chinese))
- [29] 唐巨鹏, 潘一山, 杨森林. 三维应力下煤与瓦斯突出模拟试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(5): 960 - 965. (TANG Ju-peng, PAN Yi-shan, YANG Sen-lin. Experimental study of coal and gas outburst under tridimensional stresses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(5): 960 - 965. (in Chinese))
- [30] 唐巨鹏, 杨森林, 王亚林. 地应力和瓦斯压力作用下深部煤与瓦斯突出试验[J]. 岩土力学, 2014, **35**(10): 2669 - 2774. (TANG Ju-peng, YANG Sen-lin, WANG Ya-lin. Experiment of coal and gas outbursts under ground stress and gas pressure in deep mines[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(10): 2669 - 2774. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201801014

柱状节理玄武岩松弛圈尺寸效应及地应力影响

王 鹏¹, 洪望兵¹, 宋 刚²

(1. 浙江华东建设工程有限公司, 浙江 杭州 310014; 2. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 311122)

摘 要: 为研究柱状节理玄武岩松弛圈尺寸效应及地应力对其产生的影响, 选取了 8 种不同尺寸典型洞室, 利用单孔声波法测试松弛深度, 对 161 组测试成果进行数据统计及曲线拟合, 建立了松弛深度经验计算公式。研究表明, 断面尺寸及地应力是影响洞室松弛深度的 2 个主要因素; 洞室边墙中上部松弛深度最大, 尺寸效应明显, 与洞室高度表现出明显的线型相关性, 高地应力会加剧这种尺寸效应, 在低地应力条件下, 松弛深度一般是洞室高度的 1/6, 高地应力条件下, 松弛深度一般是洞室高度的 1/3, 极端情况下 24 m 高洞室边墙中部松弛深度会达到 10.2 m。

关键词: 柱状节理玄武岩; 松弛; 尺寸效应; 地应力; 声波测试

中图分类号: TU452; P642

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2018)01 - 0139 - 08

作者简介: 王 鹏(1985 -)男, 河南辉县人, 学士, 主要从事水电工程地质勘察方面的研究。E-mail: wang_p5@ecidi.com。

Influences of size effect and in-situ stress of columnar jointed basalt relaxation zone

WANG Peng¹, HONG Wang-bing¹, SONG Gang²

(1. Zhejiang Huadong Construction Engineering Co. Ltd, Hangzhou 310014, China; 2. Power China Huadong Engineering Corporation Limited, Hangzhou 311122, China)

Abstract: To investigate the influences of size effect and in-situ stress of columnar jointed basalt relaxation zone, 8 typical tunnels with different sizes are selected, and an empirical formula for relaxation depth is established based on the data statistics and curve fitting of 161 groups of test results by using the single-hole acoustic wave tests. The test results show that the excavation section size and high in-situ stress are the two main influencing factors of the relaxation depth. The maximum relaxation depth appears in the middle-upper part of side wall of cavern, the size effect is obvious and linearly correlates with the height of cavern, and high in-situ stress will increase the size effect. Under the low in-situ stress, the relaxation depth is generally 1/6 of the height of cavern. Under the high in-situ stress, the relaxation depth is generally 1/3 of the height of cavern, and in the middle of 24 m-high cavern wall, the extreme relaxation depth will reach 10.2 m.

Key words: columnar jointed basalt; relaxation; size effect; in-situ stress; acoustic wave test

0 引 言

柱状节理是玄武岩特有的构造, 它往往将玄武岩切割成六棱柱状或其他形状不规则的棱柱状。白鹤滩水电站坝址区玄武岩部分岩层中不仅发育柱状节理, 而且在柱状节理切割的柱体内发育不规则的纵向(平行柱体)与横向(垂直柱体)微裂隙, 岩体中还发育较多的缓倾角结构面, 柱状节理及微裂隙切割后岩体中岩块的直径一般为 10 cm 左右, 这是白鹤滩柱状节理玄武岩的特点。柱状节理玄武岩在金沙江白鹤滩水电站坝基、引水发电系统、导流洞、泄洪洞及大量交通洞内都有发育, 柱状节理玄武岩开挖后岩体松弛问题是白鹤滩水电站主要工程地质问题之一。

对柱状节理玄武岩的科学研究最早可以追溯到 1875 年, 由 Mallet^[1]开始对玄武岩柱状节理形成机制及特征进行研究, 随着工程建设的发展, 大量工程揭

露了柱状节理玄武岩, 柱状节理玄武岩工程特性的研究也得到开展, 石安池等^[2]、张春芳等^[3]、赵文^[4]、徐卫亚等^[5]对柱状节理玄武岩分布、岩体结构、变形特征、岩体分类及质量评价等进行了研究; 狄圣杰等^[6]、闫东旭等^[7-8]以白鹤滩坝基为研究对象, 针对柱状节理数学模型、横观各向同性本构、节理面屈服准则、等效弹性模量等内容进行了深入研究; 郝宪杰等^[9]基于电镜扫描系统, 结合现场调查, 对柱状节理的破坏模型与机制等进行了试验研究; 胡文义等^[10]、王清玉^[11]、张建海等^[12]、朱道建^[13]对洞室松弛圈测试技术及应用、拟合及分析等方面进行了研究; 巢志明等^[14]对柱状节理岩体开展了渗透模型试验研究, 推导出渗透系数公式, 并研究了不同围压条件下的渗透特征。

石安池等^[15]、李广场等^[16]根据白鹤滩勘探平洞、模拟洞、试验洞相关数据对柱状节理玄武岩松弛特性进行了综合研究,并对柱状节理玄武岩松弛的尺寸效应进行了一定的研究;李邵军等^[17]对白鹤滩导流洞柱状节理玄武岩破坏进行了全过程综合观测试验与反馈分析。由于条件限制,对柱状节理玄武岩松弛尺寸效应的研究仅停留在中小型地下洞室中,最大的是白鹤滩模拟洞,开挖尺寸为 70 m×6.5 m×13 m(长×宽×高)。在前人研究的基础上,补充了白鹤滩水电站导流洞、尾水洞、泄洪洞等大型地下洞室不同开挖断面下的单孔声波测试成果,统计了 8 种不同尺寸地下洞室,约 161 组测试数据,利用数据统计及曲线拟合等手段,对柱状节理玄武岩松弛圈尺寸效应及地应力的影响进行进一步的研究,认为断面开挖尺寸及地应力是影响洞室边墙及顶拱松弛深度的两个主要影响因素,并提出了洞室各部位松弛深度的经验估算方法。

1 柱状节理玄武岩特征

白鹤滩水电站柱状节理的发育是不均匀的,柱体大小、长度也不相同,可以将柱状节理玄武岩分为 3 类:第一类柱状节理玄武岩(直径 13~25 cm,长度 2~3 m)、第二类柱状节理玄武岩(直径 25~50 cm,长度 0.5~2 m)、第三类柱状节理玄武岩(直径 0.5~2.5 m,长度 1.5~5 m)。其中第一类柱状节理玄武岩柱体直径小,柱体发育密集,工程性质差,岩体松弛问题突出。该类柱状节理玄武岩主要分布在 $P_2\beta_3^3$ 、 $P_2\beta_3^2$ 层两个亚层内,本文主要选取该两层微风化及新鲜岩体为研究对象,均未考虑风化及卸荷因素影响。

第一类柱状节理玄武岩柱体长度一般 2~3 m,柱体倾角为 75°~85°,断面形状以五边形为主,其次为四边形,少量六边形,边长集中在 12~24 cm 范围,平均边长约 15.2 cm,每个柱体单元内部还存在一组迹线与柱体轴线近平行的陡倾角隐性节理面和一组迹线与柱体轴线近垂直的缓倾角隐性节理面,隐性节理表

面具有波浪起伏的特征,较粗糙,一般长约数 10 cm^[18],裂隙面呈灰黑色,未完全切断柱体,岩块直径为 10 cm 左右,岩体呈柱状镶嵌结构,见图 1。

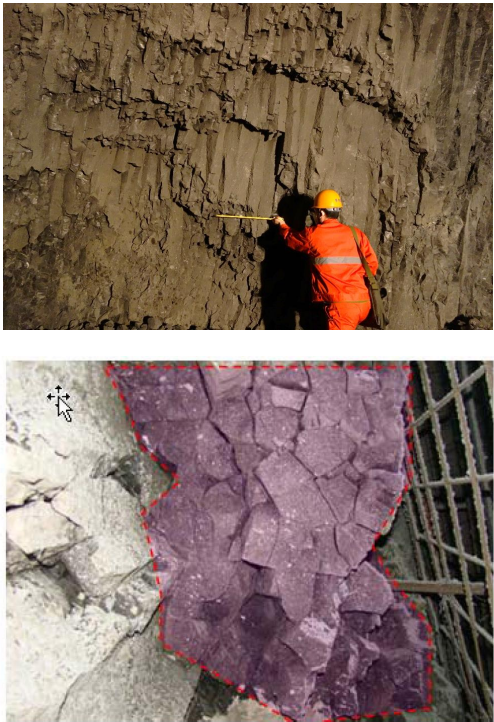


图 1 导流洞内柱状节理玄武岩结构典型照片^[18]
Fig. 1 Typical photos of rock mass in columnar jointed basalt in diversion tunnel

2 测试点选取

分别选取了勘探平洞、模拟洞、导流洞、右岸尾水洞、泄洪洞作为研究对象,其中导流洞已全部开挖完成,右岸尾水洞及泄洪洞仅局部完成了中上层的开挖。相关洞室平面位置见图 2,洞室参数统计见表 1。

2.1 勘探平洞

勘探平洞选取了 PD36、PD37、PD61 和 PD133 共 4 个平洞作为统计样本,洞室断面 2 m×2 m,平洞

表 1 地下洞室主要参数统计表
Table 1 Statistical values of parameters of underground caverns

序号	部位	岸别	宽度/m	高度/m	垂直埋深/m	水平埋深/m	最大主应力 /MPa	分层高度/m		
								1 层	2 层	3 层
1	平洞	—	2~3	2~3	129~160	58~120	5.0~7.5	—	—	—
2	灌浆洞	左岸	12	6	100	100~120	5.0~6.5	—	—	—
3	模拟洞	右岸	6.5	13	300	160	5.98~6.15	4	4	5
4	导流洞	左岸	20	24	170~240	250~538	14.2~22.4	10	7	7
5		右岸			332~459	226~306	18.4~28			
6	右岸尾水洞	右岸	16.7	20.2	616~771	430~760	22~26	10.2	4	6
7	泄洪洞	左岸	27.4	20.4	174~180	311~442	8~11	8.9	10	1.5

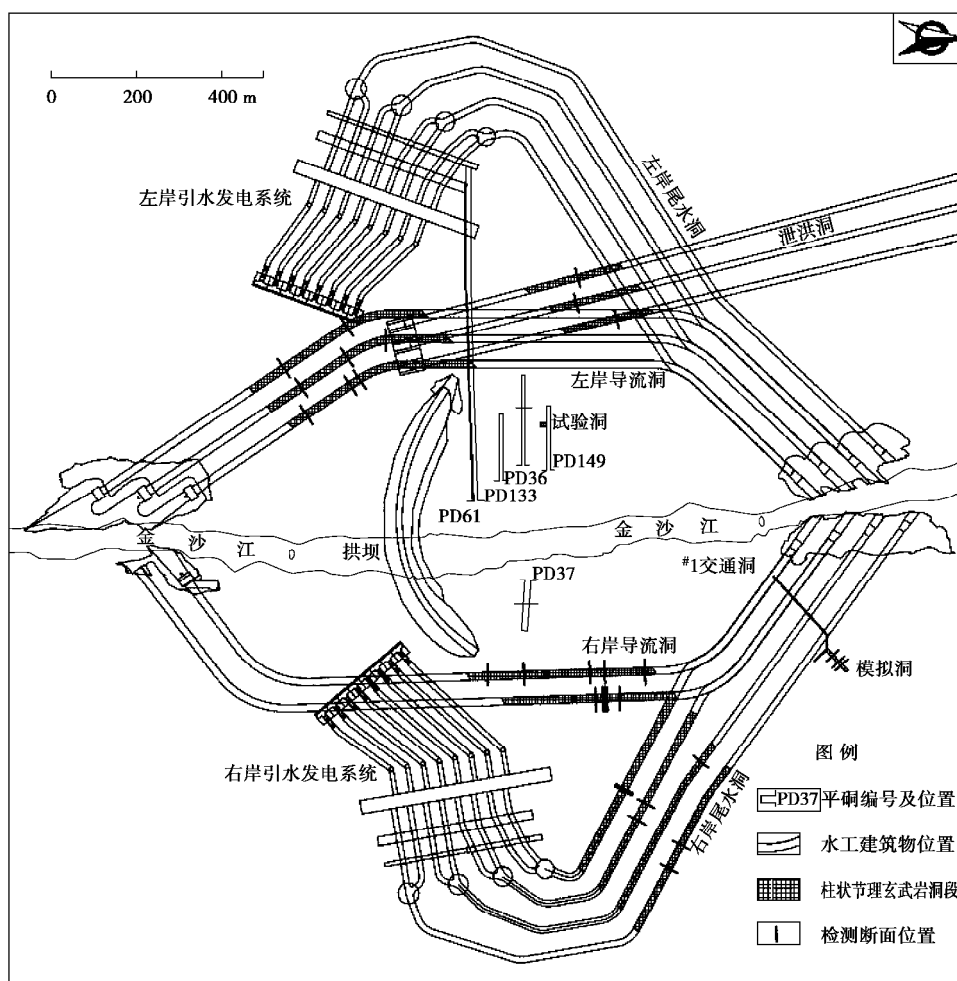


图2 洞室平面位置图

Fig. 2 Plan position of caverns

垂直边坡开挖。为进一步了解平洞断面松弛特征, 分别在 PD36 平洞洞深 120 m 处和 PD37 平洞洞深 58 m 处各布置一个松弛测试断面, 断面尺寸约为 3 m×3 m, 垂直埋深分别为 160, 129 m。根据 PD36、PD133 地应力测试成果, 第一主应力 $s_1=5.0\sim7.5$ MPa, 方位 N33°W~59°W, 倾角为 6°~34°, 属低地应力区。

2.2 灌浆试验洞

柱状节理玄武岩固结灌浆试验场地位于坝基下游 250 m 左岸 PD149 平洞内, 试验区长 15 m, 宽 12 m, 高度约 6 m, 垂直埋深约 100 m, 水平埋深 100~112 m 段。参考附近 PD67、PD143 平洞地应力测试成果, 第一主应力 $s_1=5.0\sim6.5$ MPa, 方位 N33~60°W, 倾角为 26°~36°, 属低地应力区。

2.3 模拟洞

模拟洞总长 70 m, 分为支护段和毛洞段 2 个研究段, 长度分别为 30, 40 m; 断面为城门洞型, 开挖尺寸 6.5 m×13 m (宽×高), 洞内布置了 3 条观测断面。模拟洞垂直埋深约 300 m, 水平埋深约 160 m, 地应力测试结果表明, 试验洞区域第一主应力值为

5.98~6.15 MPa, 方位为 N38.9°~41.1° E, 倾角为 25.4°~35.5°, 属低地应力区。洞室采用分层开挖方式, 共分为 3 层, 各层高度分别为 4, 4, 5 m。

2.4 导流洞

导流洞共布置 5 条, 总长为 8980.26 m, 断面采用城门洞型, 开挖尺寸 20 m×24 m (宽×高)。左岸导流洞监测断面垂直埋深 170~240 m, 水平埋深 250~538 m, 根据地应力测试成果及数值模拟分析, 左岸第一主应力值大小为 14.2~22.4 MPa, 方向为 136°, 近水平; 右岸垂直埋深 332~459 m, 水平埋深 226~306 m, 第一主应力值大小为 18.4~28.0 MPa, 方向为 166°~194°, 近水平^[19], 属中高地应力区。

隧洞采用新奥法施工, 开挖方式采用分层分幅开挖, 共分上、中、下 3 层开挖, 上层采用分幅开挖, 中下层不分幅, 3 层开挖高度分别为 10, 7, 7 m。

2.5 右岸尾水洞

右岸 4 条尾水洞中 2 条与导流洞结合布置, 断面采用城门洞型, 开挖尺寸 16.7 m×20.2 m (宽×高), 测试断面垂直埋深 616~771 m, 水平埋深 430~760

m, 参考厂房区地应力成果: 大水平主应力的方向为 NNE, 一般在 N0°~20°E 之间, 大小 15.0~24.0 MPa, 实测最大值为 30.99 MPa, 第一主应力方向为 NNE 向, 一般在 N0°~20°E 之间, 倾角 2°~11°, 量值约在 22~26 MPa, 属高应力区。尾水洞开挖方式同导流洞, 三层开挖高度分别为 10.2, 4, 6 m。

2.6 泄洪洞

泄洪洞共 3 条, 仅平行布置于左岸, 断面为城门洞型, 开挖尺寸 17.4 m×20.4 m (宽×高), 监测断面垂直埋深 174~180 m, 水平埋深 311~442 m, 根据地应力测试成果及数值模拟分析, 第一主应力大小为 8~11 MPa, 方向与岩层倾向基本一致, 方向 N40°W, 倾角为 15°, 属低地应力区。泄洪洞开挖方式同导流洞, 三层开挖高度分别为 8.9, 10, 1.5 m。

3 松弛判定标准及测试成果

(1) 测试断面均进行了单孔声波法测试, 部分洞段进行了跨孔声波法测试、地震波法测试、钻孔摄

像等, 其中地震波对柱状节理玄武岩松弛测试适用性差, 为保证测试数据的统一性, 均以单孔声波法测试数据为准, 松弛判定标准如下: ① 根据波形判定: 当波形曲线有明显拐点时, 以拐点对应的深度值作为岩体松弛深度的下限值; ② 根据声波波速相对值或绝对值判定: 当声波波形曲线没有明显拐点时, 以声波纵波波速小于 4000 m/s 或小于平均纵波波速 90% 时作为岩体松弛深度。

(2) 洞室不同部位松弛测试数据统计见表 2~7; 模拟洞及右岸导流洞各层开挖后松弛圈典型断面见图 3。

4 地应力影响分析

为研究地应力对松弛深度的影响, 选取了尺寸相同的左右岸导流洞, 尺寸相近的泄洪洞 1 层、右岸尾水洞 1 层进行对比, 测试数据统计见表 8。在开挖尺寸相近的情况下, 右岸导流洞松弛深度是左岸导流洞相同部位的 1.4~1.9 倍, 右岸尾水洞 1 层松弛深度是

表 2 拱顶松弛测试数据统计表

Table 2 Statistical values of relaxation test data of cavern vault

部位	尺寸/m		面积 /m ²	松弛深度/m			松弛区平均波 速/(m·s ⁻¹)	非松弛区平均波 速/(m·s ⁻¹)	波速比降 /%	统计 个数
	宽度	高度		最大值	最小值	平均值				
试验平硐	3.0	3.0	9.0	1.0	0.6	0.80	4852	5473	11.3	2
模拟洞 1 层	6.5	4.0	26.0	0.8	0.8	0.80	4206	4649	9.5	3
模拟洞 2 层	6.5	8.0	52.0	1.0	0.8	0.93	3992	4748	15.9	3
模拟洞 3 层	6.5	13.0	84.5	1.1	0.8	0.97	3699	4783	22.7	3
泄洪洞 1 层	17.4	9.0	131.0	1.5	0.4	0.83	4365	5118	14.7	3
尾水洞 1 层	16.7	10.0	145.0	4.2	2.0	3.27	3685	4768	22.7	6
右岸导流洞	19.7	24.2	442.0	2.3	2.3	2.30	—	—	—	1

表 3 拱肩松弛测试数据统计表

Table 3 Statistical values of relaxation test data of cavern spandrel

部位	尺寸/m		面积 /m ²	松弛深度/m			松弛区平均波 速/(m·s ⁻¹)	非松弛区平均波 速/(m·s ⁻¹)	波速比降 /%	统计 个数
	宽度	高度		最大值	最小值	平均值				
试验平硐	3.0	3.0	9.0	0.80	0.5	0.60	4635	5197	10.8	4
模拟洞 1 层	6.5	4.0	26.0	1.40	0.4	0.97	4390	4907	10.5	6
模拟洞 2 层	6.5	8.0	52.0	1.51	0.5	1.08	4363	4867	10.3	6
模拟洞 3 层	6.5	13.0	84.5	1.60	0.7	1.25	4011	4869	17.6	6
泄洪洞 1 层	17.4	9.0	131.0	2.00	0.6	1.38	4201	5184	19.0	4
尾水洞 1 层	16.7	10.0	145.0	5.00	0.8	2.79	3770	4805	21.5	14
右岸导流洞	19.7	24.2	442.0	3.84	2.3	3.10	—	—	—	4

表 4 边墙上部松弛测试数据统计表

Table 4 Statistical values of relaxation test data at upper part of cavern wall

部位	尺寸/m		面积 /m ²	松弛深度/m			松弛区平均波 速/(m·s ⁻¹)	非松弛区平均波 速/(m·s ⁻¹)	波速比降 /%	统计 个数
	宽度	高度		最大值	最小值	平均值				
模拟洞 2 层	6.5	8.0	52.0	2.3	0.7	1.37	3123	4969	37.1	6
模拟洞 3 层	6.5	13.0	84.5	3.8	1.6	2.15	3042	5081	40.1	6
左岸导流洞	19.7	24.2	442.0	4.7	3.5	4.18	—	—	—	8
右岸导流洞	19.7	24.2	442.0	7.3	6.9	7.10	—	—	—	2

表 5 边墙中部松弛测试数据统计表

Table 5 Statistical values of relaxation test data in middle of cavern wall

部位	尺寸/m		面积 /m ²	松弛深度/m			松弛区平均波 速/(m·s ⁻¹)	非松弛区平均波 速/(m·s ⁻¹)	波速比降 /%	统计 个数
	宽度	高度		最大值	最小值	平均值				
平硐	2.0	2.0	4.0	0.36	0.17	0.25	4747	5234	9.3	6
平硐	3.0	3.0	9.0	0.60	0.35	0.46	4678	5512	15.1	3
模拟洞导洞	4.0	4.0	16.0	0.70	0.60	0.58	4461	5225	14.6	4
模拟洞 1 层	6.5	4.0	26.0	1.40	0.40	0.83	4250	5295	19.7	6
模拟洞 3 层	6.5	13.0	84.5	3.30	1.80	2.55	2548	5272	51.7	6
左岸导流洞	19.7	24.2	442.0	4.70	3.10	3.77	—	—	—	11
尾水洞 2 层	16.7	14.0	145.0	3.00	2.50	2.75	3664	4670	21.5	2
右岸导流洞	19.7	24.2	442.0	7.80	5.90	7.05	—	—	—	8

注：5[#]导流洞 0+120~0+195 m 受其他因素影响，最大松弛深度 10.2 m，未统计。

表 6 边墙下部松弛测试数据统计表

Table 6 Statistical values of relaxation test data at lower part of cavern wall

部位	尺寸/m		面积 /m ²	松弛深度/m			松弛区平均波 速/(m·s ⁻¹)	非松弛区平均波 速/(m·s ⁻¹)	波速比降 /%	统计 个数
	宽度	高度		最大值	最小值	平均值				
模拟洞 2 层	6.5	8.0	26	2.6	0.7	1.50	3023	5244	42.3	6
泄洪洞 1 层	17.4	9.0	131	2.4	0.9	1.65	4060	5077	20.0	2
左岸导流洞	19.7	24.2	442	2.7	2.3	2.55	—	—	—	6
尾水洞 1 层	16.7	10.0	145	3.0	2.5	2.75	3626	4650	22.0	2
尾水洞 2 层	16.7	14.0	211	3.8	2.8	3.30	3665	4777	23.3	2
右岸导流洞	19.7	24.2	442	4.4	2.4	3.59	—	—	—	10

表 7 底板松弛测试数据统计表

Table 7 Statistical values of relaxation test data of cavern floor

部位	尺寸/m		松弛深度/m			松弛区平均波速 /(m·s ⁻¹)	非松弛区平均波 速/(m·s ⁻¹)	波速比降 /%	统计个 数
	宽度	高度	最大值	最小值	平均值				
平硐	3.0	3.0	1.0	0.6	0.80	4395	5458	19.5	4
模拟洞	6.5	13.0	2.1	0.7	1.24	3818	5214	26.8	15
灌浆洞	12.0	6.0	3.1	1.8	2.11	3771	5040	25.2	9
右岸导流洞	19.7	24.2	2.0	0.8	1.45	3478	5125	32.1	16

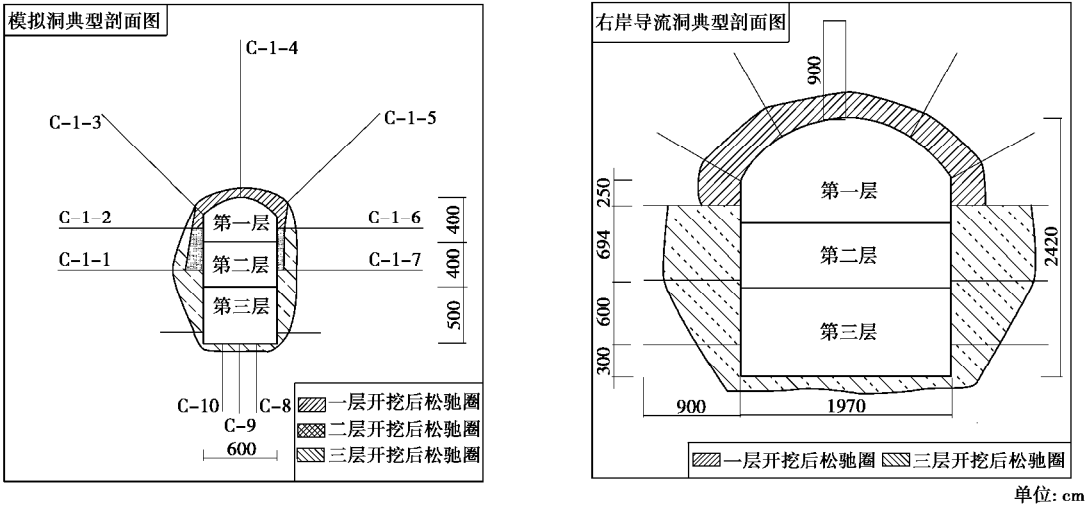


图 3 各层开挖后松弛圈典型剖面

Fig. 3 Typical profile of relaxation circle after excavation of each layer

表 8 不同地应力下同尺寸洞室松弛深度数据统计表

Table 8 Statistical values of relaxation test data of caverns with same size under different in-situ stresses

部位	尺寸(宽×高) /m	垂直埋深 /m	最大主应力 /MPa	顶拱平均松弛深度/m		边墙平均松弛深度/m		
				拱顶	拱肩	上部	中部	下部
左岸导流洞	20×24	170~240	14.2~22.4	—	—	4.18	3.77	2.55
右岸导流洞		332~459	18.4~28.0	2.30	3.10	7.10	7.05	3.59
右岸/左岸			1.27~1.29			1.70	1.87	1.41
泄洪洞 1 层	17.4×9	174~180	8~11	0.83	1.38	—	—	1.65
右岸尾水洞 1 层	16.7××10	616~771	22~26	3.27	2.79	—	—	2.75
右岸/左岸			2.36~2.75	3.94	2.03			1.67

泄洪洞相同部位的 1.7~3.9 倍。可见地应力是影响柱状节理玄武岩松弛深度的最主要影响因素之一，地应力高于 20 MPa 后，柱状节理玄武岩松弛深度出现了大幅度增长。

5 尺寸效应分析

由于柱状节理玄武岩松弛深度在不同地应力条件下表现出很大的差异性，对不同地应力条件下松弛圈尺寸效应分别进行分析。

(1) 低地应力条件下，洞室高度小于 4 m 时，各部位松弛深度基本相当，基本都小于 0.8 m；洞室高度大于 4 m 时，松弛深度差异性变大，边墙中上部松弛深度最大，边墙下部次之，顶拱最小。

(2) 低地应力条件下，边墙松弛深度与洞室高度表现出较为明显的线型相关性，边墙中上部松弛深度增长速率基本一致，松弛深度约为边墙高度的 1/6；边墙下部由于受到底板约束，增长速率相对较小，拱顶与拱肩松弛深度基本不受边墙高度影响，松弛深度一般小于 1.5 m，见图 4。

(3) 低地应力条件下，洞室拱肩、边墙下部松弛深度受洞室面积变化影响很小，随着面积增加，表现出缓慢增加趋势；边墙中上部松弛深度开始随着面积增大线型增加，但当面积大于 85 m² 时逐渐稳定，不再大幅增加，见图 5。

(4) 低地应力条件下，洞室各部位松弛深度随洞室宽度加大有一定增加趋势，但无明显线型规律，见图 6。

(5) 高地应力条件下，洞室边墙中部松弛深度随高度增加出现大幅度增加，增长速率是低地应力条件下的 2.5 倍，约为洞室高度的 1/3，见图 7。极端条件 24 m 高洞室边墙中部松弛深度最大可达 10.2 m。

(6) 高地应力条件下，洞室在 10~24 m 高度范围内，随洞室高度增加，拱顶、拱肩、边墙下部松弛深度无明显变化，尺寸效应不明显，见图 7，松弛深度一般在 2.3~3.6 m 之间，是低地应力条件下的 2~3

倍，说明地应力对洞室顶拱、边墙下部松弛深度起控制性作用。

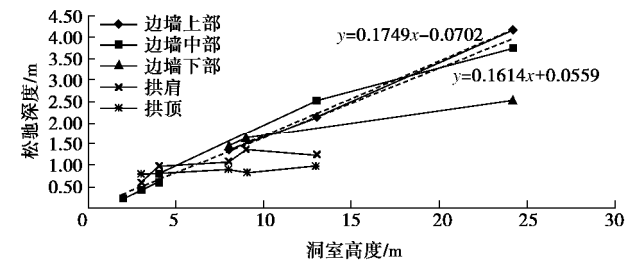


图 4 低地应力条件下洞室不同部位松弛深度与洞室高度关系曲线

Fig. 4 Relationship between relaxation depth and height at different parts of cavern under low in-situ stress

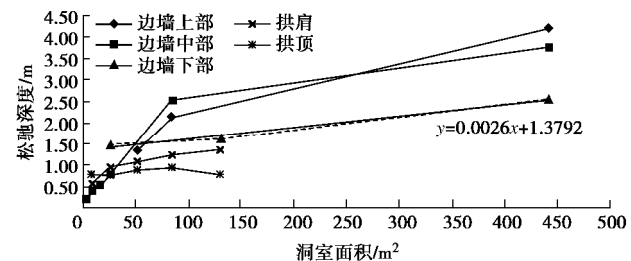


图 5 低地应力条件下洞室不同部位松弛深度与洞室面积关系曲线

Fig. 5 Relationship between relaxation depth and area at different parts of cavern under low in-situ stress

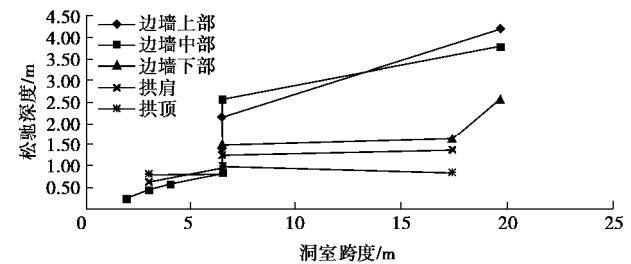


图 6 低地应力条件下洞室不同部位松弛深度与洞室跨度关系曲线

Fig. 6 Relationship between relaxation depth and span at different parts of cavern under low in-situ stress

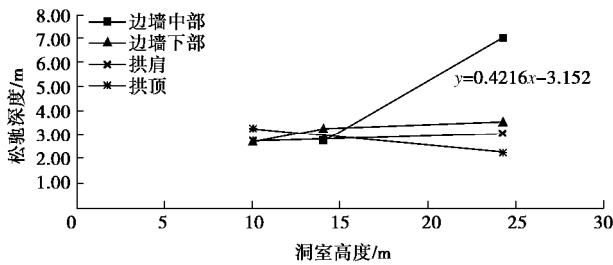


图7 高地应力条件下洞室不同部位松弛深度与洞室高度关系曲线

Fig. 7 Relationship between relaxation depth and height at different parts of cavern under high in-situ stress

(7) 洞室底板松弛深度未表现出明显的尺寸效应, 地应力影响也较小, 松弛深度一般小于 2 m, 见表 7。

(8) 对比导流洞内各部位测试数据, 发现大型地下洞室边墙松弛深度最大, 顶拱次之, 底板最小, 见表 7, 8。洞室开挖后地应力进行调整, 第一主应力 (s_1) 与开挖线近平行, 第三主应力 (s_3) 与开挖线近垂直, 而柱状节理柱体近直立, 倾角为 $75^\circ \sim 85^\circ$, 所以顶拱及底板柱体处于横向受压状态, 而边墙柱体处于轴向受压状态, 更易产生松弛, 而边墙上部约束最小, 松弛深度最大。

(9) 松弛岩体平均波速、波速比降随洞室高度增大、洞室断面面积增加整体有下降趋势, 但无明显线型规律。波速比降一般在 10%~25% 之间, 模拟洞内达到 37%~51%, 主要发生在第 2、3 层开挖后的边墙, 可能与模拟洞高跨比较大, 局部地质条件复杂有关。

6 经验公式

研究认为断面尺寸、地应力是影响洞室松弛深度的两个主要因素, 选取洞室高度及地应力量值为计算变量, 用最小二乘法求取二者关系参数, 结合测试结果, 建立白鹤滩水电站坝区柱状节理玄武岩地下洞室内不同部位松弛深度经验计算公式:

$$\left. \begin{aligned} l_c &\geq 0.5 \text{ 且 } \leq 1.5a && (\text{顶拱}), \\ l_c &= ah/6 && (\text{边墙中上部}), \\ l_c &= a(1+h/16) && (\text{边墙下部}(h \geq 8)), \\ l_c &\geq 0.5 \text{ 且 } \leq 2 && (\text{底板}). \end{aligned} \right\} (1)$$

式中 l_c 为松弛深度 (m); h 为洞室高度 (m); s 为地应力值 (MPa); a 为地应力影响系数, $s < 20$ MPa, $a=1$, $s \geq 20$ MPa, 顶拱 $a=1+s/20$, 边墙中上部 $a=1+s/30$, 边墙下部 $a=1+s/40$ 。

7 结 论

(1) 断面尺寸、地应力是影响柱状节理玄武岩洞

室松弛深度的 2 个主要因素, 大型地下洞室边墙松弛深度最大, 顶拱次之, 底板最小。

(2) 洞室边墙中上部松弛深度最大, 尺寸效应明显, 与洞室高度表现出线型相关性, 高地应力会加剧这种尺寸效应。低地应力条件下, 边墙中上部松弛深度一般是洞室高度的 1/6, 高地应力条件下, 松弛深度一般是洞室高度的 1/3, 极端情况下 24 m 高洞室边墙中部松弛深度会达到 10.2 m。

(3) 洞室拱顶、拱肩松弛深度无明显的尺寸效应, 地应力起控制作用; 洞室底板无明显尺寸效应, 地应力对其产生的影响也较小。

(4) 通过对地下洞室内柱状节理玄武岩松弛圈尺寸效应进行研究, 建立了白鹤滩坝区柱状节理玄武岩松弛深度经验计算公式, 对其他洞室开挖支护具有一定指导意义, 对坝基柱状节理玄武岩松弛特性研究具有一定参考意义。

参考文献:

- [1] ROBERTMALLETT F R S. On the origin and mechanism of production of the prismatic(or columnar) structure of basalt[J]. Philosophical Magazine, 1925, 50(4): 122 - 135.
- [2] 石安池, 唐鸣发, 周其建. 金沙江白鹤滩水电站柱状节理玄武岩岩体变形特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(10): 2079 - 2086. (SHI An-chi, TANG Ming-fa, ZHOU Qi-jian. Research of deformation characteristics of columnar jointed basalt at Baihetan hydropower station on Jinsha river[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(10): 2079 - 2086. (in Chinese))
- [3] 张春芳, 许 模, 李 虎, 等. 柱状节理玄武岩岩体结构与结构面的分形研究[J]. 四川地质学报, 2009, 29(3): 292 - 295. (ZHANG Chun-fang, XU Mo, LI Hu, et al. A study of structure and structural plane fractal of basalt rock mass with columnar joints[J]. Acta Geologica Sichuan, 2009, 29(3): 292 - 295. (in Chinese))
- [4] 赵 文. 玄武岩分布特征及工程性状[J]. 铁道勘察, 2009(5): 60 - 63. (ZHAO Wen. Consideration on distribution characteristics of basalt and engineering properties[J]. Railway Investigation and Surveying, 2009(5): 60 - 63. (in Chinese))
- [5] 徐卫亚, 郑文棠, 石安池. 水利工程中的柱状节理岩体分类及质量评价[J]. 水利学报, 2011, 42(3): 262 - 270. (XU Wei-ya, ZHENG Wen-tang, SHI An-chi. Classification and quality assessment of irregular columnar jointed basaltic rock mass for hydraulic engineering[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2011, 42(3): 262 - 270. (in Chinese))
- [6] 狄圣杰, 徐卫亚, 王 伟, 等. 柱状节理岩体横观各向同性

- 本构关系研究[J]. 中国矿业大学学报, 2011, **40**(6): 881 - 887. (DI Sheng-jie, XU Wei-ya, WANG Wei, et al. Transversely isotropic constitutive properties of a columnar jointed rock mass[J]. Journal of China University of Mining and Technology, 2011, **40**(6): 881 - 887. (in Chinese))
- [7] 闫东旭, 徐卫亚, 王伟, 等. 柱状节理岩体宏观等效弹性模量尺寸效应研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(2): 243 - 250. (YAN Dong-xu, XU Wei-ya, WANG Wei, et al. Research of size effect on equivalent elastic modulus of columnar jointed rock mass[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(2): 243 - 250. (in Chinese))
- [8] 闫东旭, 徐卫亚, 王伟, 等. 柱状节理岩体宏观等效强度参数的柱体尺寸效应[J]. 沈阳工业大学学报, 2012, **34**(3): 334 - 342. (YAN Dong-xu, XU Wei-ya, WANG Wei, et al. Column size effect of macroscopic equivalent strength parameter for columnar jointed rock mass[J]. Journal of Shenyang University of Technology, 2012, **34**(3): 334 - 342. (in Chinese))
- [9] 郝宪杰, 冯夏庭, 江权, 等. 基于电镜扫描实验的柱状节理隧洞卸荷破坏机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(8): 1647 - 1655. (HAO Xian-jie, FENG Xia-ting, JIANG Quan, et al. Research on unloading failure mechanism of columnar jointed rock mass in tunnel based on scanning electron microscopy experiments[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(8): 1647 - 1655. (in Chinese))
- [10] 胡文义. 单孔声波法在岩体松动圈测试中的应用[J]. 四川水力发电, 2009, **28**(5): 64 - 67. (HU Wen-yi. Application of single hole sonic method in rock mass relaxation zone test[J]. Sichuan Water Power, 2009, **28**(5): 64 - 67. (in Chinese))
- [11] 王清玉. 洞室松弛圈测试技术与应用[J]. 水利水电工程设计, 2012, **31**(2): 46 - 49. (WANG Yu-qing. Test technology and application of relaxation circle of cavern[J]. Design of Water Resources & Hydroelectric Engineering, 2012, **31**(2): 46 - 49. (in Chinese))
- [12] 张建海, 胡著秀, 杨永涛, 等. 地下厂房围岩松动圈声波拟合及监测反馈分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(6): 1191 - 1197. (ZHANG Jian-hai, HU Zhu-xiu, YANG Yong-tao, et al. Acoustic velocity fitting and monitoring feedback analysis of surrounding rock loosening zone in underground powerhouse[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(6): 1191 - 1197. (in Chinese))
- [13] 朱道建. 柱状节理岩体开挖卸荷效应及破裂区分布规律[J]. 浙江大学学报(工学版), 2010, **44**(10): 1967 - 1973. (ZHU Dao-jian. Unloading effect and rupture zone distribution of columnar joints[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2010, **44**(10): 1967 - 1973. (in Chinese))
- [14] 巢志明, 王环玲, 徐卫亚, 等. 柱状节理岩体渗透性模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(8): 1407 - 1416. (CHAO Zhi-ming, WANG Huan-ling, XU Wei-ya, et al. Model tests on permeability of columnar jointed rock mass[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(8): 1407 - 1416. (in Chinese))
- [15] 石安池, 唐鸣发, 马锋, 等. 柱状节理玄武岩专题研究工程地质研究报告[R]. 杭州: 中国水电顾问集团华东勘察设计院研究院, 2011. (SHI An-chi, TANG Ming-fa, MA Feng, et al. Report of engineering geological research on the columnar jointed basalt[R]. Hangzhou: HydroChina Huadong Engineering Corporation, 2011. (in Chinese))
- [16] 李广场. 柱状节理玄武岩松弛特性[C]// 中国水力发电工程学会地质及勘探专业委员会、中国水利电力物探科技信息网 2012 年学术年会论文集. 贵阳, 2013: 341 - 346. (LI Guang-chang. Relaxation properties of columnar jointed basalt[C]// China Society for Hydropower Engineering (CSHE) Geology and exploration Specialized Committee, China Water Conservancy and Electric Power Geophysical Prospecting Science and Technology Information Network Proceedings of the 2013 Academic Year. Guiyang, 2013: 341 - 346. (in Chinese))
- [17] 李邵军, 江权, 陈炳瑞. 金沙江白鹤滩水电站导流洞柱状节理玄武岩破坏全过程综合观测试验与反馈分析[R]. 武汉: 中国地质科学院武汉岩土力学研究所, 2013. (LI Shao-jun, JIANG Quan, CHEN Bing-rui. Comprehensive and synthetic observation experiment and feedback analysis of columnar jointed basalt in Baihetan hydropower station diversion tunnel on Jinsha River[R]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2013. (in Chinese))
- [18] 江权, 冯夏庭, 樊义林. 柱状节理玄武岩各向异性特性的调查与试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(12): 2527 - 2535. (JIANG Quan, FENG Xia-ting, FAN Yi-lin, et al. Survey and laboratory study of anisotropic properties for columnar jointed basaltic rock mass[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(12): 2527 - 2535. (in Chinese))
- [19] 苏恒先, 王鹏, 宋刚, 等. 白鹤滩水电站导流洞专项安全鉴定地质自检报告[R]. 杭州: 中国电建华东勘测设计研究院, 2014. (SU Heng-xian, WANG Peng, SONG Gang, et al. Geological self-check report on safety identification of Baihetan hydropower station diversion tunnel[R]. Hangzhou: PowerChina Huadong Engineering Corporation Limited, 2014. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201801015

考虑多尺度结构的贯通节理岩体损伤摩擦耦合模型

刘 武

(1. 合肥工业大学土木水利工程学院, 安徽 合肥 230009; 2. 武汉大学水工岩石力学教育部重点实验室, 湖北 武汉 430072)

摘 要: 基于贯通节理岩体结构的多尺度特征, 采用两步均匀化方法, 给出了节理岩体在复杂荷载作用下的自由能表达式, 建立了节理岩体损伤摩擦耦合本构模型。模型可同时考虑岩块损伤扩展、微裂纹滑移剪胀、法向刚度恢复, 节理面多阶凸起体滑移磨损、剪胀演化以及节理与岩块相互作用等特征, 较好地反映岩体内部微裂纹、节理等不同尺度微结构变化对其力学特性的影响。采用 Lac du Bonnet 花岗岩三轴压缩试验、花岗岩节理剪切试验以及不同节理倾角与不同围压下 Martinsburg 板岩三轴压缩强度试验等成果对模型进行了验证, 模型预测值与实测值相当吻合, 论证了模型的准确性。

关键词: 贯通节理岩体; 多尺度结构; 两步均匀化方法; 损伤摩擦耦合

中图分类号: TU452

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)01-0147-08

作者简介: 刘 武(1988-), 男, 博士, 讲师, 主要从事裂隙岩体水力耦合分析方面的研究工作。E-mail: liuwu168@163.com。

Coupled damage and friction model for persistent fractured rocks considering multi-scale structures

LIU Wu

(1. School of Civil Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China; 2. Key Laboratory of Rock Mechanics in Hydraulic Structural Engineering of Ministry of Education, Wuhan University, Wuhan 430072, China)

Abstract: A coupled damage and friction constitutive model for persistent jointed rocks based on a two-step homogenization technique is proposed considering the influences of anisotropic damage growth of intact rocks, mobilized dilatancy behavior of microcracks, recovery of normal stiffness due to normal closure of closed microcracks, mobilized degradation of multi-order asperities of joints, shear dilatancy of joints, and interaction between joints and rocks. The effects of multi-scale structures (i.e., joint and microcracks) on the deformation characteristics of fractured rocks are better addressed by the proposed model. The existing laboratory triaxial compression tests on crystalline rocks, shear tests on joint specimens, together with triaxial compressive strength tests on Martinsburg slate under different confining pressures and joint configurations, are used to validate the proposed model. The good agreements between the model predictions and the test results demonstrate the accuracy of the proposed model.

Key words: persistent jointed rock; multi-scale structure; two-step homogenization technique; damage-friction coupling

0 引 言

节理岩体是由众多成因不一、规模不等、产状各异的不连续面和由这些不连续面切割形成的形状各异、块度不等的岩块共同组成的地质体。岩块的宏观力学特性取决于岩石中矿物的颗粒组成、空间排列方式以及矿物晶面、微孔洞、微裂纹、层理、劈理、片理等细观结构特征; 类似地, 层面、节理、裂隙、断层等各级结构面的宏观力学特性也受控于结构面的粗糙度、起伏度、张开度以及充填状况等细观结构特征。岩块和结构面的宏观力学特性以及结构面的产状、间距、延展性等空间发育特征则进一步决定了节理岩体

在表征单元体积(REV)尺度上的力学响应。因此, 节理岩体的宏观力学特性在很大程度上取决于岩体的结构特征, 而岩体结构的多尺度特征也决定了岩体的力学响应具有多尺度性质。

节理岩体力学特性的研究包括岩块、结构面及岩体3个尺度。在岩块尺度, 其宏观力学特性研究主要采用损伤力学分析方法, 从宏观和细观两个尺度出发,

基金项目: 中央高校基本科研业务费专项资金项目(JZ2015HGBZ0480); 武汉大学水工岩石力学教育部重点实验室开放基金项目(RMHSE1503)

收稿日期: 2016-10-24

岩石损伤模型可分为连续损伤力学模型与细观损伤力学模型^[1-4]。在结构面尺度,其宏观力学特性研究从结构面变形试验成果出发,主要采用增量方法和弹塑性理论方法建立结构面本构关系^[5-7];此外,一些学者通过考虑结构面粗糙度的尺度效应,建立了考虑结构面多阶粗糙度对其力学特性影响的本构关系^[8-9]。在岩体尺度,其宏观力学特性研究主要考虑结构面对其变形特性的影响,根据结构面的发育特征,建立了节理岩体等效弹塑性模型与损伤力学模型^[10-12]。上述节理岩体模型较好地反映了宏观尺度不连续面对岩体力学特性的影响,然而却未能同时考虑岩块内部微裂纹的损伤扩展,无法综合反映岩体多尺度结构特征对其力学特性的影响。开展综合考虑节理岩体多尺度结构特征的理论模型研究,有利于把握不同尺度微结构变化对宏观力学特性的影响,理论上更为完备,具有重要的理论价值与实践意义^[13]。

本文根据贯通节理岩体结构的多尺度特征,综合考虑岩块损伤扩展、微裂纹滑移剪胀、法向刚度恢复以及节理面多阶凸起体滑移磨损、剪胀演化,采用两步均匀化方法,推导节理岩体在复杂荷载作用下自由焓表达式,建立贯通节理岩体多尺度本构模型,并进一步根据节理岩体的各向异性强度特征,提出采用微结构张量和加载方向表示岩块损伤扩展抵抗力的方法来考虑节理与岩块相互作用特征,最后采用室内试验数据^[9,14-15]对模型进行验证。

1 损伤-摩擦耦合模型

考虑一表征单元体积为 W 的节理岩体,其在宏观尺度上由岩块(区域 $W_0 = W \setminus Q$)和节理($Q = \bigcup_i Q_i$)组成,其中节理在该尺度下可概化为平面,如图1所示。在较小的尺度(岩块尺度或节理尺度)下,岩块由基质和随机分布的微裂纹组成,节理则由两个粗糙起伏面包络构成,且具有一定隙宽。岩块中微裂纹的尺寸一般为毫米尺度,与材料颗粒尺寸较为接近,而节理面尺寸则较大,其延展长度一般为几厘米至几十米。

受地质作用模式和形成历史影响,岩体中天然节理往往成组出现,宏观尺度下节理界面上的应力连续性应得到保证,可严格地表示为^[10]

$$S = S^R = S^J, \quad (1)$$

式中, S , S^R 和 S^J 分别为节理岩体、岩块和节理中作用的宏观应力。

以岩体结构的多尺度特征为基础,根据其应力状态,采用两步均匀化方法建立节理岩体本构模型,如图1所示。首先在岩块与节理尺度,考虑岩块与节理的细观特征,对含微裂纹的岩块与粗糙起伏的节理面

进行第一步均匀化,得到岩块与节理的宏观应力应变或变形关系,其可较好地对实验室尺度下岩块与节理的变形特征进行描述。经第一步均匀化过程后,粗糙起伏节理被概化为平面。然后在第一步均匀化过程的基础上,根据节理岩体中节理的发育特征,在宏观 RVE 尺度对由岩块与节理构成的节理岩体进行第二步均匀化,获得宏观尺度下岩体的应力应变关系。采用两步均匀化方法建立的节理岩体本构模型可较好地考虑岩块与节理在细观尺度下的结构特征以及节理在宏观尺度的发育特征,岩体内部节理、微裂纹等不同尺度结构对节理岩体变形特性的影响均得到较好反映。

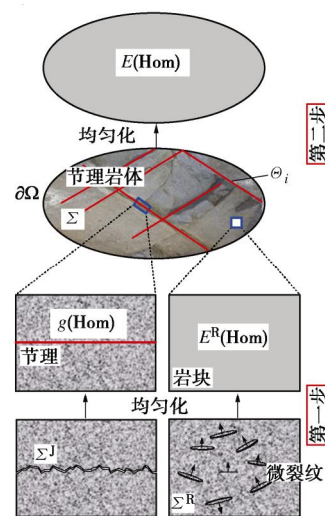


图1 节理岩体两步均匀化

Fig. 1 Two-step homogenization of fractured rocks

1.1 细观尺度均匀化

在岩块尺度,假设岩块基质为各向同性线弹性,微裂纹为钱币状,根据 Zhu 等^[2]基于 Eshelby 夹杂问题基本解均匀化过程给出的含裂纹材料自由能表达式,采用 Legendre-Fenchel 变换^[3],可得采用 MT 方法的含任意方向微裂纹分布的岩块的自由焓表达式为

$$W^{R*} = \frac{1}{2} S : S^s : S + S : E^c - \frac{1}{8\pi} \int_{S^2} \left(\frac{H_0}{w} b^2(n) + \frac{H_1}{w} g(n) \cdot g(n) \right) dS, \quad (2)$$

其中,

$$E^c = \frac{1}{4\pi} \int_{S^2} b(n) n \otimes n + g(n) \otimes n dS. \quad (3)$$

式中 E^c 为微裂纹产生的宏观应变, S^s 为岩石基质的弹性柔度张量,可通过对含微孔隙结构的岩石基质预先采用均匀化方法得到^[16], S^2 为单位球面, $S^2 = \{n | n = 1\}$, n 为单位法向量, b , g 分别为表征裂纹张开和滑移的内变量^[1], $H_0 = 3E^s / \{16[1 - (n^s)^2]\}$, $H_1 = H_0(1 - n^s/2)$, 其中 E^s , n^s 分别

为岩块基质的弹性模量与泊松比; w 为岩石损伤内变量, $w = N a^3$, N 为裂纹密度, 即单位体积上的裂纹数量, a 为微裂纹平均半径; $\otimes$ 表示 2 个向量并矢积的对称分量。

根据式 (2) 可知, 岩块宏观应变 $\mathbf{E}^R$ 的表达式为

$$\mathbf{E}^R = \mathbf{S}^s : \boldsymbol{\Sigma} + \frac{1}{4\pi} \int_{S^2} b(\mathbf{n}) \mathbf{n} \otimes \mathbf{n} + g(\mathbf{n}) \otimes \mathbf{n} dS \quad (4)$$

内变量 w 、 b 和 g 的演化根据其对应的共轭热力学力 F^w 、 F^b 和 F^g 确定^[2]。当裂纹呈张开状态时, $F^b = 0$, $F^g = 0$, 裂纹法向与切向内变量可直接由 F^b 和 F^g 表达式确定^[1]。当裂纹呈闭合状态时, $F^b(\mathbf{n}) \leq 0$, 裂纹的法向压缩闭合变形采用双曲线模型描述, $b = -F^b b_0 / (k_0 b_0 - F^b)$, 其中 b_0 , k_0 分别为裂纹最大闭合量与初始法向刚度; 裂纹的滑移剪胀变形则通过关联的 Mohr-Coulomb 准则模拟, $F = F^g + F^b \tan f_c$, 其中 f_c 为裂纹的内摩擦角。为较好模拟岩石全应力-应变过程, 反映峰后的应变软化特征, 裂纹损伤演化准则采用 Zhu 等^[17]建议的先增后减的数学形式描述:

$$f(F^w, w) = F^w - V(w) = F^w - V(w_c) \frac{2w/w_c}{1 + (w/w_c)^2} \quad (5)$$

式中, $V(w)$ 为裂纹损伤扩展抵抗力, w_c 为损伤演化的临界值, 在临界值时 $V(w_c)$ 取最大值。 $V(w_c)$ 的表达式将在第 2 节中详细介绍。

在节理尺度, 根据节理粗糙度的分形特征, 节理壁面可概化为一阶、二阶甚至更高阶的凸起体。已有大量研究表明, 二阶凸起体对节理变形特征影响较大^[9]。一阶凸起体的尺寸较大一般为厘米尺度—米尺度, 二阶凸起体的尺寸则较小一般为毫米尺度—厘米尺度。本文在此采用 Lee 等^[9]建议的方法, 引入等效起伏角 α 考虑节理多阶粗糙度的影响, 其中 α 定义为一阶与二阶凸起体的角度 α_1 与 α_2 之和, 如图 2 所示。

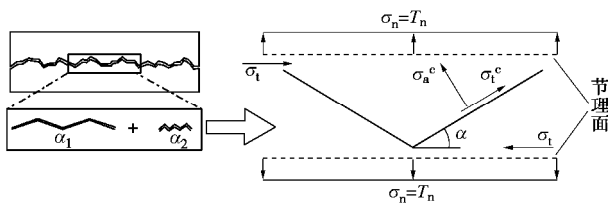


图 2 节理锯齿状模型

Fig. 2 Saw-tooth model for joint

通过均匀化, 将两个粗糙起伏面上的应力与变形平均到概化的节理平面上, 节理粗糙度对滑移剪胀变形特性的影响则通过等效起伏角描述, 节理应力变形关系可表示为

$$\mathbf{T} = \mathbf{K}^e \cdot \mathbf{g}^e = \mathbf{K}^e \cdot (\mathbf{g} - \mathbf{g}^p) \quad (6)$$

式中 $\mathbf{g}$, $\mathbf{g}^e$, $\mathbf{g}^p$ 分别为节理的总位移、弹性位移及塑性位移矢量; $\mathbf{T}$ 为节理面作用力矢量, $\mathbf{T} = \boldsymbol{\Sigma} \cdot \mathbf{n}_j$; $\mathbf{K}^e$ 为节理的刚度矩阵, $\mathbf{K}^e = k_{j0}(\mathbf{d} - \mathbf{n}_j \otimes \mathbf{n}_j) + K_n \mathbf{n}_j \otimes \mathbf{n}_j$, 其中 $\mathbf{n}_j$ 为节理的单位法向量, $\mathbf{d}$ 为二阶单位张量, k_{j0} 为节理的切向刚度, K_n 为节理的法向刚度, 其与节理面法向应力 T_n 之间满足如下关系:

$$K_n = \frac{k_{j0} b_0 - T_n}{b_0} \quad (7)$$

式中, k_{j0} 为节理的初始法向刚度, b_0 为节理的初始开度。

塑性位移 $\mathbf{g}^p$ 的演化通过塑性流动法则确定。采用锯齿状模型, 将摩擦滑移过程中的屈服函数和塑性势函数建立在如图 2 所示的凸起面上, 其起伏角为等效起伏角 α 。图中 $s_n = T_n$ 为节理面宏观法向应力, $s_t = \mathbf{S} \cdot \mathbf{n}_j \cdot (\mathbf{d} - \mathbf{n}_j \otimes \mathbf{n}_j)$ 为宏观剪切应力, s_n^c 与 s_t^c 为凸起面上的法向应力和剪切应力。令节理沿凸起面摩擦滑移的过程中满足非关联的 Mohr-Coulomb 准则, 根据凸起体上的应力平衡条件^[7], 可得滑动屈服函数 F_J 和势函数 Q 分别为

$$\begin{cases} F_J(s_n, s_t) = |s_n \sin \alpha + (s_t - c_j) \cos \alpha| + \\ \quad \tan j_j [s_n \cos \alpha - (s_t - c_j) \sin \alpha], \\ Q(s_t) = |s_n \sin \alpha + s_t \cos \alpha|, \end{cases} \quad (8)$$

式中, j_j 为节理面的基本摩擦角, c_j 为节理面的黏聚力参数。

节理面在滑动摩擦的过程中凸起体发生碾磨、啃断, 同时会形成碎屑物质, 为反映其对节理面剪切特性的影响, 将等效起伏角 α 定义为剪切塑性功 $W_t^p = \int s_t d\mathbf{g}_t^p$ 的函数:

$$\alpha = \alpha_1 \exp(-v_{j1} W_t^p) + \alpha_2 \exp(-v_{j2} W_t^p) \quad (9)$$

式中, v_{j1} , v_{j2} 分别为一阶、二阶凸起体的起伏角磨损系数。

考虑到二阶凸起体可能先于一阶凸起体发生剪切磨损或二者同时发生剪切磨损^[8-9], 这将会对节理的峰后剪切特性产生影响, 为此引入参数 h ($0 < h \leq 1$) 考虑其影响, 当 $h \geq \exp(-v_{j2} W_t^p)$ 时, 一阶凸起体才发生剪切磨损。 $h=1$ 时, 一阶凸起体和二阶凸起体同时发生剪切磨损; 当 $h \rightarrow 0$ 时, 二阶凸起体完全磨损后, 一阶凸起体才开始产生剪切磨损。

1.2 宏观尺度均匀化

在岩体尺度, 设节理岩体包含 q 组节理, 为方便物理量之间的换算, 在节理岩体上建立整体坐标系 $OX_1 X_2 X_3$ (任意建立, 仅需满足右手法则), 并在每组节理上建立局部坐标系 $ox_1^{J'} x_2^{J'} x_3^{J'}$ ($J = 1, \dots, q$), 上标 “ J' ” 为该物理量在 $ox_1^{J'} x_2^{J'} x_3^{J'}$ 坐标系下度量, 其中局

部坐标系的建立要保证 x'_1 和 x'_2 轴在节理面内, 而 x'_3 轴指向节理面法向方向, 并满足右手法则。此时, 物理量在两个坐标系间的二阶转换张量为

$$l'_{ij} = e'_i \cdot e_j, \quad (10)$$

式中, e_i ($i=1, 2, 3$), e'_i ($i=1, 2, 3$) 分别为整体坐标轴和局部坐标轴的单位向量。

由散度定理可得, 第 J 组节理产生的宏观应变 E^J 可表示为^[11]

$$E^J = E^{J_e} + E^{J_p} = \frac{S^J}{|W|} g \otimes n^J = \frac{S^J}{|W|} (g^e + g^p) \otimes n^J, \quad (11)$$

式中, E^J , E^{J_e} , E^{J_p} 分别为节理产生的宏观总应变、弹性应变与塑性应变, S^J 为第 J 组节理面的面积, n^J 为第 J 组节理面的单位法向量。

由式 (11) 可知第 J 组节理的自由焓可表示为

$$\begin{aligned} W^{J*} &= \int_{\Sigma} E^J : d\Sigma = \frac{S^J}{|W|} \int_{\Sigma} (g^e + g^p) \otimes n^J : d\Sigma \\ &= \frac{S^J}{|W|} \left[\frac{|T_t^J|^2}{2k_{js0}} - k_{jn0} b_0^2 \ln(k_{jn0} b_0 - T_n^J) - b_0 T_n^J + g^p \otimes n^J : \Sigma \right], \end{aligned} \quad (12)$$

式中, $T_n^J = n^J \cdot S \cdot n^J$ 和 $T_t^J = S \cdot n^J \cdot (d - n^J \otimes n^J)$ 为第 J 组节理的节理面法向应力和切向应力。

根据能量的可叠加性, 由式 (2) 与式 (12) 可得节理岩体在复杂荷载作用下的自由焓 W^* 表达式为

$$\begin{aligned} W^* &= \frac{1}{2} S : S : S + S : \frac{1}{4\pi} \int_{S^2} b(n) n \otimes n + g(n) \otimes n dS - \\ &\quad \frac{1}{8\pi} \int_{S^2} \left[\frac{H_0}{w} b^2(n) + \frac{H_1}{w} g(n) \cdot g(n) \right] dS + \\ &\quad \sum_{J=1}^q \frac{S^J}{|W|} \left[\frac{|T_t^J|^2}{2k_{js0}} - k_{jn0} b_0^2 \ln(k_{jn0} b_0 - T_n^J) - b_0 T_n^J + g^p \otimes n^J : S \right]. \end{aligned} \quad (13)$$

1.3 本构方程

通过对节理岩体的自由焓关于 Σ 求导, 可得节理岩体的本构方程:

$$\begin{aligned} E &= S : \Sigma + \frac{1}{4\pi} \int_{S^2} b(n) n \otimes n + g(n) \otimes n dS + \\ &\quad \sum_{J=1}^q \frac{S^J}{|W|} \left[\left(\frac{T_t^J}{k_{js0}} + \frac{b_0 T_n^J n^J}{k_{jn0} b_0 - T_n^J} \right) \otimes n^J + n^J \otimes g^p \right]. \end{aligned} \quad (14)$$

由式 (14) 可知, 节理岩体的应变由岩块基质、微裂纹与节理产生的应变组成, 其中非弹性应变包括微裂纹产生的应变与节理产生的宏观塑性应变。根据式 (14) 也可将节理岩体的宏观应力表示为宏观应变的函数:

$$\Sigma = C^{RJ} : (E - E^c - E^p), \quad (15)$$

其中,

$$C^{RJ} = \left[S^s + \sum_{J=1}^q \frac{S^J}{|W|} n^J \otimes (K^e)^{-1} \otimes n^J \right]^{-1}.$$

式中 C^{RJ} 为节理岩体的等效弹性刚度张量; E^p 为节理产生的宏观塑性应变, $E^p = \sum_{J=1}^q \frac{S^J}{|W|} n^J \otimes g^p$; K^e 为节理的刚度矩阵在整体坐标系下的度量。

2 节理与岩块相互作用

节理与岩块之间的相互作用对微裂纹萌生、扩展与形核过程影响甚大^[18-19], 目前大量数值模拟方法被用于模拟微裂纹的萌生扩展机制^[20], 但由于其复杂性在理论分析模型中表征节理与岩块相互作用却非常困难。在节理岩体本构模型中, 节理与岩块的相互作用常被忽略, 从而导致节理岩体的各向异性特征难以准确表征。例如, 对含单组节理的节理岩体, 其表现出某种程度的成层现象, 强度与层状岩体相似, 破坏模拟主要分为沿着软弱面的滑移破坏和未沿着软弱面滑移的破坏, 后者其强度由岩块与节理共同决定, 随节理倾角发生变化, 不是一个固定值^[21]。为较好地描述节理岩体的各向异性强度特征, 考虑节理与岩块相互作用, 本文引入微结构张量描述节理面对岩块微裂纹损伤扩展的影响。

在 Pietruszczak 等^[22]研究工作的基础上, 通过引入一个微结构张量描述节理岩体的各向异性特征, 进而将岩块微裂纹损伤扩展抵抗力表示成微结构张量与应力的函数:

$$V(w_c) = V_0 [1 + A_j l_j l_j + b_1 (A_j l_j l_j)^2]^x, \quad (16)$$

式中, A_j 为微结构张量的偏量, V_0 , b_1 , x 为参数, l_j 为广义加载向量, 其表达式为^[23]

$$l_i^2 = \frac{\text{tr}(N^{(i)} S^2)}{\text{tr}(S^2)}, \quad N^{(i)} = e^{(i)} \otimes e^{(i)}, \quad (17)$$

式中, $N^{(i)}$ ($i=1, 2, 3$) 为二阶张量, 为微结构张量的主 3 价基。

当节理岩体中含单一方向节理发育时, $A_1 = A_2 = -0.5 A_3$ ($e^{(3)}$ 为节理面法向方向; $e^{(1)}$, $e^{(2)}$ 均在节理面内), 则有

$$A_j l_j l_j = A_1 (1 - 3l_3^2), \quad l_3^2 = \frac{\text{tr}(n_j \otimes n_j S^2)}{\text{tr}(S^2)}, \quad (18)$$

式中, n_j 为节理的单位法向量。

将式 (18) 代入式 (16), 可得

$$V(w_c) = V_0 \{1 + A_1 (1 - 3l_3^2) + b_1 [A_1 (1 - 3l_3^2)]^2\}^x. \quad (19)$$

式 (19) 表明, 含单一方向节理发育的节理岩体中岩块微裂纹的损伤扩展强度与节理法向方向、荷载方向密切相关。微裂纹的损伤扩展可能同时受微裂纹产状的影响, 考虑其复杂性, 在本文研究中未考虑该

影响。

3 模型验证与应用

复杂应力路径下岩块中微裂纹可能在任意方向扩展, 且不同方向的微裂纹具有不同的开闭状态, 进行数值模拟时, 对式 (14) 中单位球面上的积分可采用 33 点高斯积分^[24]进行求解:

$$\mathbf{E} = \mathbf{S}^s : \boldsymbol{\Sigma} + \sum_{i=1}^m \mathbf{w}^i (\mathbf{b}^i \mathbf{n}^i \otimes \mathbf{n}^i + \mathbf{g}^i \otimes \mathbf{n}^i) + \sum_{j=1}^q \frac{S^j}{|W|} \{[(\mathbf{n}^j \cdot \boldsymbol{\Sigma}) \cdot (\mathbf{K}^e)^{-1}] \otimes \mathbf{n}^j + \mathbf{n}^j \otimes \mathbf{g}^j\}, \quad (20)$$

式中, m 为高斯积分点, $\mathbf{w}^i$ 和 $\mathbf{n}^i$ 分别为第 i 族裂纹的权重与单位法向量。

基于预测-校正算法^[3, 17], 式 (20) 通过采用增量形式考虑每组微裂纹与每组节理的影响进行数值实现, 其主要分为弹性预测和应力校正两步。在弹性预测阶段, 假设应变增量是弹性的, 进而初步计算宏观弹性预测应力; 在应力校正阶段, 则采用宏观弹性预测应力分析内变量 $\mathbf{w}$, $\mathbf{b}$, $\mathbf{g}$ 和 $\mathbf{g}^p$ 的演化, 计算每组微裂纹的宏观应变增量与每组节理的塑性应变增量, 然后由式 (15) 对宏观应力进行校正。

3.1 Lac du Bonnet 花岗岩力学试验模拟

在岩块尺度, 采用 Lac du Bonnet 花岗岩三轴压缩试验成果^[14]对本文提出的模型进行验证, 试验围压为 10 MPa。模型参数取值如下: $E^s = 68.0$ GPa, $\nu^s = 0.21$, $f_c = 46.4^\circ$, $w_c = 6.0$; 初始损伤 $w_0 = 0.01$, $k_0 = 10$ GPa, $b_0 = 5 \times 10^{-4}$, $V(w_c) = 0.055$ MPa。其中, E^s , ν^s , w_0 , k_0 , b_0 等参数直接摘自 Chen 等^[14]的研究成果, 其余参数通过对试验数据的最佳曲线拟合确定。

图 3 给出了三轴压缩过程中 Lac du Bonnet 花岗岩应力-应变曲线试验成果与模型预测结果的对比, 同时还给出了试样加载过程中平均损伤密度与裂纹法向变形的变化特征, 其中平均损伤密度定义为 $\bar{w} = \frac{1}{4\pi} \int_{S^2} w dS$, 裂纹法向变形 $\bar{b} = \frac{1}{4\pi} \int_{S^2} b dS$ (b 从初始值 b_0 开始演化)。由图可见, 模型较好地刻画了脆性岩石的应力-应变关系, 反映了初始微裂纹压密段、弹性段、损伤萌生与扩展阶段以及峰后软化阶段等应力-应变特征, 描述了岩石的强度特征。Lac du Bonnet 花岗岩三轴压缩强度的试验值 (322 MPa) 与预测值 (324 MPa) 相当吻合。

3.2 节理剪切试验模拟

在节理尺度, 采用 Lee 等^[9]开展的花岗岩节理 (GH7) 剪切力学试验成果对本文提出的模型进行验证, 试验节理法向应力为 3 MPa。在数值模拟过程中, 假定一阶、二阶凸起体同时发生磨损, 即 $h=1$, 各参

数取值如下: $k_{js0} = 2.64$ MPa/mm; $\varphi_j = 34.6^\circ$; $a_1 = 17^\circ$; $a_2 = 8.4^\circ$; $\nu_{j1} = 0.034$ m/kN; $\nu_{j2} = 0.19$ m/kN。其中参数 φ_j 和 a_1 摘自 Lee 等^[9]的研究成果, a_1 为采用较大采样间隔测量的平均起伏角的渐进值, 其他参数通过对实验数据的最佳曲线拟合确定。

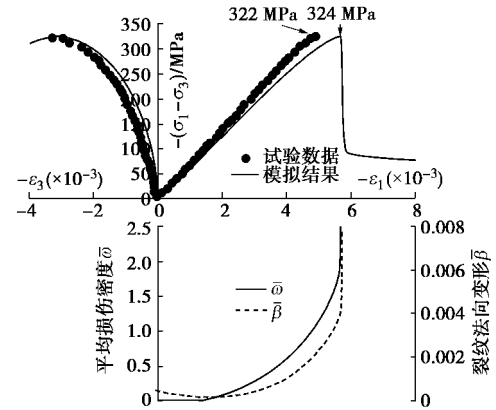
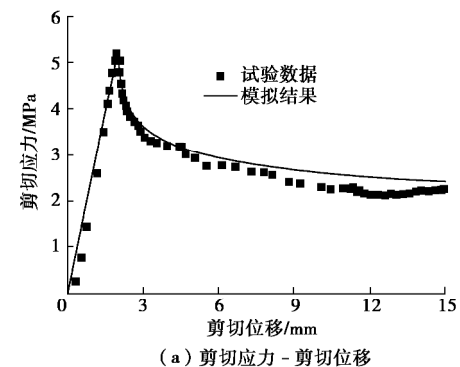


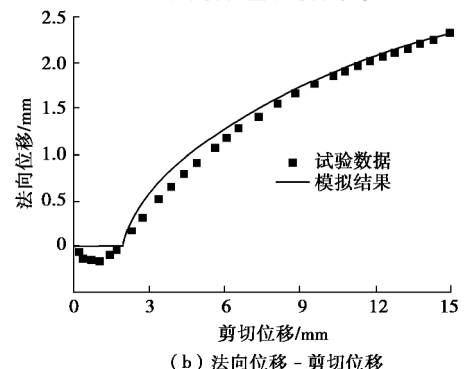
图 3 Lac du Bonnet 花岗岩三轴压缩试验数值模拟

Fig. 3 Numerical simulation of triaxial tests on Lac du Bonnet granite

图 4 给出了花岗岩节理剪切应力-剪切位移与法向位移-剪切位移曲线试验成果与模型预测结果的对比。由图可见, 节理在峰值强度前剪切应力与剪切位移呈线性关系, 达到峰值剪切应力后, 随着节理剪切磨损, 其剪切强度逐渐较小, 剪切应力逐渐降低, 模型较好地描述了节理的峰后软化与剪胀特性, 预测值与实测值相当接近, 吻合较好。



(a) 剪切应力-剪切位移



(b) 法向位移-剪切位移

图 4 花岗岩节理剪切试验数值模拟

Fig. 4 Numerical simulation of shear tests on granite joints

3.3 板岩强度试验模拟

采用 Donath^[15]开展的 Martinsburg 板岩强度试验成果验证本文提出的模型对横观各向同性岩体各向异性强度的预测能力。由于缺乏应力应变实测资料,大部分与岩体变形相关的参数根据经验选取: $\beta_0=0.002$, $f_c=30^\circ$, $\nu_j=0.03$, $E^s=44.8$ GPa, $\nu^s=0.28$, $w_0=0.01$, $w_c=3.5$, $k_0=10$ GPa, $k_{j_{60}}=k_{j_{90}}=200$ GPa/m, $b_0=0.02$ mm, 节理平均间距 $s_f = \frac{|\Omega|}{S_j} = 50$ mm。其他参数则通过对试验数据最佳拟合确定: $A_1=0.25$, $x=6.5$, $b_1=4.5$, $c_j=3.35$ MPa, $a=j_j=15^\circ$ (节理的抗剪强度只与 a 和 j_j 之和相关); 围压为 3.5, 35, 50, 100 MPa 时, V_0 分别为 0.006, 0.012, 0.018, 0.034 MPa。

图 5 给出了围压为 3.5 MPa 时不同倾角节理岩体的应力-应变曲线, 由图可知, 节理岩体的应力-应变曲线与节理倾角 q 密切相关, 9 种曲线各不相同。其中 $q=0^\circ, 15^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 85^\circ, 90^\circ$ 时, 曲线具有明显的峰值强度, 峰后发生应力跌落; $q=45^\circ, 60^\circ, 75^\circ$ 时, 岩体强度受节理面抗剪强度控制, 峰后随着凸起体磨损, 应力逐渐减小。

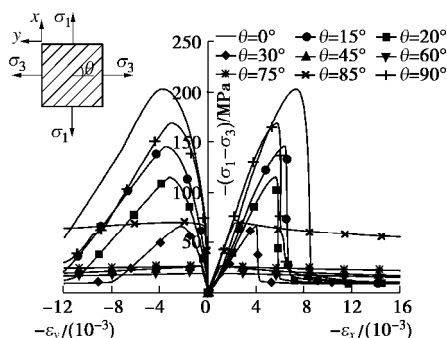


图 5 含不同倾角节理岩体的应力应变曲线

Fig. 5 Stress-strain curves of fractured rocks with different joint inclinations

不同围压下板岩强度试验结果与模型预测值对比如图 6 所示, 图中虚线为不考虑节理与岩块相互作用时的模拟结果。由图可知, 不同围压下 Martinsburg 板岩的强度随节理倾角增大呈先减后增的“U”型变化趋势, 且板岩强度均在 $q=0^\circ$ 时取最大值, 在 $q=60^\circ$ 时取最小值, 模型预测值与试验数据相当吻合, 较好地论证了本文提出的考虑节理与岩块相互作用方法的可行性。

3.4 参数 ω_c , $V(\omega_c)$, η 和 A_1 的敏感性分析

为确定参数 ω_c , $V(\omega_c)$, η 和 A_1 取值对数值模拟结果的影响, 在上述模拟基础上开展敏感性分析。图 7 比较了 $\omega_c=1.0, 6.0$ 与 15.0 和 $V(\omega_c)=0.03, 0.055$ 与 0.08 MPa 时 Lac du Bonnet 花岗岩的模拟结果。可以

看出, ω_c 越大时, 应力达到峰值点的累加损伤就越大, 从而导致非弹性应变越大 (即应力峰值点对应的轴向和侧向应变越大)。由图 7 (b) 可知, 岩块三轴压缩强度受控于参数 $V(\omega_c)$, $V(\omega_c)$ 越大, 峰值强度与应变越大。如前所述, 通过定义 $V(\omega_c)$ 为节理岩体微结构张量和加载方向的函数, 模型可较好地描述节理岩体的各向异性强度特征。

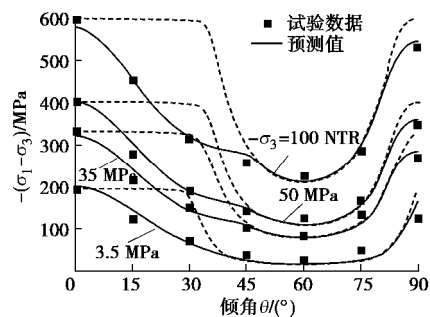


图 6 Martinsburg 板岩各向异性强度预测

Fig. 6 Predictions of anisotropy strength of Martinsburg slate

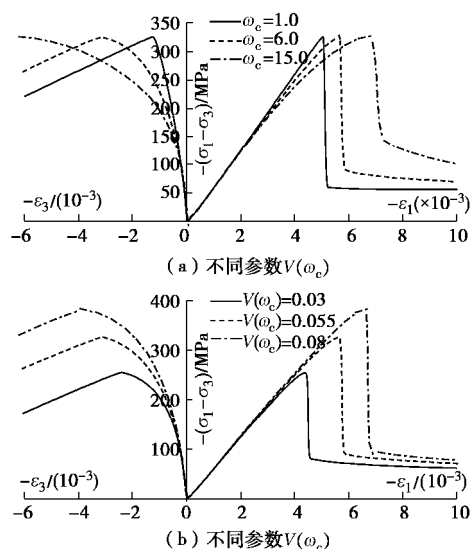


图 7 参数 ω_c 和 $V(\omega_c)$ 的敏感性分析

Fig. 7 Sensibility analysis of parameters ω_c and $V(\omega_c)$

图 8 给出了 $\eta=0.01, 0.1, 0.5, 1.0$ 时花岗岩节理的模拟结果。由图可知, 参数 η 对节理峰后软化过程与剪胀特性影响甚大。 η 越大, 一阶凸起体越早发生剪切磨损, 峰后节理剪切强度弱化越迅速, 节理峰后剪胀变形则越小。大量工程实践表明节理的峰后剪胀特性对节理岩体的渗透特性影响巨大, 因此准确表征一阶凸起体、二阶凸起体的峰后磨损过程很有必要。

图 9 给出了 $A_1=0, 0.2, 0.25, 0.3$ 时 35 MPa 围压下板岩强度的模拟结果。可以看出, 表征岩体各向异性程度的参数 A_1 对岩体的各向异性强度特征影响甚大。 A_1 越大, 岩体在未沿着软弱节理面发生滑移破坏的模式下的强度越大, 反之 A_1 越小, 岩体则越接近各

向同性强度特征。

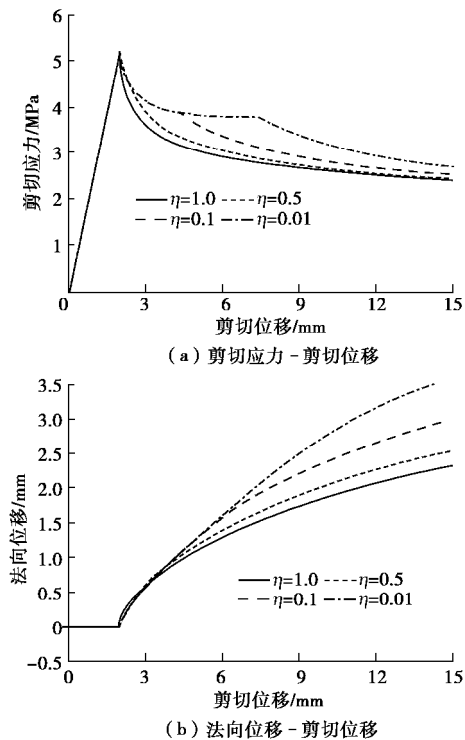


图8 参数 η 的敏感性分析

Fig. 8 Sensibility analysis of parameter η

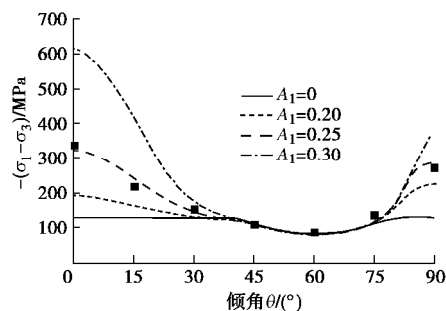


图9 参数 A_1 的敏感性分析

Fig. 9 Sensibility analysis of parameter A_1

4 结 论

本文根据岩体结构的多尺度特征,采用细观力学方法,建立了贯通节理岩体损伤摩擦耦合模型,并采用室内试验数据对模型进行了验证。

(1) 综合考虑微裂纹扩展、法向刚度恢复、滑动剪胀以及节理多阶凸起体的滑移磨损等细观力学机制,节理岩体模型较好地反映了岩体内部不同尺度微结构(节理、微裂纹等)对其力学性质的影响。

(2) 通过对 Lac du Bonnet 花岗岩力学试验、岩石节理剪切试验和 Martinsburg 板岩强度试验成果进行模拟可知,本文提出的考虑节理与岩块相互作用的方法是可行性,模型可较好地反映岩块与节理的非线性变形特征以及岩体的各向异性强度特征。

本文提出的节理岩体损伤-摩擦耦合模型可为进一步开展微裂纹损伤扩展与节理滑移磨损剪胀诱使的岩体渗透特性演化的研究提供重要理论基础。

参考文献:

- [1] 陈益峰, 李典庆, 荣 冠, 等. 脆性岩石损伤与热传导特性的细观力学模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(10): 1959 - 1969. (CHEN Yi-feng, LI Dian-qing, RONG Guan, et al. A micromechanical model for damage and thermal conductivity of brittle rocks[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(10): 1959 - 1969. (in Chinese))
- [2] ZHU Q Z, KONDO D, SHAO J F. Micromechanical analysis of coupling between anisotropic damage and friction in quasi brittle materials: Role of the homogenization scheme[J]. International Journal of Solids and Structures, 2008, **45**(5): 1385 - 1405.
- [3] ZHU Q Z, KONDO D, SHAO J F, et al. Micromechanical modelling of anisotropic damage in brittle rocks and application[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2008, **45**(4): 467 - 477.
- [4] 陈益峰, 胡 冉, 周创兵, 等. 热-水-力耦合作用下结晶岩渗透特性演化模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(11): 2185 - 2195. (CHEN Yi-feng, HU Ran, ZHOU Chuang-bing, et al. A micromechanical model for damage and thermal conductivity of brittle rocks[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(11): 2185 - 2195. (in Chinese))
- [5] 周创兵, 陈益峰, 姜清辉, 等. 岩体结构面 HM 耦合分析的界面层模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(6): 1081 - 1093. (ZHOU Chuang-bing, CHEN Yi-feng, JIANG Qing-hui, et al. An interfacial layer model for coupled hydromechanical analysis in geological discontinuities[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(6): 1081 - 1093. (in Chinese))
- [6] BANDIS S C, LUMSDEN A C, BARTON N R. Fundamentals of rock joint deformation[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1983, **20**(6): 249 - 268.
- [7] PLESHA M E. Constitutive models for rock discontinuities with dilatancy and surface degradation[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1987, **11**(4): 345 - 362.
- [8] DONG J J, PAN Y W. A hierarchical model of rough rock joints based on micromechanics[J]. International Journal of

- Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1996, **33**(2): 111 - 123.
- [9] LEE H S, PARK Y J, CHOC T F, et al. Influence of asperity degradation on the mechanical behavior of rough rock joints under cyclic shear loading[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2001, **38**(7): 967 - 980.
- [10] 陈益峰, 周创兵, 盛永清. 应变敏感的裂隙及裂隙岩体水力传导特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, **25**(12): 2441 - 2452. (CHEN Yi-feng, ZHOU Chuang-bing, SHENG Yong-qing. Strain-dependent hydraulic conductivity for single rock fracture and fractured rock mass[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, **25**(12): 2441 - 2452. (in Chinese))
- [11] CAI M, HORII H. A constitutive model of highly jointed rock masses[J]. Mechanics of Materials, 1992, **13**(3): 217 - 246.
- [12] 朱维申, 张强勇. 节理岩体脆弹性断裂损伤模型及其工程应用[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, **18**(3): 245 - 249. (ZHU Wei-shen, ZHANG Qiang-yong. Brittle elastic fracture damage constitutive model of jointed rock mass and its application to engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1999, **18**(3): 245 - 249. (in Chinese))
- [13] 袁小清, 刘红岩, 刘京平. 非贯通裂隙岩体三维复合损伤本构模型[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(1): 91 - 99. (YUAN Xiao-qing, LIU Hong-yan, LIU Jing-ping. 3-D constitutive model for rock masses with non-persistent joints based on compound damage[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(1): 91 - 99. (in Chinese))
- [14] CHEN Y, HU S, ZHOU C, et al. Micromechanical modeling of anisotropic damage-induced permeability variation in crystalline rocks. Rock Mechanics and Rock Engineering 2014, **47**(5): 1775 - 1791.
- [15] DONATH F A. Strength variation and deformational behavior in anisotropic rock[C]// JUDD W R ed. State of Stress in the Earth's Crust. New York: Elsevier, 1964: 281 - 297.
- [16] DORMIEUX L, KONDO D, Ulm F-J. Microporomechanics[M]. New York: Wiley, 2006.
- [17] ZHU Q Z, SHAO J F. A refined micromechanical damage-friction model with strength prediction for rock-like materials under compression[J]. International Journal of Solids and Structures, 2015, **60**: 75 - 83.
- [18] 李银平, 王元汉, 陈龙珠, 等. 含预制裂纹大理岩的压剪试验分析[J]. 岩土工程学报, 2004, **26**(1): 120 - 124. (LI Yin-ping, WANG Yuan-han, CHEN Long-zhu, et al. Experimental research on pre-existing cracks in marble under compression[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(1): 120 - 124. (in Chinese))
- [19] ZHANG X P, LIU Q, WU S, et al. Crack coalescence between two non-parallel flaws in rock-like material under uniaxial compression[J]. Engineering Geology, 2015, **199**: 74 - 90.
- [20] WONG R H C, LIN P. Numerical study of stress distribution and crack coalescence mechanisms of a solid containing multiple holes[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2015, **79**: 41 - 54.
- [21] ASADI M, BAGHERIPOUR M H. Modified criteria for sliding and non-sliding failure of anisotropic jointed rocks[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2015, **73**(1): 95 - 101.
- [22] PIETRUSZCZAK S, LYDZBA D, SHAO J F. Modelling of inherent anisotropy in sedimentary rocks[J]. International Journal of Solids and Structures, 2002, **39**(3): 637 - 648.
- [23] PIETRUSZCZAK S, MROZ Z. Formulation of anisotropic failure criteria incorporating a microstructure tensor[J]. Computers and Geotechnics, 2000, **26**(2): 105 - 112.
- [24] BAZANT Z P, OH B H. Efficient numerical integration on the surface of a sphere[J]. ZAMM, 1986, **66**(1): 37 - 49.

DOI: 10.11779/CJGE201801016

硫酸盐渍土水泥加固盐胀抑制剂研究

张佳兴¹, 裴向军¹, 韦璐²

(1. 成都理工大学地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室, 四川 成都 610059; 2. 中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司, 四川 成都 610077)

摘 要: 硫酸盐渍土具有遇水溶陷、强度降低、盐胀-冻胀的特性, 而传统加固材料如水泥、石灰等, 由于 SO_4^{2-} 与水泥反应生成 $\text{Aft} \cdot 32\text{H}_2\text{O}$, 造成加固体膨胀、强度损失及耐久性降低。针对上述问题, 利用自主研发的抗盐胀固化剂与水泥复配对盐渍土进行改良, 探讨含盐量和固化剂对固化土膨胀性与力学性能的影响。试验结果表明, 固化剂 SD 抑制膨胀、维持强度的能力优于纯水泥, 在 2% 含盐量时, 膨胀率降低 65.2%~83.4%, 抗压和抗折强度分别提高 2~6 倍; 含盐量为 5% 时, 膨胀率降低 88.5% 以上, 抗压和抗折强度提高 1.6~4.7 倍。试验表明, 在中盐渍土加固中, 低掺量抑制膨胀性强; 强盐渍土中, 高掺量抑制膨胀率强。通过盐溶液稳定性试验和冻融试验对膨胀性进行了探讨, 固化剂能够有效提高加固土的抗膨胀性, 降低强度的损失率; 在抗冻稳定性上, 对冻胀有一定抑制作用, 而对强度的稳定作用一般, 表现为温度相应“迟滞”。

关键词: 盐胀; 固化剂; 稳定性; 耐久性; 盐渍土

中图分类号: TU449; TQ177.5

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)01-0155-07

作者简介: 张佳兴(1992-), 男, 博士研究生, 主要从事地质工程的研究工作。E-mail: zjx1992@outlook.com。

Salt expansion inhibitors for sulphated salty soil

ZHANG Jia-xing¹, PEI Xiang-jun¹, WEI Lu²

(1. State Key Laboratory of Geohazard Prevention and Geoenvironment Protection, Chengdu University of Technology, Chengdu 610059, China; 2. Chengdu Engineering Corporation Limited, Chengdu 610077, China)

Abstract: The sulphated salty soil has the characteristics of water soluble depression, strength, salt expansion and frost heave decrease. However, for the traditional reinforcement materials such as cement and lime, because the reaction SO_4^{2-} in soil with cement generates $\text{Aft} \cdot 32\text{H}_2\text{O}$, the increase of solid expansion, the loss of strength and the decrease of durability are easily caused. For the above problems, the self-developed curing and cement are used to improve the saline soil, and the effect of curing and salt content conditions on the expansion and mechanical properties of saline soil is analyzed. The results show that the ability of SD curing to inhibit the expansion and to maintain the strength is better than that of cement. When the salt content is 2%, the expansion ratio decreases by 65.2% to 83.4%, and the compressive and flexural strength increase by 2 to 6 times. When the salt content is 5%, the expansion ratio decreases by more than 88.5%, and the compressive and flexural strength increase by 1.6 to 4.7 times. It is shown that low content has a strong inhibitory for the expansion ratio in medium saline soil. Contrarily, higher adding has better effectiveness on heavy salt soil. The durability is analyzed by the salt solution stability tests and freeze-thaw tests. SD curing can effectively improve the durability of stabilized soil and reduce the loss rate of strength. For the stability of frost resistance, it has a certain inhibitory effect on the frost heave, but has little effect on the stability of strength, which exhibits “Hysteresis” under the corresponding temperature.

Key words: salt expansion; curing; stability; durability; saline soil

0 引 言

盐渍土作为一种特殊土, 广泛分布于中国西北、华北和东部沿海, 可分为滨海盐渍区、泛滥平原盐渍区、荒漠与荒漠草原盐渍区及草原盐渍区^[1]。按含盐类型, 可分为硫酸盐渍土、碳酸盐渍土及氯盐渍土^[2]。盐渍土的易溶盐含量大于 0.3%, 具有特殊的物理力学性质及工程特性, 如溶陷、膨胀等^[3-4]。

盐渍土固化是采用一定的技术措施改善土体的物理-力学性质, 以此达到工程技术上的要求。目前, 传统固化主要是水泥、石灰、粉煤灰和硅粉等材料的单

基金项目: 国家重点基础研究计划项目(2014CB744703); 成都理工大学地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室团队重点项目(SKLG2014Z001); 交通部西部项目(2015318J39250)

收稿日期: 2016-10-12

*通讯作者(E-mail: peixj0119@tom.com)

一或复合使用^[5-6]。在土体加固中粉煤灰能有效提高水泥的胶结作用,使后期强度明显提高^[7-8];硅粉的火山灰效应能有效提高固化土的强度;此外,粉煤灰与硅粉复合使用同样可以提高加固土的抗压强度^[9]。陆地盐渍土主要以硫酸盐为主,作为路基填料主要病害包括路面鼓包开裂^[10]、溶陷、盐胀、冻胀及次生盐渍化等。路基盐胀由硫酸盐迁移聚集、结晶膨胀和土体变形 3 个过程控制;同时,受到粗颗粒含量、密实度、含水率、含盐量及温度等因素影响。粗颗粒含量越大,盐胀变形越小^[11-12];含水率的影响存在临界值,大于临界值盐胀值随含水率增大而减小^[13-14];含盐量增加,致使土体冻结温度降低,盐胀率增大^[15];降温速率越大,土体变形量越小^[16]。新疆区盐渍土主要由内流河、湖泊的水分蒸发沉积而成的硫酸盐渍土。用于路基填料施工中,采用传统加固材料,土体中的 SO_4^{2-} 离子与水泥发生化学反应,生成的钙矾石、石膏等,其中一个钙矾石晶体集合 32 个结晶水,体积增大,致使孔隙内压力增大,体积膨胀量显著增加,路基填土产生盐胀;同时,由于新疆地区的昼夜和季节性温差大,同样使路基产生冻胀作用,对路基产生破坏;此外,有机酸对土体加固效果存在很大影响,当有机酸超过一定含量水泥土则失去加固效果^[17]。针对传统材料加固硫酸盐渍土存在的抗盐胀能力差,强度折损大的问题。

本文研究了一种抗盐胀固化剂,能有效抑制硫酸盐渍土的盐胀性,提高固化土的稳定性。通过采用抗盐胀固化剂、水泥两种固化土进行纯水、盐溶液的膨胀性及冻融循环稳定性试验,对固化土的抗盐胀性、稳定及强度折损进行了研究和探讨,并对固化剂的抗盐胀-冻胀机理进行讨论。

1 试 验

1.1 试验原料

(1) 试验用土

引起土体膨胀的主要成分为硫酸盐,为更充分研究硫酸盐单一盐类的加固材料,试验主要采用人工配制硫酸盐盐渍土进行。试验用土为低含盐量黄土,该黄土粉粒含量为 78.1%,物理性质指标见表 1。该土含盐量为 0.07%,根据含盐量可划定为非盐渍土,故可以配制人工硫酸钠盐渍土。

按照盐渍土硫酸钠的含量,分别配制中盐渍土(硫酸钠为 2%)、强盐渍土(硫酸钠为 5%)进行研究。

(2) 固化剂

本试验采用 P.O42.5R 普通硅酸盐水泥和新型抗盐胀固化材料 SD(以下简称 SD)作为固化剂,其中

SD 为成都理工大学研发的新型固化材料,为无机非金属材料混合物,是一种灰色粉末,具有比表面大、细度高的性质,组成见表 2。

表 1 试验用黄土物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of loess					
地点	稠度指标			击实试验	
	$w_p/\%$	$w_L/\%$	I_p	$w_{opt}/\%$	$r_d/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$
乌鲁木齐	16	28	12	9	1.76

表 2 SD 固化剂组成

Table 2 Composition of SD						
成分	SiO_2	FeO_3	Al_2O_3	MgO	CaO	NaO
含量/%	95.35	1.1	1	0.72	0.33	1.5

1.2 试样制备与测试

(1) 试样制备

根据最大干密度及最优含水率,采用静压法制备试样,制作纯水泥加固土和抗盐胀固化土试样,试样尺寸分别为 70 mm×70 mm×70 mm 的立方体试样和 40 mm×40 mm×1600 mm 的长方体,分别用于测定盐胀应变、抗压及抗折强度。制备 $\Phi 50\text{ mm}\times 100\text{ mm}$ 圆柱形水泥土和抗盐胀固化剂加固土样,用于冻融循环的膨胀性和强度测定,试样制备配比见表 3。

表 3 试样配比

Table 3 The ratio of samples					
No.	W/C	C	S	含盐量/%	SD/%
1	0.6	0.7	1	2	—
2	0.6	0.7	1	5	—
3	0.6	0.7	1	2	2
4	0.6	0.7	1	2	8
5	0.6	0.7	1	2	12
6	0.6	0.7	1	5	2
7	0.6	0.7	1	5	8
8	0.6	0.7	1	5	12

注:W/C 为水灰比;S 为土的含量;SD 为固化剂所占水泥质量比例。

(2) 试验方法

a) 抗盐胀性能试验

对于试样的抗盐胀性,采用体积膨胀率和强度值衡量,测定 3, 7, 14, 28 d 的体膨胀率,测定 7, 14, 28 d 的抗压强度和抗折强度,并设置纯水泥加固土作为对比。体膨胀率采用排水法测试,即在试样制备好后用塑料薄膜包裹置于锥型杯中测定排水量,以此为起始体积 V_0 ,待到达预定养护期后,使用同一塑料薄膜包裹测定排水量为膨胀体积 V_t 。按公式(1)计算膨胀率 n 。塑料薄膜包裹是防治土体吸水。以此衡量抗盐胀固化剂的抗盐胀性能和强度特点,并判断其加

量对抑制膨胀性的影响。

$$n=\frac{V_t-V_0}{V_0}。$$

(1)

b) 抗盐溶液稳定性

当盐渍土浸水后可溶盐溶解,使其处于盐溶液中,故配置浓度为 0%, 1.5%及 3.0%的硫酸钠水溶液。将养护 1, 3, 7, 14, 28 d 的试样浸泡在溶液中进行常温侵蚀试验, 根据试块的质量改变及强度变化来表征其抗硫酸盐侵蚀能力, 采用强度耐蚀系数和质量耐蚀系数对抗盐溶稳定性进行综合评价。

c) 冻融循环膨胀性

根据规范将试样养护 28 d 后进行气冻—气融试验, 将在标准养护箱中的试样置于温度为-20±2℃的冻融箱中冻结 8 h, 冻结温度为-20±2℃; 融解时冻融循环箱温度为 20±2℃, 融解时间为 8 h, 一次冻融循环后测定高度、质量变化, 当试件循环次数达到 10 次时终止试验, 并测定试件无侧限抗压强度 R_{DC} 和试样质量变化, 以质量损失小于 5%, 强度损失不大于 25%作为抗冻融试验的判断标

2 结果分析

2.1 抗盐胀固化性能分析

(1) 抗盐胀性分析

由表 3 制得#1, #2 为含盐量 2%, 5%的纯水泥加固土, #3~#5 为含盐量 2%的抗盐胀固化剂加固土, #6~#8 为含盐量 5%的抗盐胀固化剂加固土, 体膨胀率试验结果见表 4。

表 4 体膨胀率

Table 4 Volume expansion rates

编号	体膨胀率/%			
	3 d	7 d	14 d	28 d
#1	0.480	0.490	0.490	0.510
#2	1.620	1.650	1.680	1.700
#3	0.041	0.078	0.083	0.084
#4	0.052	0.085	0.120	0.141
#5	0.063	0.084	0.117	0.177
#6	0.071	0.090	0.137	0.194
#7	0.056	0.080	0.147	0.175
#8	0.082	0.096	0.128	0.164

纯水泥加固土的膨胀率均大于抗盐胀固化土, 且含盐量 5%的膨胀率均大于含盐量 2%的土体, 说明盐渍土的膨胀量与土体含盐量有关, 含盐量越大膨胀率越高, 这与高民欢等^[17]、石兆旭等^[18]得出的含盐量对膨胀性影响的结论相似。硫酸钠含量为 2%时, 抗盐胀固化土膨胀率明显低于水泥加固土, 起始膨胀率低

86.9%~91.5%, 最终膨胀率低 65.2%~83.4%。由图 1, 2 可知, 含盐量为 2%时, 固化剂由 2%增加到 12%, 最终膨胀率表现为 2%<8%<12%, 这与硫酸钠含量为 5%时的结果相反。这说明固化剂 SD 在中盐渍土中, 低掺量更有利于抑制膨胀; 而含盐量 5%时, 固化剂 SD 掺量越大, 抑制膨胀作用越强。

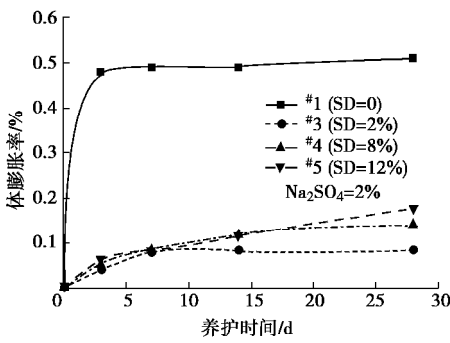


图 1 Na₂SO₄ 含量 2%的体膨胀率

Fig. 1 Volume expansion ratios under Na₂SO₄ content of 2%

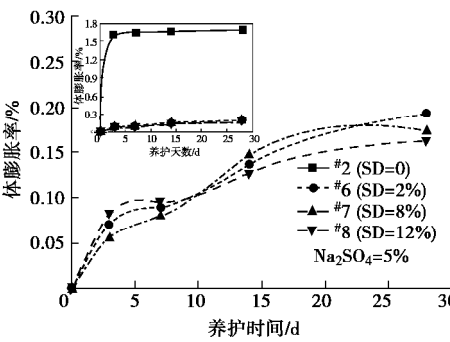


图 2 Na₂SO₄ 含量 5%的体膨胀率

Fig. 2 Volume expansion ratios under Na₂SO₄ content of 5%

(2) 强度性能分析

试样在标准条件下养护后, 进行抗压、抗折强度试验, 试验结果见表 5。

纯水泥加固土的 7, 14, 28 d 的抗压强度、抗折强度均低于与抗盐胀固化土。含盐量 2%时, 28 d 抗压强度提高 2.02~3.95 倍, 抗折强度提高 6.5~9.42 倍。含盐量 5%时, 28 d 抗压强度提高 1.57~4.0 倍, 抗折强度提高 4.72~8.27 倍。在固化剂掺量水平相同的情况下, 低含盐量盐渍土的抗压强度及抗折强度均高于高含盐量盐渍土。

由图 3 可知, 在含盐量为 2%时, 抗压强度随固化剂 SD 加量表现为先降低后升高, 抗折强度有相同表现; 抗折与抗压强度均表现为先增加后趋于稳定, 最佳掺量为 2%。依据图 4 可知, 在含盐量为 5%时, 随着固化剂 SD 的增加抗压强度逐渐降低, 抗折强度增长缓慢, 抗折强度存在最优加量为 8%。

综上所述, 固化剂 SD 能有效抑制盐胀, 提高抗

折和抗压强度。在中盐渍土加固中 SD 固化剂掺量应在 2%左右, 以此保证最小盐胀性和最佳强度特性; 在强盐渍土加固中, 如以抑制盐胀为主要目的, 可增加 SD 掺量, 其原因在于: ①SD 固化能够促进水泥的水化反应, 产生低硅钙比(简称 C/S)的 C-S-H, 其强度高于高 C/S 的 C-S-H, 使颗粒间的胶结相结构更致密; ②SD 的掺加使钙矾石的产量降低, 孔隙内压力减小, 颗粒受侧向挤压位移减少, 所以强度增大; ③当 SD 掺量过多时, 由于高比表面, 吸附了大量的水及土颗粒, 使参与水泥水化的水量降低, 水泥水化程度降低, 故出现掺量增加强度降低的现象。

表 5 不同配比土样的强度性能

Table 5 Strength peoperties of loess with different mix ratios						
编号	抗压/MPa			抗折/MPa		
	7 d	14 d	28 d	7 d	14 d	28 d
#1	0.50	0.54	0.59	0.05	0.10	0.12
#2	0.32	0.50	0.56	0.04	0.10	0.11
#3	1.96	2.56	2.92	0.79	1.12	1.25
#4	0.93	1.48	1.78	0.61	0.83	0.90
#5	1.42	2.30	2.89	0.69	0.93	1.02
#6	1.25	2.35	2.80	0.69	0.90	0.95
#7	1.50	2.13	2.21	0.65	0.96	1.02
#8	0.59	1.09	1.44	0.43	0.58	0.63

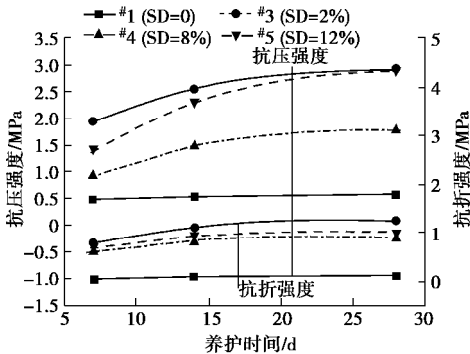


图 3 Na₂SO₄ 含量 2% 的强度特性

Fig. 3 Strength properties under Na₂SO₄ content of 2%

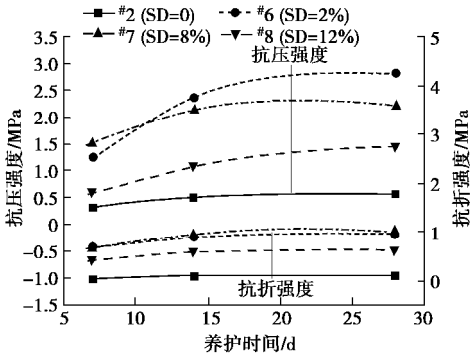


图 4 Na₂SO₄ 含量 5% 的强度特性

Fig. 4 Strength properties under Na₂SO₄ content of 5%

2.2 抗盐溶液稳定性分析

(1) 质量变化分析

试样在盐溶液中浸泡的质量变化见图 5。同种盐

水浓度下, 纯水泥加固土试样的质量损失比抗盐胀固化剂加固土明显, 随着浸泡时间的增加, 两者的质量变化差距增大, 28 d 浸泡后质量差距达 4%~5%左右且纯水泥加固土的质量变化的前期增长率大于抗盐胀固化土; 同时, 质量的损失与盐水的浓度紧密相关, 盐水浓度越高, 其质量增加越明显, 3%盐水浓度浸泡 1 d 时, 纯水泥加固土质量增加 4.55 g, 是相同浸泡时间下盐水浓度为 0%的近两倍。

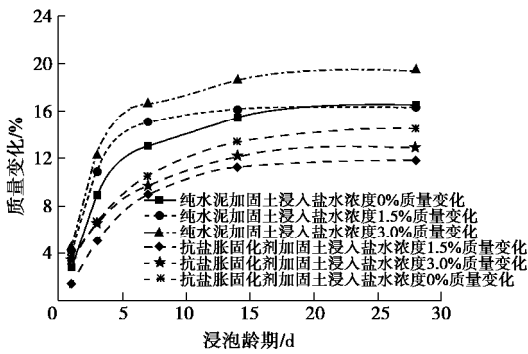


图 5 质量变化率

Fig. 5 Rates of quality change

(2) 强度变化分析

不同加固材料盐溶液浸泡的抗压强度见表 6。加固土的强度损失均随浸泡龄期的增长而增加, 随着盐水浓度的增大而增大, 其中, 相同浸泡龄期下 SD 加固土强度损失小于纯水泥加固土。相同盐水浓度下, 纯水泥加固土的强度降低更为明显。纯水泥加固土在 1.5%盐水浓度和 3.0%盐水浓度下浸泡 7 d 的强度降低率分别为 18.36%和 40.82%, 相较之下抗盐胀固化剂加固土的强度降低率为 14.42%和 30.77%, 其耐盐溶液性能相对提高。此外, 在相同浸泡时间下, 浸入盐水浓度较高的试样其强度变化较快, 整体强度降低率较高, 盐水浓度 3%浸泡 7 d 时, 纯水泥加固土强度降低 40.82%, 是相同浸泡时间下盐水浓度为 1.5%的试样强度降低率的两倍。

表 6 试件盐水浸泡不同龄期强度变化

Table 6 Strengths of samples with different stages of salt water immersion					
土样	盐水浓度/%	龄期/d	检验强度/MPa	抗压强度/MPa	强度损失/%
纯水泥加固土	1.5	7	0.49	0.40	18.36
		14	0.41	0.32	21.95
		28	0.34	0.25	26.47
	3.0	7	0.49	0.29	40.82
		14	0.41	0.22	46.34
		28	0.34	0.16	52.94
SD 加固土	1.5	7	1.04	0.89	14.42
		14	0.94	0.78	17.02
		28	0.82	0.65	20.73
	3.0	7	1.04	0.72	30.77
		14	0.94	0.59	37.23
		28	0.82	0.47	42.68

综上所述,在盐溶液侵蚀方面,抗盐胀固化剂的效果更佳,其对于盐溶液侵蚀的响应时间更长,对于长期处于盐溶液侵蚀下的工程而言,耐久性更佳。

2.3 抗冻融循环稳定性分析

(1) 质量变化分析

土中硫酸盐的溶解度受温度影响较为敏感,随温度变化其相态表现为溶解或结晶,硫酸钠溶液中各相存在溶解平衡^[19]。图 6 为 5 次、8 次和 10 次冻融循环,冻融硫酸钠结晶及掉块现象的对比。

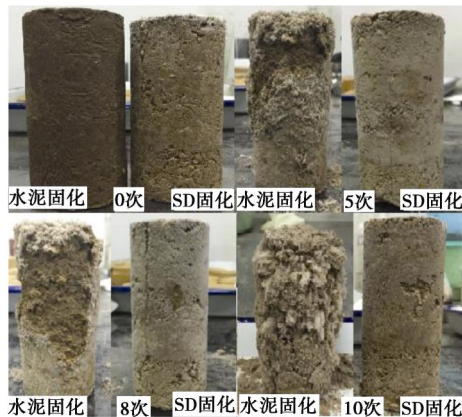


图 6 冻融耐久性试验

Fig. 6 Freeze-thaw durability tests

经过 5 次冻融循环后,水泥固化土样在冻融循环中出现芒硝晶体析出,且析出量远高于掺加固化剂土样,这一现象与万旭升等^[20]得出的低温芒硝析出的结论相似,此外,水泥固化土样在冻融循环过程中伴有掉块现象,土体从试样表面剥落并向内部扩展,呈现出逐层剥落的现象;而掺加固化剂试样未出现土体剥落现象;水泥固化土样 8 次冻融之后出现片状剥落、掉块,10 次冻融后芒硝晶体大量析出,试验表面土体由密实变为蓬松,整体剥落;而固化剂 SD 固化土 10 次循环后整体完好,仅出现局部掉块现象。由此说明 SD 固化能显著提高盐渍土的抗冻性,减少芒硝晶体的析出,减缓由于芒硝结晶过程对土体结构的破坏,进而改善加固土体的整体稳定性,提高土体抵抗冻融损伤的能力。

通过测定每次冻融循环的质量变化得出质量变化率见图 7。水泥固化与 SD 固化试样在前 4 次循环中,质量变化率基本一致,累计质量 2.692% 和 2.681%,从第 5 次循环开始,水泥固化土质量变化率发生突变,而 SD 固化土保持平稳增加,未发生突变现象,10 次循环后累计变化率分别为 12.17% 和 6.9%。由此可知,SD 固化土的抗冻融破坏能力强于水泥固化土,整体稳定性较好。

(2) 冻胀性分析

由于固化土在经历通融循环后出现侧向的剥离掉

块,对体膨胀量的测量产生影响,故采用高度参数对冻胀特性进行分析,试验结果见图 8。

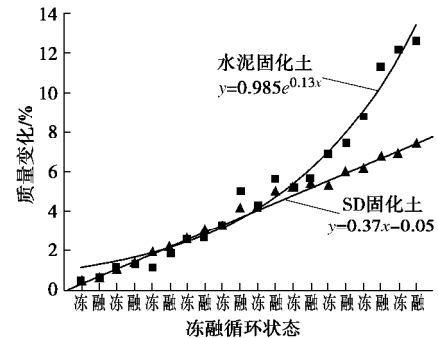


图 7 冻融循环质量变化率

Fig. 7 Quality change of freeze-thaw tests

加固土的冻融呈现出一种“冻胀融缩”的形变过程。由图 8 可知,经过 10 次冻融循环后,试样变形表现为体积收缩的状态;在单次循环中,冻结时体积膨胀,融化时体积收缩。其中,水泥固化土在冻融过程中体积胀缩量明显高于 SD 固化土,且累计收缩量大于 SD 固化土;SD 加固土后期冻胀和融缩量降低并趋于稳定。这一现象说明,在降温过程中,SD 固化土抵抗硫酸钠晶体结晶时产生的膨胀力的能力优于水泥加固土;在升温溶解过程中,水泥加固土颗粒间支撑的消逝,使部分颗粒回落,土体体积收缩,SD 加固土则表现为结构的相对自稳性,使最终形变趋于稳定。

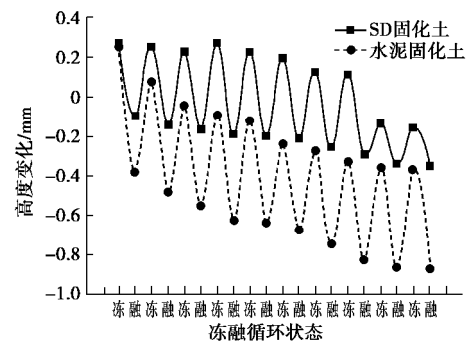


图 8 冻融循环高度变化

Fig. 8 Height change of freeze-thaw tests

(3) 强度损失分析

经过 5 次和 10 次循环后的试样强度变化见表 7。由表 7 可知,SD 固化土试样的抗压强度在冻融前后均高于水泥固化土。随着冻融次数的增加,两者的强度均发生较明显的下降,水泥固化土在冻融 5 次后的强度从 0.60 MPa 降低至 0.32 MPa,强度降低 46.52%,超过抗压强度变化临界值(25%的强度),而 10 次冻融循环后强度仅为 0.14 MPa,损失达到 76.83%;与之相比,SD 固化土的强度降低较小,但是 5 次和 10 次冻融循环后强度损失达到 33.05% 和 53.62%。

试验表明,SD 固化剂的抗冻耐久性较水泥强,但效果不佳。10 次冻融后抗盐胀固化剂加固土的质量

变化达 6.904%，超过质量变化临界值（质量损耗不超过 5%），抗压强度损失则超过一半。由此可知，抗盐胀固化剂加固土在抗冻融循环方面仍需提高，其抗冻融能力一般。

表 7 冻融循环强度变化

Table 7 Strength change of freeze-thaw tests

土样	检验强度 /MPa	冻融后强度/MPa		强度损失/%	
		5 次	10 次	5 次	10 次
水泥固化土	0.6	0.32	0.14	46.52	76.83
SD 固化土	2.71	1.81	1.26	33.05	53.62

3 讨 论

硫酸盐渍土盐胀—冻胀受多种因素影响，包括含水率、含盐量、温度特性、土体组成等。寒旱区盐渍土盐胀—冻胀主要是因为水分迁移或降温过程中硫酸盐晶体结晶析出与自由水结晶，使晶体颗粒体积增大，对周围土体产生膨胀力，土体颗粒发生移动，原生结构被破坏，土体变为膨胀；升温或水分补充，晶体溶解，膨胀力消失，此时，颗粒在重力或上覆压力作用下发生回落，体积收缩。经过多次循环后土体丧失强度，引起局部或整体破坏。对于 SD 固化剂抑制盐胀可分两部分进行讨论：①SD 固化剂与水泥的水化反应；②SD 固化剂与土体的相互作用。

首先，盐渍土中的碱性的 SO_4^{2-} 与水泥中的 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 反应生成 $\text{CaSO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ 结晶析出。同时， CaSO_4 亦能与水泥结石中的固体水化铝酸钙反应，生成水化硫铝酸钙晶体（ $\text{Aft} \cdot 32\text{H}_2\text{O}$ ），其中包含大量结晶水，使其体积增大。在此双重作用下，加固土体出现膨胀。当加入 SD 固化剂后，固化剂与水泥结石体中的 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 反应生成水化硅酸钙（ C-S-H ），一方面增加胶结产物，另一方面消耗了体系中 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ，减少了 $\text{CaSO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ 的生成，使大体积晶体量减少，同时，间接的减少了 $\text{Aft} \cdot 32\text{H}_2\text{O}$ ，这直接起到抑制膨胀的作用。此外，SD 固化剂能够促进水泥水化，提高结构的密实性，提高加固土体的强度，这一作用同样提高了抵抗膨胀破坏的能力。

SD 固化剂由于具有比表面积大、亲水的特点，可以吸附土体中的自由水，使土体硬度提高。固化剂遇水后解离出 SiO_3^{2-} 和 H^+ 与土颗粒发生吸附链接，提高颗粒与颗粒之间的黏结力，进而提高土体强度。

对于冻融的破坏，主要是由于固化剂的掺入为能提高土体强度和密实度，降低硫酸钠的含量。在冻结过程中，硫酸钠结晶析出，体积膨胀，同时，孔隙水凝结体积膨胀，在二者双重作用下，使固化土内孔隙压力增大，孔隙体积增大，土颗粒受冰晶及芒硝晶体挤压，部分土颗粒间胶结度降低，部分土颗粒重新团

聚，但胶结较低，且原土体均匀性受到破坏，增加了土体内部孔隙和裂隙的贯通度；在融解过程中，硫酸钠结晶体溶解，结晶水融化，结晶水黏聚力消失，加固土在水作用下结构变松散，出现融缩和溶陷现象。SD 固化的掺加，使体系内胶凝物质含量远大于纯水泥加固土，结构密实度增加，孔隙被固化剂填充。在冻融作用下，孔隙体积变化率缩小，骨架结构向点一面及点一点接触转换缓慢，表现出温度相应“迟滞”现象；经过多次循环，造成损伤度积累，强度降低，最终趋于稳定。所以今后研究中应增加该方面的研究以此解决冻融损伤问题。

4 结 论

通过室内试验，对抗盐胀固化剂的性能及固化土的耐久性问题进行了研究，得出以下 4 点结论。

（1）与纯水泥加固盐渍土相比，抗盐胀固化剂—水泥固化盐渍土能够有效降低膨胀率，使初期膨胀率降低 80% 以上，抗压强度提高 1.5 倍以上。

（2）对于 2% 和 5% 含盐量的盐渍土，SD 固化剂表现为：2% 含盐量时，固化剂掺量越大膨胀量和强度值越小；而 5% 含盐量时，随着固化剂含量的增加土体膨胀量越小，强度值越大。

（3）从抗盐溶液稳定性试验结果可知，SD 固化剂表现优于纯水泥，能够显著提高水稳性，降低强度折损率；此外，随着盐溶解浓度的提高，固化土的稳定性相应降低。

（4）在冻融试验中，SD 固化土的抗盐胀性强于水泥固化土，对于冻胀破坏有一定的抑制作用，但对抑制强度损失作用不明晰。

综上所述，从抑制膨胀性和强度角度出发，抗盐胀固化剂与水泥配合使用能有效保证硫酸盐盐渍土的稳定性，可以满足路基工程需求。

参考文献：

[1] 熊 毅. 中国盐渍土壤分区[J]. 土壤学报, 1957, 5(1): 50 - 59. (XIONG Yi. Dividing scheme of Chinese salty soil[J]. Acta Pedologica Sinica, 1957, 5(1): 50 - 59. (in Chinese))

[2] 龚晓南. 地基处理手册[M]. 3 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008. (GONG Xiao-nan. Foundation treatment manual[M]. 3 rd ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008. (in Chinese))

[3] GB50021—2001 岩土工程勘察规范[S]. 2002. (GB50021—2001 Code for investigation of geotechnical engineering[S]. 2002. (in Chinese))

[4] 程东幸, 刘志伟, 柯 学. 粗颗粒盐渍土溶陷性影响因素

- 研究[J]. 工程地质学报, 2013, **21**(1): 110 - 114. (CHENG Dong-xing, LIU Zhi-wei, KE Xue. Field and laboratory test for influential factors on salt resolving slump of coarse particle saline soil[J]. Journal of Engineering Geology, 2013, **21**(1): 110 - 114. (in Chinese))
- [5] 杨志强, 郭见扬. 石灰处理土的物理力学性质及其微观机理的研究[J]. 岩土力学, 1991, **12**(3): 11 - 23. (YANG Zhi-qiang, GUO Jian-yang. The physio-mechanical properties and micro-mechanism in lime-soil system[J]. Rock and Soil Mechanics, 1991, **12**(3): 11 - 23. (in Chinese))
- [6] 盛学斌, 刘云霞, 赵玉萍. 脱硫粉煤灰于盐渍土中的试验效果研究[J]. 环境科学进展, 1999(2): 73 - 78. (SHENG Xue-bin, LIU Yun-xia, ZHAO Yu-ping. A study on test results of application of desulphurized coal cinder to saline soil[J]. Advances in Environmental Science, 1999(2): 73 - 78. (in Chinese))
- [7] KANIRAJ S R, HAVANAGI V G. Compressive strength of cement stabilized fly ash-soil mixtures[J]. Cement and Concrete Research, 1999, **29**: 673 - 677.
- [8] PEI X J, ZHANG F Y, WU W J, et al. Physicochemical and index properties of loess stabilized with lime and fly ash piles[J]. Applied Clay Science, 2015: 77 - 84.
- [9] RANDOLPH R B. Concentrated liquid stabilizers for railroad applications[R]. Soil Stabilization Products Company Inc, 2000.
- [10] 高江平, 王永刚. 盐渍土工程与力学性质研究进展[J]. 力学与实践, 2011, **33**(4): 1 - 7. (GAO Jiang-ping, WANG Yong-gang. Research progress in engineering and mechanical properties of the saline soil[J]. Mechanics in Engineering, 2011, **33**(4): 1 - 7. (in Chinese))
- [11] 张志权. 不同粉黏粒含量盐渍土的工程性质研究[D]. 西安: 长安大学, 2004. (ZHANG Zhi-quan. Study on the engineering properties of saline soil with different clay content[D]. Xi'an: Changan University, 2004. (in Chinese))
- [12] 包卫星, 杨晓华, 谢永利. 典型天然盐渍土多次冻融循环盐胀试验研究[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(11): 1991 - 1995. (BAO Wei-xing, YANG Xiao-hua, XIE Yong-li. Research on salt expansion of representative crude saline soil under freezing and thawing cycles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(11): 1991 - 1995. (in Chinese))
- [13] 杨保存. 南疆盐渍土路基盐—冻胀变形特性研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2008. (YAO Bao-cun. Study on salt frost heave deformation characteristics of saline soils subgrade in Southern Xinjiang[D]. Chongqing: Chongqing University, 2008. (in Chinese))
- [14] 高江平, 吴家惠. 硫酸盐渍土盐胀特性的单因素影响规律研究[J]. 岩土工程学报, 1997, **19**(1): 39 - 44. (GAO Jiang-ping, WU Jia-hui. Study on laws of the single factor effect upon heaving properties of the sulphated salty soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1997, **19**(1): 39 - 44. (in Chinese)).
- [15] 冯忠居, 乌延玲, 成超, 等. 板块状盐渍土的盐溶和盐胀特性研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(9): 1439 - 1442. (FENG Zhong-ju, WU Yan-ling, CHENG Chao, et al. salt dissolution and salt heaving characteristics of plate-like saline soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(9): 1439 - 1442. (in Chinese))
- [16] 彭铁华, 李斌. 硫酸盐渍土在不同降温速率下的盐胀规律[J]. 冰川冻土, 1997, **19**(3): 62 - 67. (PENG Tie-hua, LI Bing. The salt heave of sulfate salty soil under different cooling rates[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 1997, **19**(3): 62 - 67. (in Chinese))
- [17] 高民欢, 李斌, 金应春. 含氯盐和硫酸盐类盐渍土膨胀特性的研究[J]. 冰川冻土, 1997, **19**(4): 58 - 65. (GAO Min-huan, LI Bin, JIN Ying-chun. Experimental researcher on expansion behaviors of saline soil with NaCl and Na₂SO₄ solution[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 1997, **19**(4): 346 - 353. (in Chinese))
- [18] 石兆旭, 李斌, 金应春. 硫酸盐渍土膨胀规律及影响因素的试验分析[J]. 西安公路交通大学学报, 1994, **14**(2): 15 - 21. (SHI Zhao-xu, LI Bin, JIN Ying-chan. A experimental analysis of expanding regularity and affecting elements on sulphate salty soil[J]. Journal of Xi'an Highway Transportation University, 1994, **14**(2): 15 - 21. (in Chinese))
- [19] STEIGER M, ASMUSSEN S. Crystallization of sodium sulfate phases in porous materials: the phase diagram Na₂SO₄-H₂O and the generation of stress[J]. Geochimica Et Cosmochimica Acta, 2008, **72**(17): 4291 - 4306.
- [20] 万旭升, 赖远明. 硫酸钠溶液和硫酸钠盐渍土的冻结温度及盐晶析出试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(11): 2090 - 2096. (WAN Xu-sheng, LAI Yuan-ming. Experimental study on freezing temperature and salt crystal precipitation of sodium sulphate solution and sodium sulphate saline soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(11): 2090 - 2096. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201801017

坑内预留土作用下多支点支护结构的变形内力计算

张 浩¹, 郭院成¹, 石名磊², 马珍珍^{1,3}

(1. 郑州大学土木工程学院, 河南 郑州 450001; 2. 东南大学交通学院, 江苏 南京 210096; 3. 武陟第一黄河河务局, 河南 焦作 454950)

摘 要: 基坑围护结构内侧预留土可有效减小围护结构内力和变形, 且设置灵活, 在工程中应用日益广泛。为了分析坑内预留土对多支点支护结构的作用效应, 首先, 基于三参数地基弹性梁模型, 根据支护结构沿竖向受力模式的不同, 给出了一种考虑坑内预留土作用影响的计算分析模型及控制方程组; 在此基础上, 通过桩身离散和矩阵传递法, 推导建立了多支点支护结构内力变形计算的矩阵表达式, 并给出半解析解答方法; 最后, 采用该方法对工程实例进行计算, 并对坑内预留土设置宽度、高度的影响规律进行了分析, 验证了方法的可行性, 可为支护工程设计施工提供参考。

关键词: 基坑工程; 预留土; 多支点支护结构; 理论计算; 半解析解

中图分类号: TU473.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)01-0162-07

作者简介: 张 浩(1985-), 男, 讲师, 主要从事地基与基础工程方面的教学和研究。E-mail: tmzhanghao@zzu.edu.cn。

Calculation of deformation and internal force of multi-pivot retaining structure considering influence of earth berm

ZHANG Hao¹, GUO Yuan-cheng¹, SHI Ming-lei², MA Zhen-zhen^{1,3}

(1. School of Civil Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450001, China; 2. School of Transportation, Southeast University,

Nanjing 210096, China; 3. First Yellow River Bureau of Wuzhi County, Jiaozuo 454950, China)

Abstract: Setting earth berm for retaining structures can effectively reduce their internal force and deformation, and it is flexible. This method has been widely used in engineering. In order to analyze the effect of earth berm on multi-pivot retaining structures, firstly, based on the tri-parameter foundation model, according to different stress patterns of the vertical retaining structures, a computational analysis model considering influence of earth berm and the governing equations are proposed. Moreover, combining the pile discrete method with the matrix transfer method, the matrix expressions for the internal force and deformation of retaining structures are derived, and the semi-analytical solution method is obtained. Finally, by calculating an excavation project and analyzing the influences of the width and height of the earth berm, the rationality of the proposed method is verified, and it can provide reference for the design and construction of retaining structures.

Key words: foundation pit engineering; earth berm; multi-pivot retaining structure; theoretical calculation; semi-analytical solution

0 引 言

在基坑施工和使用中, 支护结构前预留或回填反压土体, 不仅可以增强坑内被动区土体对支护结构的支撑作用, 其自身的水平抗力对支护结构变形也有一定的抑制作用^[1-2], 因此一定程度上可以控制或降低支护结构的变形和内力, 缩短支护结构的嵌固深度, 甚至可以削减部分水平支撑, 具有良好的经济效益, 被广泛应用于支护结构的辅助增强。然而, 现行各类基坑支护设计规程规范中均未涉及坑内预留土的设计和计算问题, 实践中对坑内预留土设置的观点亦不统一。

考虑坑内预留土对支护结构工作性状的影响, 国内外学者大多采用有限元整体模型分析的方法^[1-3], 模拟支护结构-土的相互作用机制, 计算坑内预留土对支

护结构变形和内力性状的影响。这种数值计算方法不仅能直观地反映坑内预留土对支护结构的作用机理, 还可以综合的考虑土层变化和复杂边界条件影响, 但往往建模较复杂, 且计算量大, 一般较难被工程人员熟练掌握和应用, 因此一些简化的理论方法显得尤为必要^[4]。金亚兵等^[5]将坑内预留土的作用效应分为对支护结构的水平附加荷载作用和以自重形式对坑底被动土压力的增强作用, 并分别建立了相应的简化计算方法; 李顺群等^[6]基于朗肯土压力理论、滑移线理论

基金项目: 国家自然科学基金项目(51608490); 河南省高等学校重点科研项目(16A560009); 河南省博士后科研项目(2015014)

收稿日期: 2016-10-14

和均布条形荷载作用下的 Boussinesq 解答, 建立了坑内预留土对悬臂式支护结构的作用效应分析方法。考虑到土体与支护结构间的相互作用, 郑刚等^[7]基于弹性地基梁法建立了预留土的简化分析模型, 并结合朗肯极限土压力理论对预留土被动弹簧刚度进行修正; 考虑坑内预留土有限宽度情况下其水平抗力的发挥问题, 颜敬等^[8]引入基坑开挖影响区域的概念, 对预留土弹簧刚度进行了水平修正; 张爱军等^[9]同样基于弹性地基梁法建立了预留土对悬臂支护结构影响的计算理论模型。既有研究主要集中于悬臂式支护结构的分析, 未涉及坑内预留土对多支点支护结构(如: 桩锚支护、内支撑支护等)的影响分析, 而此类支护结构在我国基坑工程中有广泛的应用。

据此, 本文基于三参数弹性地基梁模型, 考虑坑内预留土的作用影响, 根据多支点支护结构沿竖向受力模式的不同, 分别建立各受力模式下的控制方程, 进而通过桩身离散和矩阵传递法给出支护桩受力响应的半解析解答, 为科学评估坑内预留土对多支点支护结构的影响效应做出有益尝试。

1 计算模型与基本假定

1.1 支护结构受力模式及其控制方程

坑内设有预留土的典型多支点支护结构如图 1 所示。图中, h_c 为预留土以上的开挖深度; h_u , B_t , B_b 分别为坑内预留土的高度、上宽和下宽; q 为坑顶外侧地面超载; p_a 为基坑外侧土压力; q_u , q_d 分别为坑内预留土和坑底土对支护结构的水平抗力。实际工程中, 基坑开挖不可避免会引起周围土体向坑内的位移变形, 从而对支护结构产生土压力作用(p_a); 在此土压力作用下, 支护结构会发生向坑内的侧向位移, 而受到坑内预留土和坑底被动区土的水平抗力作用(q_u , q_d)。因此, 支护结构的受力变形取决于周围土体的位移, 而支护桩又会反过来对周围土体产生作用, 是比较典型的被动桩土相互作用模式^[10]。

据此, 根据支护结构所受外力不同, 不妨将支护桩划分为 3 段: ①预留土以上的临空段, 受坑外土压力作用和支点(锚杆或内支撑等)集中力作用; ②预留土高度范围内的预留土作用段, 不仅受坑外土压力的作用, 还受到坑内预留土的水平抗力作用; ③坑底以下的嵌固段, 同时受到坑外土压力和坑内土抗力作用。进而, 以各段顶点为原点, 分别对三桩段建立独立坐标系 $y_c - z_c$, $y_u - z_u$, $y_d - z_d$, 根据静力平衡和材料力学假定, 忽略轴力影响, 可建立各桩段控制微分方程:

$$EI \frac{d^4 y_c}{dz_c^4} = p_a(z_c) \quad (\text{临空段}), \quad (1)$$

$$EI \frac{d^4 y_u}{dz_u^4} + q_u(y_u, z_u) = p_a(z_u) \quad (\text{预留土作用段}), \quad (2)$$

$$EI \frac{d^4 y_d}{dz_d^4} + q_d(y_d, z_d) = p_a(z_d) \quad (\text{嵌固段}), \quad (3)$$

式中, EI 为支护桩刚度, $q_u(y_u, z_u)$, $q_d(y_d, z_d)$ 分别为坑内预留土和坑底被动区土的抗力, $p_a(z_c)$, $p_a(z_u)$, $p_a(z_d)$ 分别为三桩段外侧土压力。

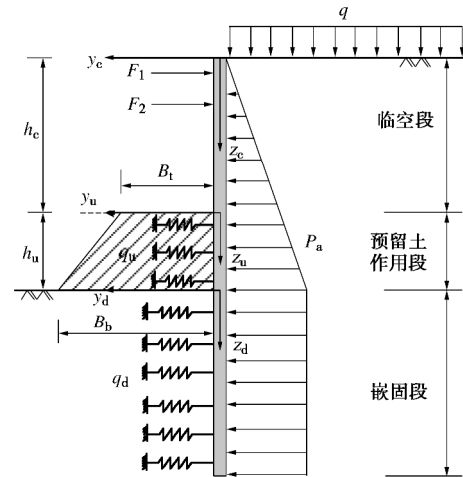


图 1 多支点支护结构内力计算模型

Fig. 1 Computational model for internal force of multi-pivot retaining structures

1.2 主要计算参数的选取

假定基坑坑底以上支护桩外侧土压力为朗肯主动土压力, 而坑底以下土压力为一定值^[6, 8], 其大小与坑底处朗肯主动土压力相等, 则三桩段外侧土压力为

$$p_a(z_c) = (g z_c + q) K_a - 2c \sqrt{K_a} = a z_c + b, \quad (4)$$

$$p_a(z_u) = [g(h_c + z_u) + q] K_a - 2c \sqrt{K_a} = a' z_u + b', \quad (5)$$

$$p_a(z_d) = [g(h_c + h_u) + q] K_a - 2c \sqrt{K_a} = c'. \quad (6)$$

式中 g , c 分别为坑外侧主动区土体重度和黏聚力; K_a 为主动土压力系数; $K_a = \tan^2(45^\circ - j/2)$, j 为主动区土体内摩擦角; a , b , a' , b' , c' 为常数。

考虑到坑内预留土与坑底被动区土对支护桩的抗力作用, 采用被动受压弹簧来模拟坑内土体与支护桩的相互作用, 通过土层弹簧刚度的合理选取, 即可根据支护桩位移模式和大小得出坑内土体的抗力作用:

$$\left. \begin{aligned} q_u(y_u, z_u) &= k_u(z_u) b_1 y_u, \\ q_d(y_d, z_d) &= k_d(z_d) b_1 y_d, \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

式中, $k_u(z_u)$, $k_d(z_u)$ 为预留土作用段和坑底被动区的地基抗力系数, b_1 为支护桩的计算宽度。

假定坑内土抗力与支护桩侧向位移成正比, 采用

三参数 (m 、 z_0 、 n) 地基抗力模型, 有

$$\left. \begin{aligned} k_u(z_u) &= m(z_0 + z_u)^n, \\ k_d(z_d) &= m(z_s + z_d)^n. \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式中 m 为地基比例系数; z_0 , z_s 分别为预留土顶和坑底处的当量深度, 用于考虑开挖后预留土顶面和坑底标高处的土变成超固结土, 虽然发生应力释放, 但仍具有一定的刚度; n 为地基抗力的深度指数。

由于坑内预留土为有限宽土体, 其抗力并不会像坑底无限土一样完全发挥, 因此需对其抗力系数作进一步修正。鉴于基坑开挖引起坑内土体位移变形的区域是有限的, 即离支护结构越远坑内土体的位移变形越小, 其对支护结构的抗力作用就越不明显, 但在该区域范围以内, 土体的开挖将削弱土层的弹簧刚度。因此, 不妨以基坑开挖的影响域宽为基础对有限预留土的抗力系数进行修正^[8]:

$$\bar{k}_u(z_u) = b m(z_0 + z_u)^n \frac{h_u B_t + (B_b - B_t) z_u}{l(h_c + h_u) h_u} \quad (9)$$

式中 l 为基坑开挖的影响范围系数, 表征为土体侧向变形不动边界到支护结构的距离与基坑开挖深度的比值^[8], 可借助数值分析或工程经验确定 (一般取 3~5); b 为开挖过程中预留土的松弛系数, 当开挖对预留土扰动较小时, $b=1$; 预留土发生应力松弛, $0 < b < 1$; 预留土采用一定固化措施时, $b > 1$ 。坑底以下的土体抗力系数仍按式 (8) 计算。

2 支护桩变形内力计算

2.1 控制方程求解

为了简化计算和便于编程, 可采用对支护桩进行离散的方法, 通过矩阵传递法进行统一求解。

(1) 临空段控制方程求解

如图 2 所示, 根据支点集中力位置将临空段离散为 N_c 份, 每段长度 $h_i = h_c / N_c$, 并保证集中力作用于离散节点处; 取任一段 i 建立独立坐标系进行分析。其中, 为简化分析将微段外侧主动土压力取为

$$p_{ai} = a \cdot (2i-1)h_i/2 + b \quad (10)$$

由式 (1) 可将临空段第 i 桩段控制方程转化为

$$\frac{d^4 y_{ci}}{dz_{ci}^4} = \bar{p}_{ai} \quad (11)$$

式中, $\bar{p}_{ai} = p_{ai} / EI$ 。

进而, 对该微分方程求解可得

$$y_{ci} = C_{01} + C_{02} z_{ci} + C_{03} z_{ci}^2 + C_{04} z_{ci}^3 + \frac{\bar{p}_{ai}}{24} z_{ci}^4 \quad (12)$$

式中, y_{ci} 为第 i 段任意位置 z_{ci} 处的桩身挠曲, C_{01} , C_{02} , C_{03} , C_{04} 为常系数。

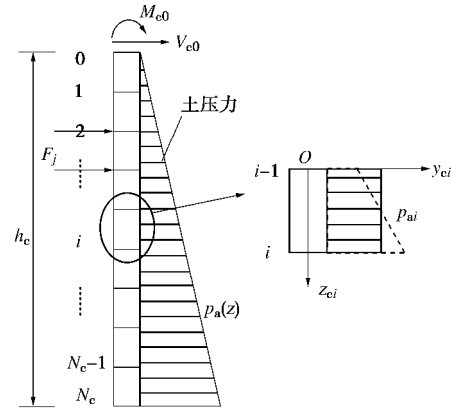


图 2 临空段离散示意图

Fig. 2 Diagram of discretization for cantilever segment

设 z_{ci} 处桩身转角为 j_{ci} , 弯矩为 M_{ci} , 剪力为 V_{ci} , 由材料力学基本理论, 有

$$\left. \begin{aligned} j_{ci} &= \frac{dy_{ci}}{dz_{ci}}, \\ M_{ci} &= EI \frac{d^2 y_{ci}}{dz_{ci}^2}, \\ V_{ci} &= EI \frac{dM_{ci}}{dz_{ci}}. \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

设第 i 段顶端 ($z_{ci}=0$) 响应参量为 y_{ci0} , j_{ci0} , M_{ci0} 和 V_{ci0} , 联合式 (12) 和 (13) 可求出 C_{01} , C_{02} , C_{03} , C_{04} ; 进而将其回代入式 (12) 和 (13) 可得

$$U_{ci}(h_i) = S_{ci}(h_i) \cdot U_{ci0} \quad (14)$$

式中 $U_{ci}(h_i) = [y_{ch}, j_{ch}, M_{ch}, V_{ch}, 1]^T$, 其中 y_{ch} , j_{ch} , M_{ch} , V_{ch} 为第 i 段底部 ($z_{ci}=h_i$) 的水平位移、转角、弯矩和剪力; $U_{ci0} = [y_{ci0}, j_{ci0}, M_{ci0}, V_{ci0}, 1]^T$, 其中 y_{ci0} , j_{ci0} , M_{ci0} , V_{ci0} 不仅为第 i 段顶部的水平位移、转角、弯矩和剪力, 还是第 $i-1$ 段底部的水平位移、转角、弯矩和剪力, 即 $U_{c(i-1)}(h_i)$; $S_{ci}(h_i)$ 为第 i 微段的系数

$$\text{矩阵, } S_{ci}(h_i) = \begin{bmatrix} A_{c1} & B_{c1} & C_{c1} & D_{c1} & E_{c1} \\ A_{c2} & B_{c2} & C_{c2} & D_{c2} & E_{c2} \\ A_{c3} & B_{c3} & C_{c3} & D_{c3} & E_{c3} \\ A_{c4} & B_{c4} & C_{c4} & D_{c4} & E_{c4} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}, \text{ 其中 } A_{cj},$$

B_{cj} , C_{cj} , D_{cj} , E_{cj} ($j=1 \sim 4$) 为矩阵方程的 20 个系数。

考虑各微段变形受力连续性, 由式 (14) 可得

$$U_{ci}(h_i) = S_{ci}(h_i) \cdot U_{c(i-1)}(h_i) \quad (15)$$

考虑到支点集中力的作用, 假设支点 x_j 处的集中力为 F_j , 则 x_j 点处上下截面的变形内力关系为

$$U_x^d = S_{cx} U_x^u \quad (16)$$

式中, U_x^d , U_x^u 分别为临空段 x_j 节点处下截面和上截面的内力变形参量矩阵, S_{cx} 为集中力引起的突变矩

$$\text{阵, } S_{cx} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & F_j \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}.$$

进而, 可得临空段受力响应的矩阵传递方程:

$$U_{cN_c}(h_1) = S_{cN_c}(h_1) \cdots S_{cx} \cdots S_{c1}(h_1) \cdot U_{c0} = S_c \cdot U_{c0}. \quad (17)$$

式中 S_c 为支护桩临空段总的系数矩阵; $U_{c0} = [y_{c0}, j_{c0}, M_{c0}, V_{c0}, 1]^T$, 为桩顶处的内力变形参量矩阵; $U_{cN_c}(h_1) = [y_{cN_c}, j_{cN_c}, M_{cN_c}, V_{cN_c}, 1]^T$, 为临空段和预留土作用段交界面处的参量矩阵。

(2) 预留土作用段控制方程求解

如图 3 所示, 将支护桩预留土作用段分为 N_u 份, 每段长 $h_2 = h_u/N_u$; 取任一段 i 建立独立坐标系进行分析, 为简化计算将微段外侧主动土压力取为

$$p_{ai} = a' \cdot (2i-1)h_2/2 + b' \quad (18)$$

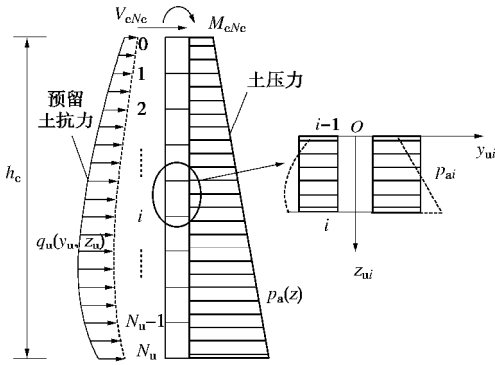


图 3 预留土作用段离散示意图

Fig. 3 Diagram of discretization for earth berm segment

考虑坑内预留土的抗力作用, 基于式 (9) 采用中值定理, 将第 i 微段的预留土抗力系数简化取为

$$k_{ui} = \int_{(i-1)h_2}^{ih_2} b m(z_0 + z_u)^n \frac{h_u B_t + (B_b - B_t)z_u}{l(h_c + h_u)h_u} dz_u / h_2. \quad (19)$$

由式 (2) 可将第 i 微段控制方程转化为

$$\frac{d^4 y_{ui}}{dz_{ui}^4} + a_{ui}^4 y_{ui} = t, \quad (20)$$

式中, $a_{ui}^4 = k_{ui} b_1 / EI$, $t = p_{ai} / EI$, b_1 计算宽度。

进而, 对该微分方程求解可得

$$y_{ui} = e^{gz_{ui}} (C_{u1} \cos gz_{ui} + C_{u2} \sin gz_{ui}) + e^{-gz_{ui}} (C_{u3} \cos gz_{ui} + C_{u4} \sin gz_{ui}) + t/a_{ui}^4, \quad (21)$$

式中, y_{ui} 为 z_{ui} 处桩身挠曲变形, $g = a_{ui}/\sqrt{2}$, C_{u1} , C_{u2} , C_{u3} , C_{u4} 为常数。

与临空段推导方法相同, 可得 i 微段矩阵方程:

$$U_{ui}(h_2) = S_{ui}(h_2) \cdot U_{ui0}, \quad (22)$$

式中 $U_{ui}(h_2) = [y_{ui}, j_{ui}, M_{ui}, V_{ui}, 1]^T$, y_{ui} , j_{ui} , M_{ui} , V_{ui} 为第 i 段底部 ($z_{ui}=h_2$) 的水平位移、转角、弯矩

和剪力; $U_{ui0} = [y_{ui0}, j_{ui0}, M_{ui0}, V_{ui0}, 1]^T$, y_{ui0} , j_{ui0} , M_{ui0} , V_{ui0} 不仅为第 i 段顶部的水平位移、转角、弯矩和剪力, 还是第 $i-1$ 段底部的水平位移、转角、弯矩和剪力, 即 $U_{u(i-1)}(h_2)$; $S_{ui}(h_2)$ 为第 i 微段的系数矩阵,

$$S_{ui}(h_2) = \begin{bmatrix} A_{u1} & B_{u1} & C_{u1} & D_{u1} & E_{u1} \\ A_{u2} & B_{u2} & C_{u2} & D_{u2} & E_{u2} \\ A_{u3} & B_{u3} & C_{u3} & D_{u3} & E_{u3} \\ A_{u4} & B_{u4} & C_{u4} & D_{u4} & E_{u4} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad \text{其中 } A_{uj}, B_{uj},$$

C_{uj} , D_{uj} , E_{uj} ($j=1 \sim 4$) 为矩阵方程的 20 个系数, 是微段长度 h_2 的函数。

考虑各微段变形受力连续性, 由式 (22) 可得

$$U_{ui}(h_2) = S_{ui}(h_2) \cdot U_{u(i-1)}(h_2). \quad (23)$$

进而, 可得整个桩段受力响应的矩阵传递方程:

$$U_{uN_u}(h_2) = S_{uN_u}(h_2) \cdots S_{u2}(h_2) S_{u1}(h_2) \cdot U_{u0} = S_u \cdot U_{u0}, \quad (24)$$

式中 S_u 为支护桩预留土作用段总的系数矩阵; $U_{u0} = [y_{cN_c}, j_{cN_c}, M_{cN_c}, V_{cN_c}, 1]^T$, 为临空段和预留土作用段交界面处的内力变形参量矩阵; $U_{uN_u}(h_2) = [y_{uN_u}, j_{uN_u}, M_{uN_u}, V_{uN_u}, 1]^T$, 为预留土作用段和下部嵌固段交界面处的内力变形参量矩阵。

(3) 嵌固段控制方程求解

由式 (3) 可知, 嵌固段的微分控制方程与预留土作用段的控制方程形式相同, 仅坑内土体抗力和坑外土压力取值不同。据此, 采用与上述预留土作用段相同的推导方法, 可得嵌固段受力响应矩阵方程:

$$U_{dN_d}(h_3) = S_{dN_d}(h_3) \cdots S_{d2}(h_3) S_{d1}(h_3) \cdot U_{d0} = S_d \cdot U_{d0}. \quad (25)$$

式中 h_3 为离散单元长度, 若将嵌固段分为 N_d 份, 则 $h_3 = h_d/N_d$; $U_{d0} = [y_{uN_u}, j_{uN_u}, M_{uN_u}, V_{uN_u}, 1]^T$, 为预留土作用段和嵌固段交界面处内力变形参量矩阵; $U_{dN_d}(h_d) = U_{dL} = [y_{dL}, j_{dL}, M_{dL}, V_{dL}, 1]^T$, 为支护桩底端处的内力变形参量矩阵; $S_{di}(h_3)$ 为第 i 段的系数矩阵; S_d 为嵌固段总的系数矩阵。

2.2 连续条件与求解方法

由支护桩受力变形的连续条件可知

$$\left. \begin{aligned} U_{u0} &= U_{cN_c}(h_1); \\ U_{d0} &= U_{uN_u}(h_2). \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

据此, 联合式 (17)、(24) 和 (25) 可得整个支护桩的内力变形矩阵方程:

$$U_{dL} = S_d S_u S_c \cdot U_{c0} = S \cdot U_{c0}. \quad (27)$$

式中 S 即为整个支护桩的总系数矩阵。

矩阵方程 (27) 中涉及到支护桩顶边界参量 y_{c0} , j_{c0} , M_{c0} , V_{c0} 和桩端边界参量 y_{dL} , j_{dL} , M_{dL} , V_{dL} 。考虑到不同的桩顶和桩端约束条件, 有

$$M_{c0} = M_0, \quad V_{c0} = H_0 \quad (\text{桩顶自由时}); \quad (28)$$

$$y_{c0} = 0, j_{c0} = 0 \text{ (桩顶固定时)}; \quad (29)$$

$$M_{dL} = 0, V_{dL} = 0 \text{ (桩端自由时)}; \quad (30)$$

$$y_{dL} = 0, j_{dL} = 0 \text{ (桩端嵌固时)}。 \quad (31)$$

据此,可通过以下步骤计算支护结构的变形内力:

(1)将支护桩顶、桩端已知条件代入到方程(27)中,可得到有关4个未知量的4个方程组成的方程组,通过求解该方程组可得未知的桩顶和桩端边界参量。

(2)根据桩顶边界参量由递推公式(15)可求得临空段中任一微段 i ($1 \leq i \leq N_c$)的下截面内力变形:

$$U_{ci}(h_i) = S_{ci}(h_i) \cdots S_{cx} \cdots S_{c1}(h_1) \cdot U_{c0}。 \quad (32)$$

当 $i=N_c$ 时,式(32)可求得临空段底端的内力变形 $U_{cN_c}(h_1) = [y_{cN_c}, j_{cN_c}, M_{cN_c}, V_{cN_c}, 1]^T$ 。

(3)由临空段与预留土作用段交界面处的连续条件 $U_{u0} = U_{cN_c}(h_1)$,代入递推公式(23)可求得预留土作用段中任一微段 i ($1 \leq i \leq N_u$)的下截面内力变形:

$$U_{ui}(h_i) = \prod_{j=1}^i S_{uj}(h_j) \cdot U_{u0} = \prod_{j=1}^i S_{uj}(h_j) \cdot S_c U_{c0}。 \quad (33)$$

当 $i=N_u$ 时,式(33)可求得预留土作用段底端的内力变形 $U_{uN_u}(h_2) = [y_{uN_u}, j_{uN_u}, M_{uN_u}, V_{uN_u}, 1]^T$ 。

(4)同理,由预留土作用段与下部嵌固段交界面处的连续条件 $U_{d0} = U_{uN_u}(h_2)$,可得嵌固段顶端处的内力变形参量,进而可求得嵌固段中任一微段 i ($1 \leq i \leq N_d$)的下截面内力变形:

$$U_{di}(h_i) = \prod_{j=1}^i S_{dj}(h_j) \cdot U_{d0} = \prod_{j=1}^i S_{dj}(h_j) \cdot S_u S_c U_{c0}。 \quad (34)$$

综合上述,通过对支护桩的合理离散,由式(32)~(34)可求得各节点处支护桩的变形内力值。

3 实例验证分析

郑州建业凯旋广场工程位于花园路与农科路交叉口西北角,占地面积约24700 m²,由2栋高层办公楼、多层裙房和整体3层地下车库组成。场区为黄河冲积平原工程地质区,地层分布有粉土、粉质黏土、淤泥、粉砂、细砂等,主要地层物理力学指标如表1所示。工程基坑采用盆式开挖施工,鉴于东侧紧邻地铁2号线盾构隧道,支护形式采用坑内预留土辅助桩锚支护结构,如图4所示。

表1 土层物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical properties of subsoils

土层名称	h_i/m	$g/(kN \cdot m^{-3})$	E_s/MPa	c/kPa	$\varphi/(^\circ)$
①粉土	3.3	18.3	7.1	12	19
③粉质黏土	1.8	18.3	4.1	17	13
④粉土	4.0	18.5	10.1	12	22
⑤-1粉土	1.5	18.4	9.0	13	20
⑤粉质黏土	0.9	18.4	4.6	18	14
⑦淤泥	3.5	18.4	3.8	11	10
⑧粉砂	4.5	18.5	19.0	3	25
⑨细砂	14.2	18.8	34.0	1	28

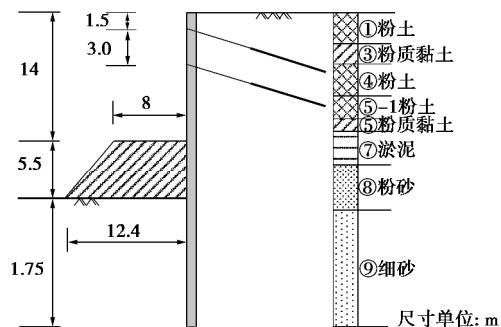


图4 典型断面示意图

Fig.4 Diagram of typical section

采用本文方法对该典型断面支护结构的受力变形进行分析。考虑计算断面土层分布较多,为便于分析对土层指标进行加权平均,取黏聚力 $c=7.0$ kPa,内摩擦角 $j=22.2^\circ$,重度 $g=18.5$ kN/m³;根据断面地层分布特点可知,预留土作用段主要位于粉砂层中,考虑坑内这部分预留土对支护结构的作用效应,结合文献[11]实测统计结果取预留土水平抗力系数为100 kN/m⁴,并结合式(9)对其进行修正,其中 $l=4$, $b=1$;下部嵌固段土层为细砂层,考虑基坑卸荷影响取其抗力系数为100 kN/m⁴。桩锚支护结构设置两层锚杆,分别距桩顶1.5,4.5 m,由于锚杆轴力在开挖施工中是动态变化的,计算中将锚杆集中力简化取为现场初始锁定值300,240 kN;支护桩采用桩径1.0 m的C30钢筋混凝土灌注桩,桩身模量取28.5 GPa;桩长31.25 m,其中上部临空段14 m,预留土作用段5.5 m,下部嵌固段11.75 m,桩顶与桩端皆采用自由边界条件。计算中,考虑基坑周边堆载及施工机械影响,取地面超载 $q=24$ kPa;支护桩离散单元长度统一取为0.25 m。

图5(a)所示为现场实测、采用本文方法和文献[4]方法计算的支护结构位移分布曲线图。

可以看出,支护结构实测最大位移6.8~7.8 cm,采用本文方法计算的支护结构最大位移7.45 cm,两者较为接近,且随深度的变化趋势大体一致。图5(b)所示为采用本文方法和文献[4]方法计算的支护桩弯矩曲线图,反映了支护结构的受力特点。其中,本文方法计算的最大弯矩相对文献[4]方法计算结果要小,且位置下移;分析其原因主要是:文献[4]方法是在有限元分析统计基础上,对坑内无预留土时支护结构变形内力的简化折减计算,而未考虑预留土对支护结构嵌固深度具有一定的减小作用^[6]。

考虑坑内预留土横断面布置尺寸对支护结构受力响应的影响,在上述算例的基础上,保持预留土高度和坡度不变,分别计算预留土上宽 B_i 为4,6,8,10,12 m时支护桩的水平位移与弯矩,如图6所示。可以

看出, 随着预留土宽度的增加, 支护桩最大水平位移和最大弯矩呈减小趋势, 但减小幅度逐渐降低。当预留土上宽由 4 m 增加到 6 m 时, 桩身最大水平位移和弯矩降低了约 21.1% 和 8.1%, 而当上宽由 10 m 增加到 12 m 时, 两者减小幅度降低为 12.9% 和 3.2%, 说明随预留土宽度的增加, 其对支护结构受力变形的影响逐渐减低, 计算结果将逐渐趋同于基坑开挖至预留土上标高时的桩身受力变形。

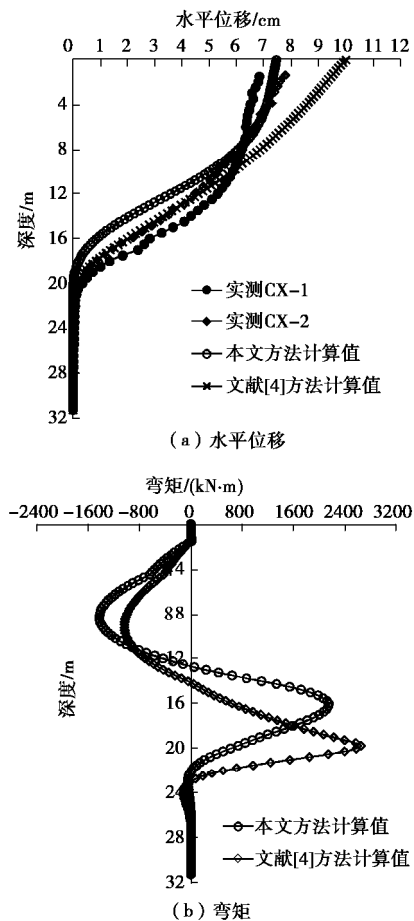


图 5 实测结果与计算结果比较图

Fig. 5 Comparison between calculated and measured results

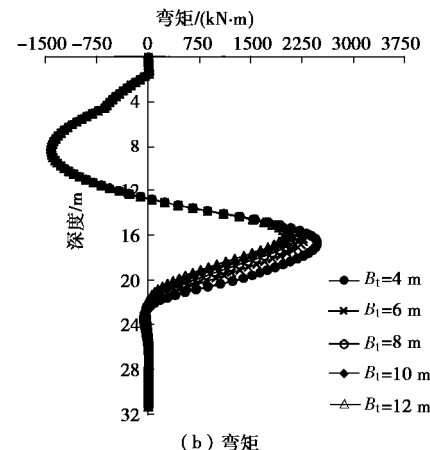
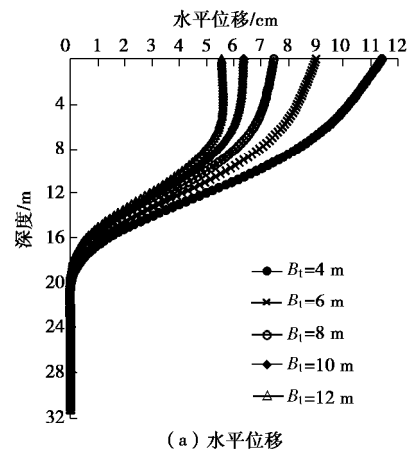


图 6 预留土宽度的影响

Fig. 6 Influence of width of earth berm

同时, 考虑预留土高度对支护结构受力响应的影响, 在保持预留土上宽和坡度不变的情况下, 分别计算预留土高度为 4.5, 5.0, 5.5, 6.0, 6.5 m 时支护桩的水平位移与弯矩, 如图 7 所示。可以看出, 同预留土宽度的影响规律类似, 随着预留土高度的增加, 支护桩最大水平位移和弯矩皆成减小的变化趋势, 但预留土高度对支护结构受力响应的影响更为明显; 且当预留土高度增加到 6 m 以后, 桩身最大水平位移逐渐下移至深度约 7 m 处, 这主要是由预留土抗力和上部

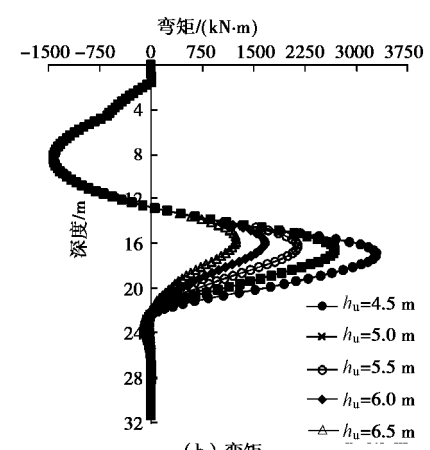
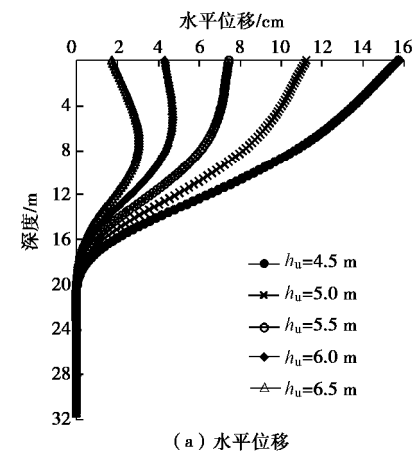


图 7 预留土高度的影响

Fig. 7 Influence of height of earth berm

锚杆拉力的共同作用引起的;与之对应,随着预留土高度增大,桩身下部最大正弯矩位置逐渐上移,说明预留土具有增大坑底土体约束抗力的作用^[6]。

4 结 论

(1) 本文根据桩锚支护体系、内支撑支护体系等多支点支护结构的受力特点,基于三参数弹性地基梁模型,给出了一种考虑预留土作用影响的分析计算模型及其控制方程组,并通过支护桩离散和矩阵传递法,推导建立了支护结构内力变形的半解析解答。

(2) 采用该方法进行工程案例支护结构位移及弯矩计算,并与现场监测数据、文献方法计算结果进行比较,结果验证了本文方法的可靠性,对大面积基坑盆式开挖施工法结构内力位移计算分析,尤其是winkler高阶非齐次微分方程求解有较好的借鉴作用。

(3) 算例表明,预留土设置宽度和高度的增加有利于降低支护结构内力和变形,但降低幅度逐渐减小;且相比较而言,一定宽度条件下预留土高度的影响更为显著,实践中可综合设计与施工需要确定其尺寸。

参考文献:

- [1] POWRIE W, CHANDLER J. The influence of a stabilizing platform on the performance of an embedded retaining wall: A finite element study[J]. *Géotechnique*, 1998, **48**(3): 403 - 409.
- [2] GEORGIADIS M, ANAGNOSTOPOULOS C. Effect of berms on sheet-pile wall behavior[J]. *Géotechnique*, 1998, **48**(4): 569 - 574.
- [3] SUSAN M, POWRIE W. Three-dimensional finite element analyses of embedded retaining walls supported by discontinuous earth berms[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2000, **10**: 1062 - 1077.
- [4] 尹盛斌. 基坑预留土台的简化分析方法研究[J]. *岩土力学*, 2016, **37**(2): 524 - 536. (YIN Sheng-bin. A simplified analysis method for earth berm in foundation pit[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, **37**(2): 524 - 536. (in Chinese))
- [5] 金亚兵, 周志雄. 挡土墙(桩)前堆载反压或预留土体分析与计算[J]. *岩土力学*, 1999, **20**(3): 56 - 60. (JIN Ya-bing, ZHOU Zhi-xiong. Analysis and calculation method of surcharge reaction and remaining soils near retaining wall[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 1999, **20**(3): 56 - 60. (in Chinese))
- [6] 李顺群, 郑刚, 王英红. 反压土对悬臂式支护结构嵌固深度的影响研究[J]. *岩土力学*, 2011, **32**(11): 3427 - 3431. (LI Shun-qun, ZHENG Gang, WANG Ying-hong. Influence of earth berm on embedment depth of cantilever retaining structure for pit excavation[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2011, **32**(11): 3427 - 3431. (in Chinese))
- [7] 郑刚, 陈红庆, 雷扬, 等. 基坑开挖反压土作用机制及其简化分析方法研究[J]. *岩土力学*, 2007, **28**(6): 1161 - 1166. (ZHENG Gang, CHEN Hong-qing, LEI Yang, et al. A study of mechanism of earth berm and simplified analysis method for excavation[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, **28**(6): 1161 - 1166. (in Chinese))
- [8] 颜敬, 方晓敏. 支护结构前反压土计算方法回顾及一种新的简化分析方法[J]. *岩土力学*, 2014, **35**(1): 167 - 174. (YAN Jing, FANG Xiao-min. Review of calculation methods of earth berm before retaining structure and a new simplified analytical method[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2014, **35**(1): 167 - 174. (in Chinese))
- [9] 张爱军, 张志允. 中心岛法支护结构内力及变形计算的地基反力法[J]. *岩土工程学报*, 2014, **36**(增刊 2): 42 - 47. (ZHANG Ai-jun, ZHANG Zhi-yun. Displacement and internal forces of retaining structures in center-island excavation based on foundation resistance method[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2014, **36**(S2): 42 - 47. (in Chinese))
- [10] VIGGIANI C. Ultimate lateral load on piles used to stabilize landslides[C]// *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Stockholm, 1981: 555 - 560.
- [11] 陈忠汉, 黄书秩, 程丽萍. 深基坑工程[M]. 北京: 机械工业出版社, 2002. (CHEN Zhong-han, HUANG Shu-zhi, CHENG Li-ping. Deep foundation pit engineering[M]. Beijing: China Machine Press, 2002. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201801018

某古建筑砖土结构基座病害探测分析

朱才辉, 李 宁, 郭炳煊, 刘钦佩

(西安理工大学岩土工程研究所, 陕西 西安 710048)

摘 要: 古建筑基座主要由砖-土材料构成, 因年久失修而产生的病害问题较为严重。以某古建筑为研究对象, 采用地质雷达和面波等无损探测方法, 结合土壤电阻法和 TDR 等方法对其水害和结构病害特征进行大量现场监测, 结果表明: ①降雨后, 基座外砖墙以内厚约 3.0 m 范围和内置排水管外围约 1.0 m 范围内的夯土层饱和度明显高于其他部位, 由于外墙裂缝、内置排水管道口裂缝及海墁下部防渗层的失效等, 是造成基座渗漏水、泛碱、脱皮的主要诱因; ②基座顶部以下 5.0 m 深度范围内的砖土结构损伤较底部严重, 且基座 4 个侧面的病害差异分布不均; ③受降雨影响, 基座顶部夯土层的含水率有上升趋势, 基座底部的含水率明显高于基座中上部, 电阻率也明显低于中上部, 但基座底部夯土层和地基内含水率呈下降趋势, 表明基座上部的水分有向基座底部和地基内迁移的趋势。通过多角度的相互验证研究, 为深入探索古建筑基座结构病害的形成机制提供了一套可行的研究思路。

关键词: 古建筑基座; 砖土结构; 病害探测; 无损探测

中图分类号: TU444

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)01-0169-08

作者简介: 朱才辉(1983-), 男, 陕西商南人, 博士, 副教授, 主要从事黄土力学与工程、地下洞室稳定性分析等方面的教学与研究工作。E-mail: zhucaihui123@163.com。

Defect detection of an ancient building with brick-clay structure base

ZHU Cai-hui, LI Ning, GUO Bing-xuan, LIU Qin-pei

(Institute of Geotechnical Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China)

Abstract: The ancient building base (ABB) was almost constructed with brick and clay, and the structural defects induced by disrepair tend to be a serious problem. In this study, the ground penetrating radar (GPR), surface wave exploration (SWE), soil electrical resistivity method (SER) and time domain reflector method (TDR) are used to detect the structural defects and water migration. The investigation results show that: (1) After the rain, the saturation degrees of rammed earth (about 3.0 m in depth inside the the brick wall and 1.0 m in depth around the built-in drain-pipe) are obviously higher than those of the other regions, demonstrating that the causes for water leakage, brick wall crystalline bloom and peeling are cracks in the the brick wall, cracks in drain-pipe and invalidation of waterproof layer; (2) The damage degree of base top (about 5.0 m in depth) is much more serious than that of the base bottom, and the damage degrees of four side walls are unevenly distributed; (3) Because of the rainfall infiltration, the water content of rammed earth at the base top has an increasing trend, and the water content at the base bottom is higher than that at the base top. The average SER at the upper parts of ABB is larger than that at the lower parts, showing a slow decreasing tendency whether it rains or not. It is indicated that the water in the rammed earth migrates from the top to the bottom. This study can provide a set of research methods for exploring the defects formation mechanism of ABB.

Key words: ancient building base; brick-clay structure; defect detection; non-destructive detection

0 引 言

近年来, 古遗址、文物保护和修复已成为研究的热点。ICROM(国际文化遗产保护与修复研究中心)、WHC(世界遗产委员会)、ICOMOS(国际古迹遗址理事会)^[1]、中国文化遗产研究院、中国古都学会城墙保护专业委员会、古遗址保护与加固工程专业委员会等诸多国际机构、地方分支机构及广大学者, 都在致力于研究探索古建筑的保护与修复工作^[2-7]。根据笔

者针对古城西安的钟鼓楼、明城墙调查资料显示, 在役的城市古建筑多为“砖-石-木-夯土”结构, 然而因年代久远失修及外界“水”环境变化和临近施工的影响, 在役古建筑或多或少存在一些病害问题, 如水力侵蚀、生物化学腐蚀、泛碱、掉皮、芯墙夯土软化及

基金项目: 国家自然科学基金项目(51678484); 陕西省黄土力学与工程重点实验室科研计划项目(16JS073)

收稿日期: 2016-11-08

裂缝扩展等现象,如图1,2所示。

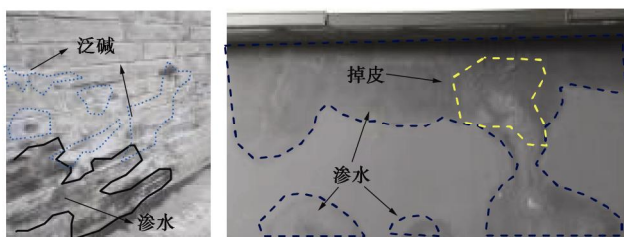


图1 古建筑基座渗漏水、掉皮、泛碱现象

Fig. 1 Water disasters of ABB base

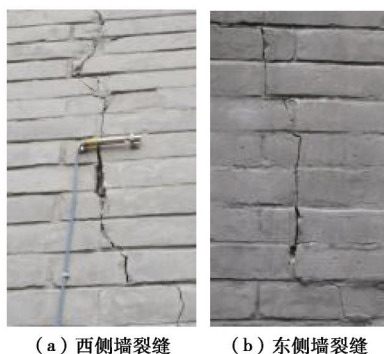


图2 某古建筑基座外墙贯通裂缝局部图

Fig. 2 Cracks in side walls of ABB

这些破坏已经对其安全性态和美观产生了较大的影响。因此,为了有效保护古建筑,针对诱发古建筑损坏的诱因进行深入的量化研究迫在眉睫。然而,文物保护法及相关条例规定任何研究性工作均不得损伤文物本体结构,这使得其病害及其孕灾机理的研究存在一定的困难。目前,针对土遗址在干湿循环、风蚀、盐渍化等条件下的劣化效应室内试验和原位监测试验研究取得了不少开创性成果^[8-11]。为了更深入地探索古建筑构筑材料的构成及其劣化规律,国内外学者广泛采用室内物理-化学试验方法,来分别研究古建筑结构的劣化规律及其微生物群与砖块表面风化程度的关系^[10-12],这对于深度认识古建筑劣化机制和保护措施等方面具有重要的研究价值。此外,广大学者采用无损探测方法来研究古建筑的损伤特性,常用方法有GPR地质雷达^[13-16]、TDR电阻率方法、中子仪和核磁共振方法、环境振动原位测试法^[17-19]、弹性波探测法等^[20-21],通过上述原位测试手段可以从不同理论层面上来研究砌体结构损伤特征及水分场分布特征,能够初步建立古建筑安全评估方法。但将上述多种监测手段的综合应用于工程实际中相互验证的研究成果较少,对古建筑基座内部夯土在外界水环境作用下的水分迁移规律及砖土结构基座的水害与结构病害关系探究成果也较少。

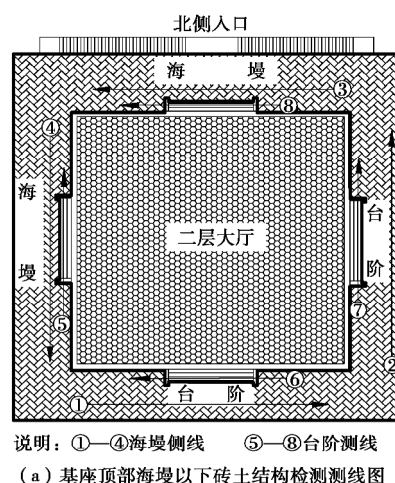
鉴于此,本文以西安某古建筑基座为研究背景,

采用地质雷达(GPR)、面波法(SWE)、电阻率方法(SER)和TDR等方法对其水害和结构病害等问题开展大量现场监测研究,以期能够更深入的了解砖土结构的古建筑基座其病害产生的原因和演化规律,为后期类似古建筑基座的病害的调查、预测预警和修复提供科学参考。

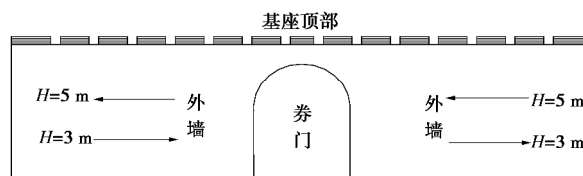
1 基座结构病害分析

1.1 地质雷达探测结果分析

采用美国GSSI公司的SIR3000型地质雷达设备,主要采用频率为400 MHz的天线。初定介电常数为4.0,利用波形图中券门波峰高度与基座券门高度 $H=6.0$ m比较,反向调试介电常数和视窗参数RANGE,从而达到最佳的测试效果。通过大量原位检测对比发现,当参数DIE=3.5~3.6,视窗参数RANGE=75~78 ns时,测试效果较好。然后利用RADAN5.0后处理平台软件分析各个区域的波形反射图,检测线的分布情况如图3(a)、(b)所示,其中海墁和台阶处的检测线各有8条;4个外测墙上检测线共有16条(距离基座底部地面以上分别为3 m和5 m处各布设1条检测线)。



(a) 基座顶部海墁以下砖土结构检测测线图



(b) 基座一侧外墙检测测线图

图3 古建筑基座地质雷达检测线布置图

Fig. 3 GPR detection of ABB

由于检测线较多且基座基结构本对称,本文仅选择了西侧、北侧海墁以下和其外墙以内的结构层及西侧台阶以下的结构层在降雨前后检测结果波形反射图进行分析,如图4~8所示。由于电磁波对介质中的突

变区域, 如内置管道、裂缝、空洞及水分含量较为敏感, 可以通过电磁波频率反射图的变异性、波形削弱区 (水分能大幅削弱电磁波能量) 来判断结构内部在降雨前后的水分入渗及损伤情况。

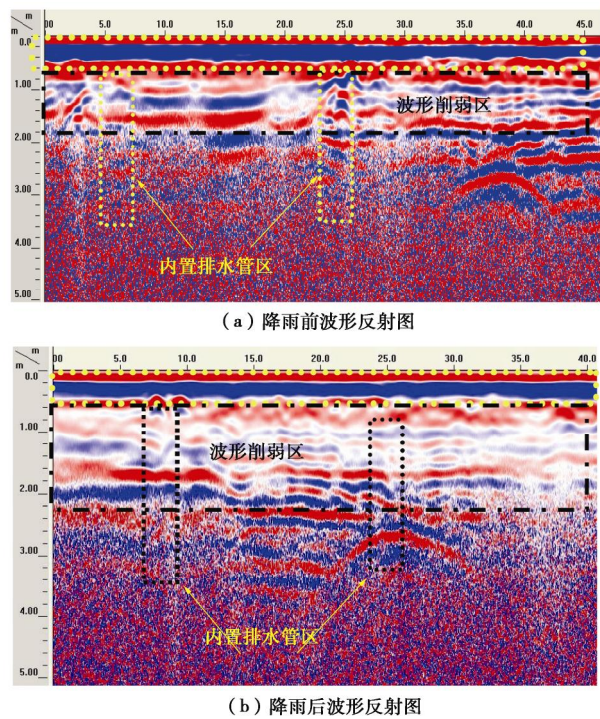


图 4 西侧海墁以下基座波形反射图
Fig. 4 GPR waveform under west-side pave floor

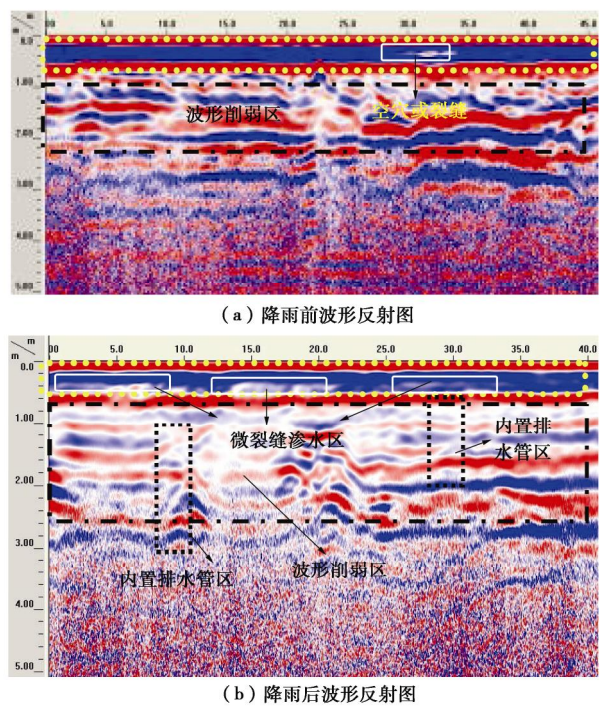


图 5 北侧海墁以下基座结构波形反射图
Fig. 5 GPR waveform under north-side pave floor

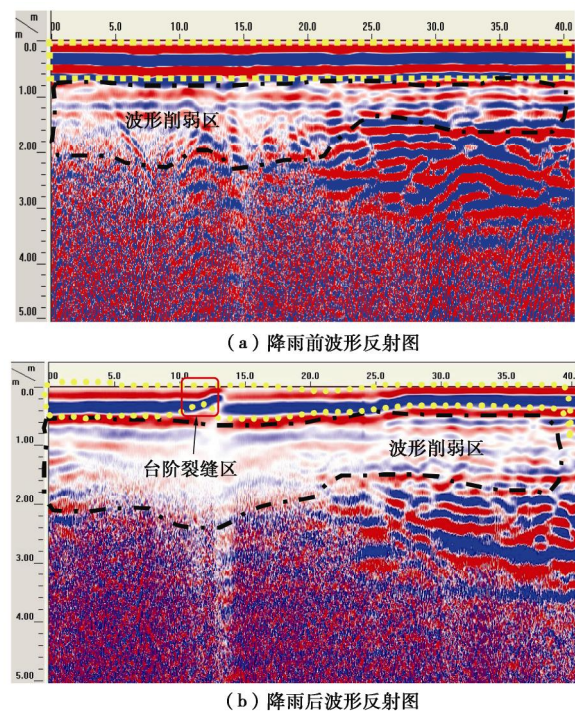


图 6 西侧台阶以下基座波形反射图
Fig. 6 GPR waveform under west-side step

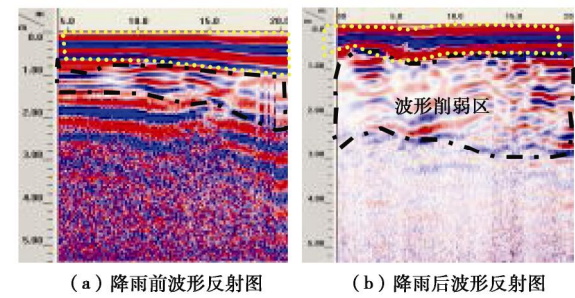


图 7 西侧基座外墙以内结构波形反射图
Fig. 7 GPR waveform in west-side brick wall

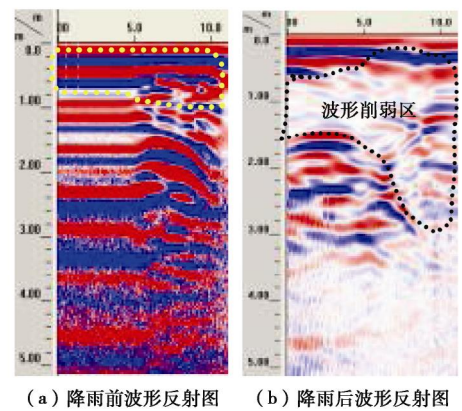


图 8 北侧基座外墙以内结构波形反射图
Fig. 8 GPR waveform in north-side brick wall

通过上述对基座关键部位在降雨前后进行对比检测, 可得到如下结论:

(1) 图 4~7 中, 降雨前, 海墁、外墙和台阶以

下表层约 0.6~0.8 m 以内波速较均匀,表明这部分的结构层介质单一,该部分结构实际上主要是由砖块堆砌而成,局部有一定程度的损伤和裂缝。从降雨前后的波形反射图对比发现,其结构层的差异不大,但降雨之后局部裂缝处的波形削弱情况较降雨之前的严重,如图 5 (a)、(b) 及图 6 (a)、(b) 所示,表明海墁以下的防水层已严重老化,降雨入渗对基座的影响程度较大。

(2) 降雨后基座海墁以下 0.8~2.2 m 范围内、外墙以内 0.6~3.0 m 范围(见图 7 (a),(b) 和图 8 (a),(b)) 和基座内置的落水管(距离左侧 8.0, 25.0 m 位置处,见图 4 (a),(b) 所示) 周围 1.0 m 范围内的夯土层的波形削弱情况较严重,可见这些部位在降雨之后其内部饱和度(含水率)明显比其他部位的夯土层的要高,可见长期的降雨入渗、防水材料的老化及排水管道顶部进水口位置年久失修形成的入渗点,引发水分在此层聚集,最终引起夯土出现湿陷性变形,形成渗流通道,造成券门顶部出现大面积渗漏、泛碱、掉皮等现象(见图 1 所示)。

1.2 面波法探测结果分析

为了深入探索基座病害分布特征,本文采用 SWS5 型号面波仪,连同检波器、橡胶锤震源等系统对基座的海墁顶部以下结构层的面波波速进行检测。基座高度约为 8 m,设计深度为 10 m,取面波波长为 20 m。一般黄土地基的面波速在 100~500 m/s 之间,则要求探测的最低频率为 5 Hz,而本次所采用的面波仪 SWS5 型号设备可选频率仅为 4 Hz,因此检测精度稍差,但基本能反映基座深度方向上的介质宏观情况。此外,由于检波器探头不能直接插入基座海墁的砖体内部,本监测组采用圆钢板固定检波器,使圆钢板与基座海墁耦合能够达到较好的效果。分别选择了偏移距 0.5~1.5 m,道间距为 0.5 m。沿基座顶部平行于基座外墙方向每测布置两条测线,分为内侧线(距离内侧线水平距离 3.5 m)和外侧线(基座外墙顶部与海墁交界附近),每条测线设 5 个测点,如图 9 所示。

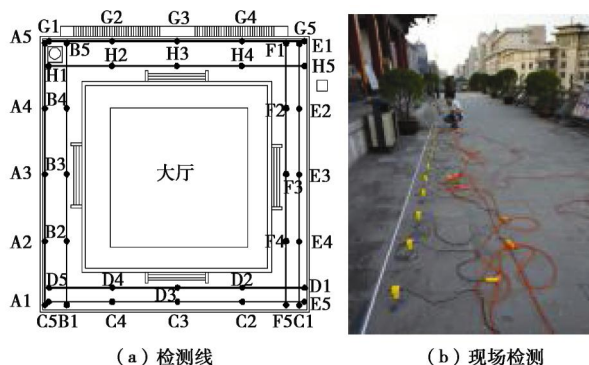


图 9 基座海墁以下结构面波检测

Fig. 9 SWE detection under pave floor of ABB

根据上述检测线的布设,采取多道瞬态面波勘察数据处理系统,提取面波的频散数据,然后由频散数据进一步反演出地层的剪切波速度 V_s 的分层断面,从而获取基座以下结构层的力学参数。以下仅给出基座西侧、北侧海墁以下结构层的面波波速云图(图 10)。

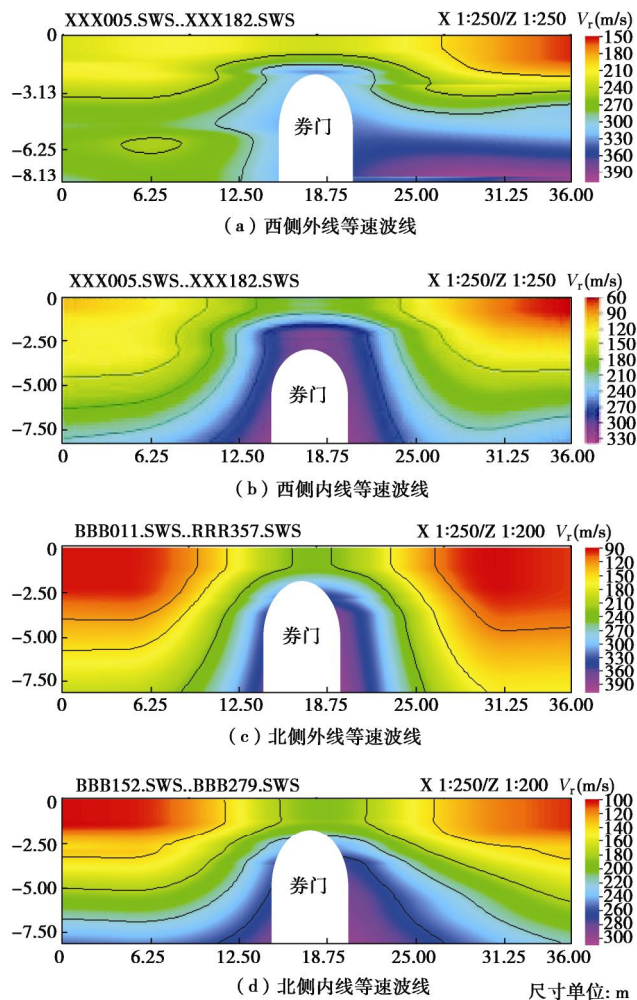


图 10 基座海墁以下结构层波度分布云图

Fig. 10 SWE distribution under pave floor of ABB

根据弹性波理论及均匀半空间理论假定^[23],地基土的面波波速 V_R 和剪切波波速 V_s 的关系如下:

$$V_s = \frac{1+n}{0.862+1.14n} V_R \quad (1)$$

由此,根据弹性洞力学波速与密度的关系^[24],可得到地基岩土体的动弹模量 E :

$$E = 2rV_s^2(1+n) \quad (2)$$

式中, n 为泊松比, r 为密度。其中夯土层 $\mu=0.26$, $r=1870 \text{ kg/m}^3$; 外砖墙砌体结构的泊松比 $\mu=0.15$, 密度 $r=1900 \text{ kg/m}^3$ 。由此可得到基座海墁以下弹性模量随基座高度的分布图,如图 11 所示。

从上述的检测结果可得到如下结论:

(1) 图 11 表明,随着深度的增加,基座结构的弹性模量逐渐增大,基座顶部以下约 0~5.0 m 范围内

的结构损伤相对于 5.0~8.6 m 范围内的较严重(底部 3.6 m 范围内的平均弹性模量为上部 5.0 m 范围内的 1.2~3.0 倍),其损伤原因主要是长期降雨入渗引起的砖块风化、夯土层软化和游客践踏等引起的结构老化。

裂缝,见图 2 所示。

2 基座水害监测分析

2.1 基座水分迁移过程监测结果分析

为了更深入地了解降雨、地下水及基座周围植物浇灌用水等对古建筑基座的影响程度,在古建筑基座内部及外部天然地基内部,通过微型钻孔($f=30\text{ mm}$)布设了 30 组自行研发的微型三探针式 TDR 含水率监测设备,测点的布设情况如图 12 所示。自 2016 年 7 月至 2016 年 11 月,每天至少监测 2 次(花卉浇灌前后间隔 8 h),降雨前后各监测一次,各监测点的含水率变化规律如图 13 (a)~(d) 所示。

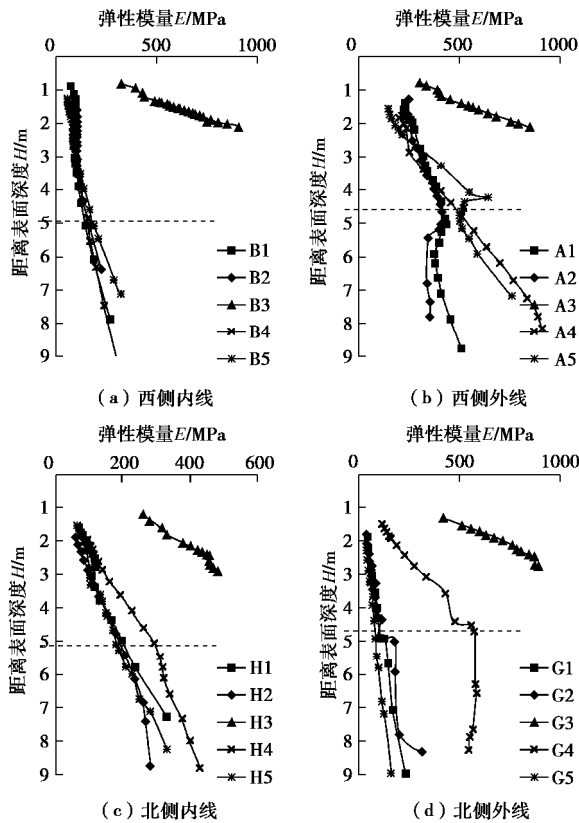


图 11 基座海漫以下结构弹性模量分布曲线

Fig. 11 Distribution of elastic modulus under pave floor

(2) 对于外侧线而言,基座券门附近的弹性模量约为周围基座结构弹性模量的 1.1~9.0 倍,平均为 3.4 倍,主要原因是,券门是由厚约 1.0~1.5 m 的砖砌体组成;此外,外围砖墙结构的平均弹性模量为内部结构平均弹性模量的 1.4~4.6 倍,外侧线以下结构层的平均弹性模量均远大于内侧线海漫以下结构层的弹性模量,主要是由于外侧线检测的是基座外墙砖砌体结构,而内侧线检测的是基座内部夯土、碎砖块、灰土等组成的结构,由此可见,通过 SWE 无损探测方法能够较为真实客观地反映古建筑基座结构的内部力学参数,这对其损伤评估和修复具有重要意义。

(3) 北侧(245 MPa)、西侧(320 MPa)和东侧(365 MPa)的平均弹性模量小于南侧(456 MPa)的平均弹性模量,表明古建筑基座的北侧、西侧、和东侧比南侧整体损伤程度大,从现场水害、结构病害的发展规模上看,也证实了监测数据的可靠性。主要原因是:北侧是游客荷载最集中的位置,且西北角有重约 10 t 的大钟荷载作用;西侧墙、东侧墙均有贯通的

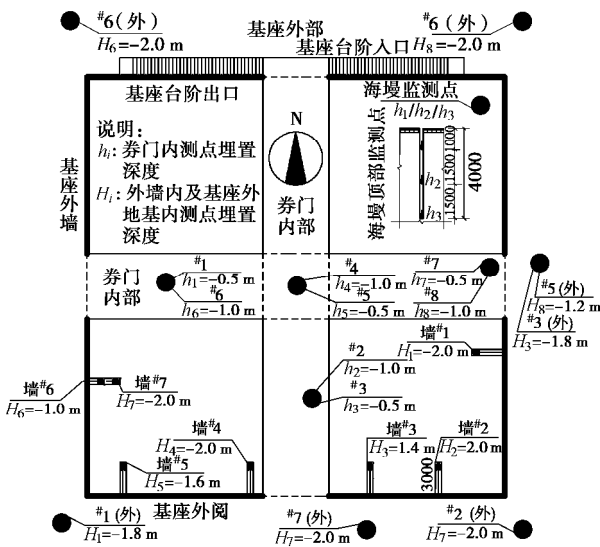
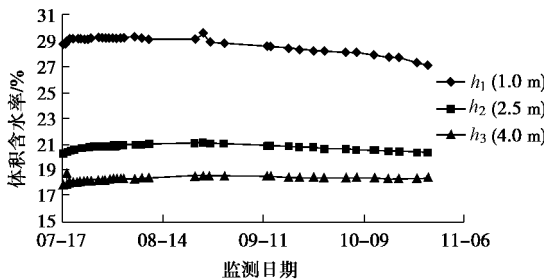
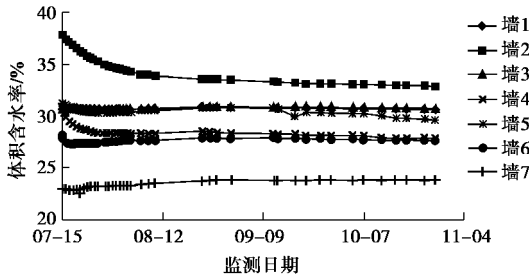


图 12 基座及地基土体含水率 TDR 监测点布设

Fig. 12 Monitoring points for water content of ABB and foundation



(a) 基座顶部及以下夯土层含水率变化趋势



(b) 基座外墙内夯土层含水率变化趋势

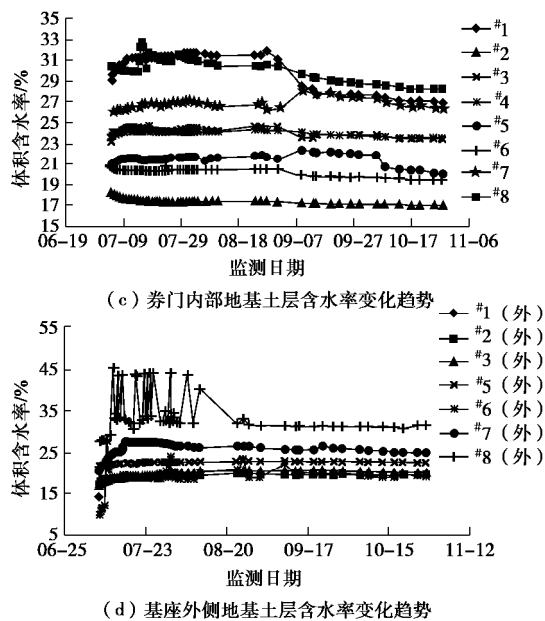


图 13 基座及地基内部含水率变化趋势

Fig. 13 Variation tendency of water content of ABB and foundation

通过上述监测得到如下结论:

(1) 由图 13 (a) 可知, 降雨之后 (7 月 19 日、7 月 24 日、8 月 25 日) 基座海堤以下 1.0, 2.5, 4.0 m 处夯土的含水率均上升约 1.0%, 海堤底部以下 1.0 m 处含水率上升程度最大, 但其平均含水率从上部到下部逐渐减小, 这表明古建筑基座海堤以下防渗层失效且水分有逐渐向下层夯土中迁移的趋势, 雨水长期积存必然沿着最短的渗流路径向券门顶部和外墙渗漏, 这与实际情况相符。

(2) 图 13 (b) 为古建筑基座外墙内部夯土的含水率监测结果, 自 2016 年 6 月至 9 月以来, 持续高温和少雨情况下, 除了个别距离外墙裂缝距离较近的测点的含水率略有抬升之外, 墙体内部约 1~2 m 深度处夯土的含水率均有约 0.3%~4.4% 的下降趋势, 且基座墙脚 (海堤以下 7~8 m) 所有部位的平均含水率 (29.6%) 明显大于基座上部 (海堤以下 1~4 m) 的平均含水率 (22.8%), 可见基座下部的饱和度明显要高于基座上部的饱和度, 说明在经历长年累月的降雨入渗下, 古建筑基座上部的水分向基座底部迁移。7 月至 9 月监测期间, 降雨极少, 花坛浇灌几乎每天都在进行, 但基座底部夯土内部的含水率“不升反降”, 可初步推断基座内部水分在向地基底部迁移, 花坛浇灌用水不至于引起地下水位抬升, 从而对基座内部夯土产生影响。

(3) 由图 13 (c) 可知, 根据 1985 年的地质勘察资料可知, 基座下部券门内地基含水率平均值为 24.2%, 本阶段 2016 年 7 月至 11 月监测期得到其含水率平均值为 24.6%, 基座下部含水率略有上升; 1985

年测得海堤以下 4.0 m 内夯土含水率平均值为 21.1%, 本次监测平均含水率为 23.0%, 基座内部夯土含水率也上升了近 2%, 表明: 经过了 30 多年的积存, 古建筑基座本身及其周围的天然地层中的饱和度均有一定程度的上的上升。券门内地基以下 0.5 m 处的含水率 (#1, #3, #5, #7 监测点) 在监测初期 (夏季) 约有 1.0%~3.0% 上升趋势, 经调查发现, 券门下部地表基层含水率上升的原因主要为: ①基座内部管理人员习惯性将生活用水向地砖撒泼; ②降雨引起的空气湿度增大; ③基座顶部降雨渗水, 水分向下迁移至券门地基内部所致。随后秋冬季节, 降雨量较少且生活用水也较少, 地基含水率又有下降趋势 (下降了约 1.5%~5.0%); 然而, 券门内地基以下 1.0 m 的深层含水率 (#2, #4, #6, #8 监测点) 却呈下降 (下降约 1.1%~4.5%) 或保持不变的趋势, 由此可进一步推断基座外部花卉浇灌产流量对古建筑基座水分场的影响可以忽略。

(4) 图 13 (d) 为古建筑基座外侧花坛附近天然地基内部含水率的变化规律曲线, 为了检验古建筑基座外侧地基防水层效果, 了解外部花卉浇灌产流入渗特征, 特别的将 6 号 (西北角)、8 号 (东北角) 监测点顶部不采取防渗处理, 结果表明其含水率在浇灌前后约有 10%~17% 的上升幅度, 但浇灌停止后或后期将孔口采取防水层封堵之后, 含水率又恢复到一个平稳值, 而其他 #1, #2, #3, #5, #7 测点所得到的地基内部含水率在测点布设初期有一定程度的上升, 上升幅度为约 1.2%~7.0%, 后期含水率也基本维持不变。对比表明: 基座外防渗措施起到了良好阻水效果, 浇灌对古建筑基座内部夯土的影响极小。

2.2 电阻率 SER 监测结果分析

采用征能 ES3001 四线数字式土壤接地电阻测试仪, 对古建筑基座内部夯土在降雨前后、花坛浇灌前后及在晴朗天气条件下的变化规律进行监测, 在基座下部的东南西北 4 个方向券门内壁上分别布设了 8 组土壤电阻率 SER 监测探头, 监测点的间距为 3.0 m, 深度为夯土内部 1.5 m, 监测系统的布设情况如图 14 所示, 监测结果如图 15 所示。

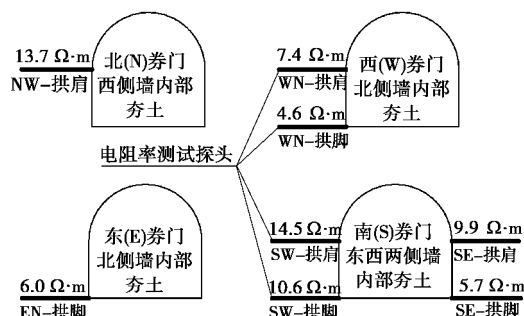


图 14 券门内夯土电阻率监测点布设

Fig. 14 Monitoring points for SER of side wall of coupons door

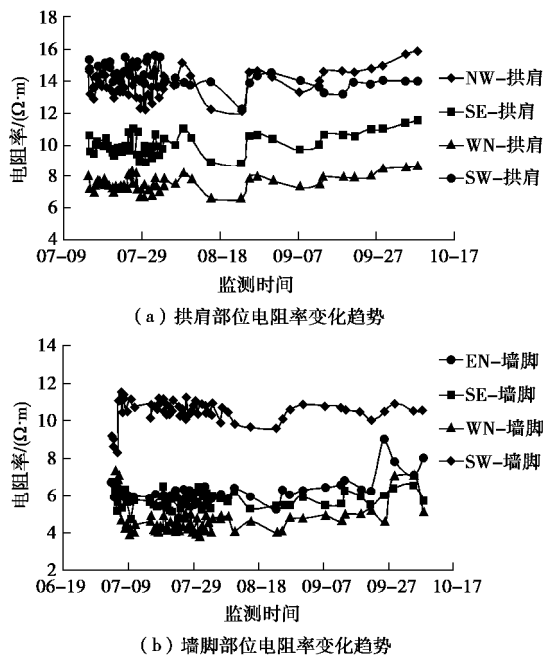


图 15 券门侧墙内部结构电阻率变化趋势

Fig. 15 Curves of SER of inside wall of coupons door

从上述监测结果演化规律可以得到如下结论:

(1) 从整体看, 基座内部夯土的电阻率整体变化幅度不大, 由于受到夯土内部水分场、温度场的影响, 其电阻率值存在一定的波动。降雨之后 (7月19日、7月24日、7月25日), 由于渗水影响, 古建筑基座内部饱和度略有增加, 其电阻率稍有降低趋势, 但秋冬季节降雨量偏少, 电阻率又有上升趋势。

(2) 券门内部拱肩处的电阻率平均值远大于拱脚部位 ($WN\text{-拱肩}=7.4 \Omega \cdot m > WN\text{-拱脚}=4.6 \Omega \cdot m$; $SW\text{-拱肩}=14.5 \Omega \cdot m > SW\text{-拱脚}=10.6 \Omega \cdot m$; $SW\text{-拱肩}=9.9 \Omega \cdot m > SW\text{-拱脚}=5.7 \Omega \cdot m$), 表明古建筑基座上部的土体饱和度低于基座底部的饱和度, 可见长期降雨对古建筑基座顶部以上 5.0 m 范围内的结构影响较大 (这与 TDR、GPR、SWE 监测结果可以相互验证), 其主要原因是: 基座顶部的海墁、排水系统、台阶缝隙、外墙裂缝及内部的缺陷等均为古建筑基座的入渗点, 一部分水分沿着最短的渗流路径券门顶部渗出, 造成券门顶部脱皮, 另一部分水分继续向基座底部迁移, 导致基座底部水分或饱和度越来越大, 表现为底部电阻率明显小于上部电阻率。

3 结 论

本文采用 GPR、SWE、SER、TDR 等多种方法来监测降雨前后、花台浇灌期间前后古建筑基座的“场量”变化规律, 可得出以下 3 点结论。

(1) 基座外墙以内约 3.0 m 厚度范围, 基座顶部以下约 5.0 m 深度范围内的砖土结构损伤较重, 降雨

后这些范围内的结构层受水分入渗也较严重, 表明结构病害导致水分入渗, 诱发水害加剧。

(2) 降雨之后基座顶部夯土层的含水率有上升趋势, 表明防水层失效诱发雨水入渗, 非降雨情况下, 外墙内部夯土层和基座下部地基土含水率均有下降趋势, 且基座下部的饱和度明显要高于基座上部的饱和度, 表明基座上部的水分有向基座底部迁移的趋势, 基座外围的花卉浇灌不会引起基座内部毛细水上升以至于危害基座安全稳定。

(3) 本文基于无损探测方法、水分场探测方法, 从宏观上了解古建筑基座结构的损伤特征, 为深入了解其结构病害、水害产生的原因和细观机理提供了一套可行的研究思路, 为后期现役状态下的“三维地质”建模和砖土的等效结构力学参数的获取提供了前提, 同时这也为后期古建筑结构的渗流特征和长期稳定性评价提供了科学参考, 这也将是下一步研究工作的重点。

参考文献:

- [1] ICOMOS. Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage[S]. 2001.
- [2] FANG S Q, ZHANG K, ZHANG H, et al. A study of traditional blood lime mortar for restoration of ancient buildings[J]. Cement and Concrete Research, 2015, 76: 232 - 241.
- [3] IUCOLANO F, LIGUORI B, COLELLA C. Fibre-reinforced lime-based mortars: A possible resource for ancient masonry restoration[J]. Construction and Building Materials, 2013, 38: 785 - 789.
- [4] 张景科, 谌文武, 李最雄, 等. 土遗址锚固用 PS-(C+F)浆液性能与结石体耐久性室内试验[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(10): 1802 - 1809. (ZHANG Jing-ke, CHEN Wen-wu, LI Zui-xiong, et al. Laboratory tests on property and durability of PS-(C+F) slurry used in anchoring conservation of earthen sites[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(10): 1802 - 1809. (in Chinese))
- [5] 邓明科, 樊鑫淼, 高晓军, 等. ECC 面层加固受损砖砌体墙抗震性能试验研究[J]. 工程力学, 2015, 32(4): 120 - 129. (DENG Ming-ke, FAN Xin-miao, GAO Xiao-jun, et al. Experimental investigation on seismic behavior of damaged brick masonry wall strengthened with ECC splint[J]. Engineering Mechanics, 2015, 32(4): 120 - 129. (in Chinese))
- [6] 谌文武, 郭志谦, 徐彦荣, 等. 基于 SH 加固材料的土遗址夯土试样室内滴渗试验研究[J]. 岩土工程学报, 2015,

- 37(8): 1517 - 1523. (CHEN Wen-wu, GUO Zhi-qian, XU Yan-rong, et al. Laboratory tests on rammed earth samples of earthen sites instilled by reinforcement material SH[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(8): 1517 - 1523. (in Chinese))
- [7] 崔凯, 谌文武, 韩琳, 等. 干旱区土遗址掏蚀区土盐渍劣化与风蚀损耗效应[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(9): 1412 - 1418. (CUI Kai, CHEN Wen-wu, HAN Lin, et al. Effects of salinized deterioration and aeolian ullage on soils in undercutting area of earthen ruins in arid region[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(9): 1412 - 1418. (in Chinese))
- [8] 张虎元, 严耿升, 赵天宇, 等. 土建筑遗址干湿耐久性研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(2): 347 - 355. (ZHANG Hu-yuan, YAN Geng-sheng, ZHAO Tian-yu, et al. Durability of earthen architecture ruins under cyclic wetting and drying[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(2): 347 - 355. (in Chinese))
- [9] XIAO Y, FU X, GU H B, et al. Properties, characterization, and decay of sticky rice-lime mortars from the Wugang Ming dynasty city wall (China)[J]. Materials Characterization, 2014, 90: 164 - 172.
- [10] MARTÍNEZ I, CASTILLO A, MARTÍNEZ E, et al. Physico-chemical material characterization of historic unreinforced masonry buildings: The first step for a suitable intervention[J]. Construction and Building Materials, 2013, 40: 352 - 360.
- [11] PINEDA P, ROBADOR M D, PEREZ-RODRIGUEZ J L. Characterization and repair measures of the medieval building materials of a Hispanic-Islamic construction[J]. Construction and Building Materials, 2013, 41: 612 - 633.
- [12] WANG Q, MA G Y, HE L Y, et al. Characterization of bacterial community inhabiting the surfaces of weathered bricks of Nanjing Ming city walls[J]. Science of the Total Environment, 2011, 409: 756 - 762.
- [13] LABROPOULOS K, MOROPOULOU A. Ground penetrating radar investigation of the bell tower of the church of the Holy Sepulchre[J]. Construction and Building Materials, 2013, 47: 689 - 700.
- [14] SOLLA M, LORENZO H, RIAL F I, et al. Ground-penetrating radar for the structural evaluation of masonry bridges: Results and interpretational tools[J]. Construction and Building Materials, 2012, 29: 458 - 465.
- [15] SOLDVIERI F, PRISCO G, PERSICO R. Determination of soil permittivity from GPR data and a microwave tomography approach a preliminary study[C]// Advanced Ground Penetrating Radar, 2007 4th International Workshop, 2007: 96 - 100.
- [16] WEIHERMULLER L, HUISMAN J A, LAMBOT S, et al. Mapping the spatial variation of soil water content at the field scale with different ground penetrating radar techniques[J]. Journal of Hydrology, 2007, 340: 205 - 216.
- [17] D'AMBRISI A, MARIANI V, MEZZI M. Seismic assessment of a historical masonry tower with nonlinear static and dynamic analyses tuned on ambient vibration tests[J]. Engineering Structures, 2012, 36: 210 - 219.
- [18] OSMANCIKLI G, UCAK S, TURAN N, et al. Investigation of restoration effects on the dynamic characteristics of the Hagia Sophia bell-tower by ambient vibration test[J]. Construction and Building Materials, 2012, 29: 564 - 572.
- [19] SANDROLINI F, FRANZONI E. An operative protocol for reliable measurements of moisture in porous materials of ancient buildings[J]. Building and Environment, 2006, 41: 1372 - 1380.
- [20] 杨成林. 瑞雷波勘探[M]. 北京: 地质出版社, 1993: 13 - 69. (YANG Cheng-lin. Rayleigh wave exploration[M]. Beijing: Geology Publishing House (in Chinese), 1993: 13 - 69. (in Chinese))
- [21] 杨桂通, 张善元. 弹性动力学[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1988: 101 - 116. (YANG Gui-tong, ZHANG Shan-yuan. Elastokinetics[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 1988: 101 - 116. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201801019

砂土地层土压盾构隧道施工掌子面稳定性研究

王 俊^{1,2}, 何 川¹, 王 闯¹, 陈子全¹, 唐 锐²

(1. 西南交通大学交通隧道工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031; 2. 四川省交通运输厅公路规划勘察设计研究院, 四川 成都 610041)

摘 要: 土压平衡盾构在自稳性较差的砂土地层施工时若仓内支护压力过小可能诱发掌子面失稳, 应引起高度重视。采用三维离散元方法分析了砂土地层土压盾构掘进与停机状态下的掌子面稳定性。研究建立了较为精细的土压盾构机模型并引入盾构动态施工过程, 充分考虑了刀盘旋转切削土体与面板支撑对掌子面的影响, 探讨了刀盘型式、隧道埋深以及刀盘转速等因素对掌子面极限支护压力与失稳区分布的影响规律, 并从细观角度解释了砂土地层土压盾构隧道掌子面失稳机理。与既有研究相比, 本文考虑了土压盾构动态施工对掌子面稳定性的影响, 更加接近工程实际, 研究成果可为确保砂土地层土压盾构隧道施工掌子面稳定提供参考。

关键词: 土压盾构隧道; 掌子面稳定性; 砂土地层; 三维离散元; 施工过程

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)01-0177-09

作者简介: 王 俊(1987-), 男, 博士, 主要从事隧道技术方面的研究工作。E-mail: luckywangjun@126.com。

Face stability analysis of EPB shield tunnel in sand

WANG Jun^{1,2}, HE Chuan¹, WANG Chuang¹, CHEN Zi-quan¹, TANG Rui²

(1. Key Laboratory of Transportation Tunnel Engineering, Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China;

2. Sichuan Provincial Transportation Department Highway Planning, Survey, Design and Research Institute, Chengdu 610041, China)

Abstract: When an earth pressure balanced (EPB) shield tunnel is constructed in sand which is weakly self-stabilized, face failure may occur if the support pressure in the chamber is not strong enough, and much attention should be paid to it. The three-dimensional discrete element method (3D DEM) is employed to analyze the face stability when the shield is being advancing or stopped. Precise EPB shield machine models are established and the dynamic construction process is incorporated. Thus, the influence of soil-cutting tool interaction and support of panel for face soil can be considered. The impact of cutterhead types, buried depth and rotating speed of cutterhead on the limit support and pattern of failure zone can be clarified, and the failure mechanism of EPB shield tunnel in sand can be explained microscopically. Compared with the existing researches, the dynamic construction process is considered to study the face stability in this study, which is close to tunnel construction in practice. The study results may serve as certain guidance for guaranteeing the face stability of EPB shield tunnel in sand.

Key words: EPB shield tunnel; face stability; sand; 3D DEM; construction process

0 引 言

土压盾构以其安全、快速、对周围环境影响小等优点, 在城市轨道交通建设领域得到了广泛运用。砂土是中国地铁隧道建设中遇到的一种典型地质条件, 具有自稳性差、易受外界扰动等特点。土压盾构在该地层中施工时若仓内支护压力控制不当可能诱发掌子面坍塌, 造成严重的工程事故。鉴于此, 开展砂土地层土压盾构施工掌子面稳定性研究是十分必要的。

目前盾构隧道掌子面稳定性研究多从土体自身剪切破坏角度出发, 忽略了盾构机动态施工过程对其影响。如极限平衡理论一般通过假设失稳区形状^[1-3]计算极限支护压力, 而极限分析理论则通过假设位移场^[4-7](上限解)或应力场^[8-9](下限解)得到极限支护压力。

室内试验多采用刚性硬管模拟隧道, 采用应力或应变控制方式研究掌子面稳定性。Atkinson 等^[10]、Chambon 等^[11]通过不断减小支护压力研究了隧道失稳, 结合地层变形情况得到了极限支护压力和失稳区分布。Kirsch^[12]、陈仁朋等^[13]和 Idinger 等^[14]则通过不断后移挡板模拟隧道失稳。Chambon 等^[11]、Kirsch^[12]认为砂土地层中极限支护压力不随隧道埋深变化, 陈仁朋等^[13]和 Idinger 等^[14]则认为极限支护压力与隧道

基金项目: 中国工程院重点咨询项目 (2015-XZ-28-02); 国家重点研发计划项目 (2016YFC0802201); 2014 年度西南交通大学博士研究生创新基金项目

收稿日期: 2016-10-14

***通讯作者 (E-mail: chuanhe21@163.com)**

埋深相关。

数值模拟在隧道掌子面稳定性研究中也得到了广泛运用。朱伟等^[15]采用 FLAC^{3D} 研究了隧道直径、埋深和砂土内摩擦角等因素对掌子面极限支护压力的影响。高健等^[16]采用 FLAC^{3D} 研究了考虑渗透力作用下的盾构隧道掌子面稳定性。但 Melis 等^[17]指出有限元分析难以模拟隧道掌子面失稳引起的地层大变形现象。Karim^[18]、Chen 等^[19]使用离散元方法研究了干砂地层中浅埋隧道的掌子面稳定性,探讨了极限支护压力与失稳区分布随埋深变化关系,但没有考虑盾构动态施工对掌子面稳定性的影响。

综上所述,采用理论分析、室内试验以及数值模拟等多种手段研究了盾构隧道掌子面稳定性,但均没有引入盾构动态施工过程与工程实际不符,忽略了影响掌子面稳定性的两个重要因素:①刀盘旋转切削土体对掌子面稳定性的削弱效应;②刀盘面板抵挡土体移动对掌子面稳定性的增强效应。前者主要受刀具配置与施工参数等因素影响,后者则与面板开口率密切相关。考虑到砂土地层离散性较强与掌子面失稳引起地层大变形等特点,采用三维离散元方法分析了砂土地层土压盾构掘进掌子面稳定性。与既有研究相比,本文主要有以下改进:①引入三维动态柔性应力边界,将介质(改良渣土或压缩空气)对掌子面的支撑效应抽象为作用在掌子面颗粒上的指定支护压力,结合地层变形情况精确得到极限支护压力与失稳区分布;②建立较为精细的土压盾构机模型考虑面板挡土效应对掌子面稳定性的影响;③赋予土压盾构机施工参数允许其在砂土中开挖掘进,考虑动态施工过程对掌子面稳定性的影响。

1 三维离散元建模过程

1.1 仓内支护压力构建

砂土地层中土压盾构在掘进与停机时土仓内必须要有足够的支护压力才能保证掌子面稳定。掘进过程中支护压力由改良渣土提供,停机时的支护压力则由改良渣土或压缩空气提供。由于改良渣土与压缩空气均是流动性很强的介质,不能承受剪力,故其对掌子面的支撑效应可以视为作用在面板开口处土体上的法向力,可将仓内介质与掌子面土体相互作用简化为三维应力边界问题。

为在 PFC^{3D}^[20]模型中构建该应力边界,通过 Fish 语言进行编程将土仓压力对掌子面的支护效应抽象成作用在掌子面颗粒上的指定压力。如图 1 所示,程序具体实现时假设在盾构机正后方存在一个边长与盾构直径相等的正方形平面,并对其进行离散化处理,得

到一系列晶格,所有的颗粒均沿隧道轴线向离散晶格投影,得到该方向上距对应晶格最近的所有颗粒(即掌子面颗粒),再根据颗粒在对应晶格上的投影面积 A_p 给掌子面颗粒施加指定的支护力 $f=pA_p$ (p 为仓内支护压力 (kPa))。

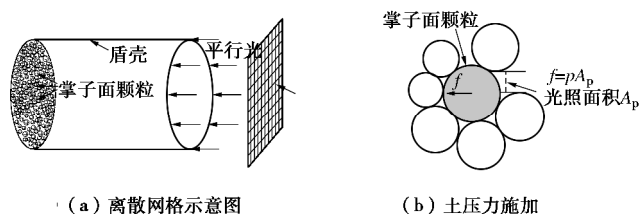


图 1 土仓压力建立算法示意图

Fig. 1 Sketch of earth pressure installation algorithm

遍历模型中所有砂土颗粒,将隧道轮廓外与隧道轮廓内与面板接触颗粒的支护力设置为 0 kN,以严格保证只给面板开口处的土颗粒施加指定的支护力,至此便构建了仓内介质与掌子面土体相互作用的三维应力边界。为便于理解,可假设盾构机体正后方存在一束射向掌子面的平行光,所有能接收到光照的颗粒即为掌子面颗粒,颗粒所受的支护力与自身光照面积成正比。

引入该三维动态柔性应力边界可极大地简化研究对象,离散元模型只需要考虑土压盾构的掘削系统而不需要考虑渣土改良、螺旋出土器等其他系统,且能给掌子面颗粒施加任意指定的支护压力,精确研究支护压力对掌子面稳定性的影响规律。

1.2 盾构机建模

土压盾构施工过程中刀盘面板为掌子面土体提供刚性位移约束迫使其只能向面板开口移动。由于盾构选型考虑因素较多,土压盾构在穿越砂土地层时可能选用不同型式的刀盘。不同型式的刀盘面板开口率差异较大,对掌子面土体提供的位移约束效果亦不同,需要区别对待。如图 2 所示,本文选取工程中常见的两种型式刀盘(辐条型(开口率 $\eta=80\%$)和面板辐条型(开口率 $\eta=40\%$))^[21-22]在砂土中开挖掘进以探究面板开口率对掌子面稳定性的影响规律。

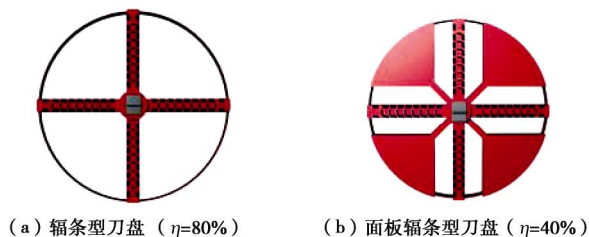


图 2 盾构刀盘

Fig. 2 Shield cutterhead

采用 PFC^{3D} 提供的刚性 wall 单元模拟盾构机刀盘

与盾壳。若采用逐点输入坐标的传统方法生成盾构机模型耗时耗力且易出错。为提高建模效率先在 CAD 软件中生成目标模型后另存为“.stl”格式文件再导入 PFC^{3D}, 此举可极大地提高建模效率生成精确的盾构机模型, 充分考虑面板开口与刀具配置。图 2 中盾构机直径均为 6.0 m, 沿辐条布设了 72 把刮刀, 并在面板中心布设 1 把鱼尾刀。

2 离散元模型

2.1 细观参数标定

PFC^{3D} 中不能直接赋予地层模型宏观力学参数, 而只能指定颗粒之间的接触与黏结细观参数。一般采用直剪试验或三轴试验等方法标定细观力学参数, 标定过程中当数值模型的宏观力学响应与目标材料的室内试验结果相吻合时, 可认为该组细观参数是合理的。本研究采用三轴试验对砂土细观参数进行了标定, 试样应力应变曲线如图 3 (a) 所示, 考虑到隧道埋深, 围压取为 50, 100, 300 kPa。标定时采用前述三维柔性应力边界有效模拟室内试验中橡皮膜对试样的柔性包裹允许试样发生侧向不均匀变形, 最终剪切破坏的试样如图 3 (b) 所示, 标定好的细观参数如表 1 所示。标定后的砂土内摩擦角 $\varphi=35^{\circ}$, 黏聚力 $c=0$ kPa, 压缩模量 $E=30$ MPa, $g=16$ kN/m³, 孔隙比为 0.65。为提高计算效率, 模型考虑了两种粒径分布的土颗粒, 隧道轴线范围内采用#1 颗粒, 其余范围内为#2 颗粒。

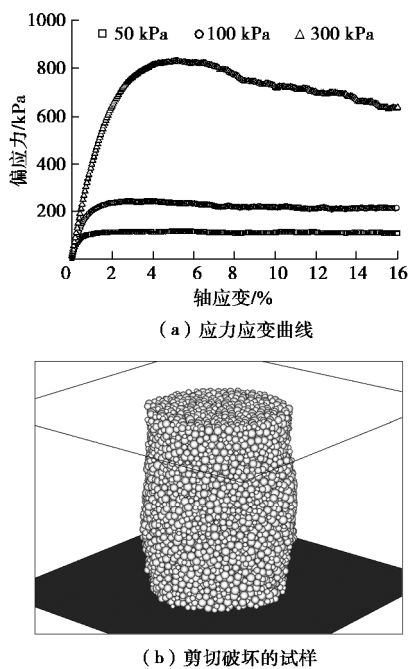


图 3 目标材料细观参数标定

Fig. 3 Calibration of microscopic parameters of model soil

2.2 离散元模型建立与隧道失稳模拟过程

数值模型尺寸为长×宽=18 m×30 m, 高度由隧

道埋深确定, 两种刀盘型式下均考虑了 $C/D=0.5, 1.0, 2.0$ 三种埋深工况, 隧道直径 $D=6.0$ m。

表 1 模型土地层细观力学参数

Table 1 Microscopic mechanical parameters of model soil

颗粒 编号	粒径 /cm	密度 /(g·cm ⁻³)	法向刚度 /(N·m ⁻¹)	切向刚度 /(N·m ⁻¹)	摩擦 系数
#1	10.0 14.0	1800	8.5×10^7	8.5×10^7	0.70
#2	18.0 24.0	1850	8.8×10^7	8.8×10^7	0.75

数值模拟共分为以下几个步骤进行: ①根据标定的细观参数, 采用“落雨法”分层生成地层模型, 在重力作用下完成固结后删除地层顶部少量浮皮颗粒; ②在指定范围内删除地层颗粒, 为防止地层变形, 采用 fix 命令固定模型中所有颗粒后生成如图 4 所示的盾构机模型, 并赋予其施工参数, 其中刀盘转速为 1.0 r/min, 掘进速度为 3.5 cm/min, 与实际工程施工参数基本相同^[23]; ③利用三维动态柔性边界算法识别掌子面颗粒, 在对其施加与隧道轴线处静止土压力相等的初始支护压力后采用 free 命令释放所有颗粒, 此后分步等量减少该支护压力直至 0 kPa, 同时密切监控掌子面前方土体位移变化, 当地中测点位移突然增大时, 可以认为此时的支护压力为掌子面极限支护压力^[11, 24]。由于掘进过程中掌子面颗粒随刀盘旋转不断变化, 故每循环 100 步删除通过面板开口的砂土颗粒模拟盾构开挖, 同时执行一次三维应力边界算法更新识别掌子面颗粒并调整作用在其上的支护力。

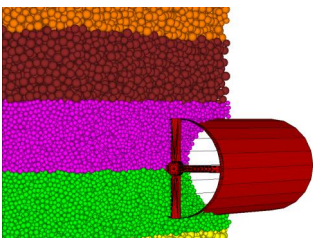


图 4 土压盾构掘进模型($\eta=80\%$)

Fig. 4 Model of EPB shield advancing ($\eta=80\%$)

3 离散元模拟结果分析与讨论

3.1 掘进状态掌子面稳定性

(1) 极限支护压力

$C/D=0.5$ 时两种刀盘型式下典型测点沉降随支护压力变化曲线如图 5 (a)、(b) 所示, 测点位于隧道拱顶正前方 $D/8$ 处, 由文献[1~3]知该点位于失稳区内部能及时反映掌子面稳定情况。测点沉降随支护压力变化曲线均可以分为两个阶段: ①随着支护压力减小测点开始沉降, 但幅度较小; ②当支护压力降至特定值后, 测点位移开始快速增加, 由文献[11]和[22]

可知掌子面失去稳定, 此时的支护压力便为极限支护压力(p_f)。

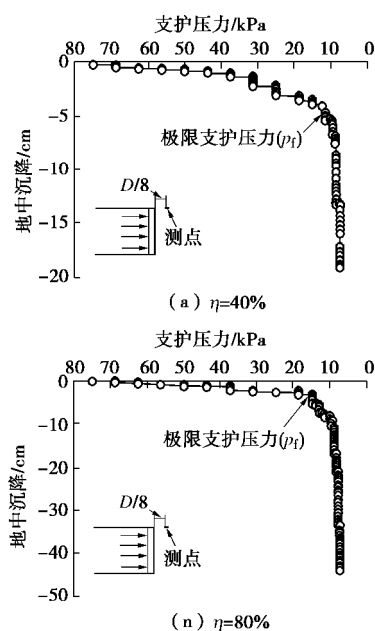


图5 测点位移-支护压力关系曲线

Fig. 5 Relationship between subsurface settlement and support pressure

由图5还可知面板开口率对地层变形有一定影响, p 降至 p_f 时测点沉降均约为5 cm, 此后面板开口率越大, 测点沉降增长速率越大, 当支护压力降至7.5 kPa时, 两者沉降值分别达到了18, 44 cm。采用上述办法得到了所有工况下的极限支护压力, 具体结果见表2。

表2 掘进过程掌子面极限支护压力

Table 2 Summary of limit support pressure when EPB shield advancing (kPa)

$\eta/\%$	C/D		
	0.5	1.0	2.0
40	11.5	16.0	23.0
80	15.0	18.5	25.0

由表2可知, 考虑掘进过程后, 极限支护压力随隧道埋深基本呈线性增加, 相同埋深条件下刀盘开口率越大, 极限支护压力越大。可通过研究刀盘扭矩与刀盘正面阻力解释面板开口率对掌子面稳定性的影响。土压盾构掘进时刀盘旋转切土的力学本质是对掌子面土体施加剪切力, 由于刀盘的对称性作用在其上的剪切力之和为零, 盾构开挖施工对掌子面土体的扰动效应可用剪切力对刀盘中心的力矩之和来表征。刀盘面板抵挡土体移动的力学本质则是对掌子面土体施加法向力, 其对掌子面土体的支撑效应可用作用在其上的法向力之和来表征。

以 $C/D=2.0$ 工况为例, 提取了施工过程中刀盘扭矩和刀盘正面阻力变化情况。图6给出了盾构启动到

掘进状态稳定过程中的扭矩变化情况。由该图可知, 不同开口率情况下盾构机启动瞬间刀盘扭矩均很大, 此后快速下降并趋于稳定, $\eta=40\%$, 80% 时刀盘扭矩均值分别约为1.55, 1.13 MN·m, 两者相差约37%。扭矩差异的可能原因是开口率越大, 刀盘旋转切土时面板与土体接触面积越小, 剪切力分布范围越小, 剪切力对面板中心的力矩也则相应越小, 故盾构施工对地层的扰动效应随面板开口率增加有所减小。

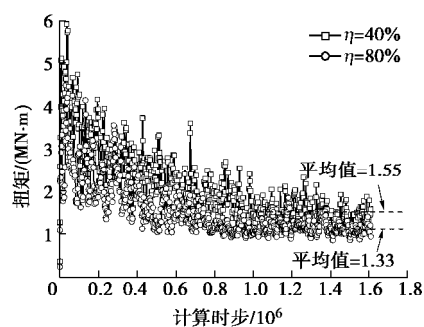


图6 刀盘扭矩时程曲线

Fig. 6 Time-history curves of torque

刀盘正面阻力变化规律(图7)与扭矩类似, 掘进状态稳定后 $\eta=40\%$ 工况的正面阻力分别约为1.55, 0.80 MN, 两者差异约为94%。对比可知, 相较于刀盘扭矩, 刀盘正面阻力更易受面板开口率影响, $\eta=80\%$ 时刀盘面板给掌子面土体提供的支撑效应显著小于 $\eta=40\%$ 。综上所述, 刀盘旋转切土对地层的扰动程度随盾构机面板开口率减小而增大, 但是面板提供给掌子面的支撑效应增加更为明显, 两种因素共同作用下掌子面稳定性随面板开口率的增大有所上升, 极限支护压力相应减小。

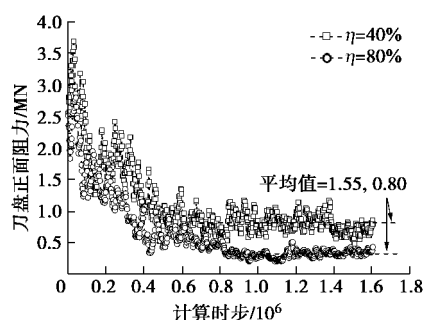


图7 刀盘正面阻力时程曲线

Fig. 7 Time-history curves of thrust

引入无量纲参数 $p_f/(gD)$ 将离散元计算结果与既有研究进行了对比。如图8所示, 考虑盾构掘进过程后掌子面极限支护压力大于模型试验^[11-12]与理论研究^[3, 5, 8], 既有研究多偏于不安全。出现该现象的可能原因是离散元分析中考虑盾构掘进过程后, 刀盘不断切削土体, 迫使土颗粒随刀盘转动破坏地层原有结构诱发掌子面坍塌, 而理论分析与模型试验均没有考虑外界施工扰动对稳定性的影响, 此时开挖面失稳实质是土体在重

力作用下沿剪切面滑移破坏。开口率对极限支护压力的影响随埋深增大不断减弱。

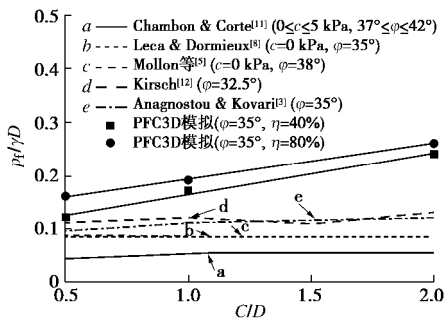


图 8 掘进时掌子面极限支护压力随埋深变化关系

Fig. 8 Relationship between limit support pressure and buried depth under shield advancing

为进一步深入说明施工扰动对掌子面稳定性的影响, 补充开展了如图 9 所示的数值模拟。该模型采用 wall 单元模拟盾构隧道, 没有考虑盾构动态开挖过程, 地层参数与图 4 所示模型完全一致, 仍采用三维柔性应力边界构建渣土对掌子面的支撑效应, 同样通过逐步减小支护压力模拟掌子面失稳。通过观测砂土颗粒配位数变化情况可了解隧道失稳过程中地层结构变化。为此, 在隧道拱顶正前方 0.8 m 处布置了测量球 (半径 0.5 m)。

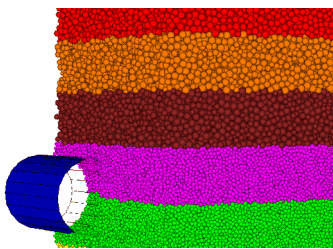


图 9 不考虑施工扰动三维离散元模型

Fig. 9 DEM model without considering construction process

图 4, 9 所示模型掌子面失稳过程中测量球内颗粒平均配位数变化情况如图 10 所示。由该图可知, 考虑刀盘掘削后, 支护压力减小过程中配位数呈总体下降趋势, 但波动很大, 颗粒接触关系变化非常剧烈, 在盾构向前顶进与刀盘旋转切削作用下, 还会出现颗粒配位数增加的情况。不考虑动态切削过程时, 随着支护压力的不断减小, 颗粒配位数变化情况较为简单, 呈逐步下降趋势。对比可知, 刀盘动态切削土体会极大地破坏地层既有结构, 削弱其自稳能力, 掌子面极限支护压力随之增加。

(2) 失稳区分布

明确失稳区分布对研究掌子面失稳机理具有明显意义, 也是极限平衡理论中计算掌子面极限支护力的关键。根据颗粒位移大小赋予其相应的颜色可形象地得到地层变形与失稳区分布。具体步骤为: 首先遍历模型中所有砂土颗粒并得到颗粒最大位移 $S_{\max}$; 将 $[0,$

$S_{\max}]$ 划分为 10 个位移区间, 即 $[0, 0.1S_{\max}]$, $[(0.1S_{\max}, 0.2S_{\max})]$, $\dots$, $[(0.9S_{\max}, S_{\max})]$, 并确定每一个位移区间对应的颜色; 再次遍历模型根据颗粒位移 S 所属位移区间并赋予其相应颜色。建立的颗粒位移区间 - 颜色对应系统如图 11 所示。

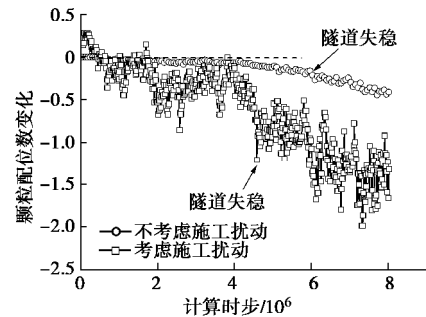


图 10 隧道失稳过程中颗粒配位数变化

Fig. 10 Variation of coordinate number during tunnel failure

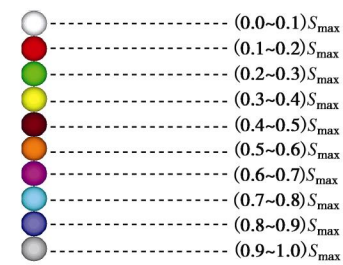


图 11 颗粒位移 - 颜色对应关系

Fig. 11 Particle color-displacement coding system

如图 12 所示, 以 $\eta=80\%$, $C/D=2.0$ 工况为例, 分析了隧道失稳时地层变形情况。采用前述方法得到了类似有限元分析中的地层位移云图, 通过位移云图可直观判定失稳区分布^[25-26]。由于图 12 只给出了隧道纵剖面上失稳区分布信息, 难以把握其整体形态, 故图 13, 14 给出了所有工况失稳区三维分布形态。为了更加直接地观察失稳区三维形态, 图 13, 14 只描绘了失稳区内部颗粒。

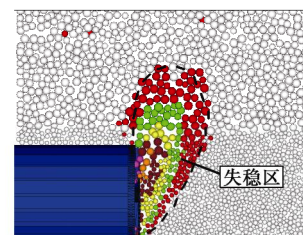


图 12 隧道纵剖面失稳区分布

Fig. 12 Particle color-displacement coding system

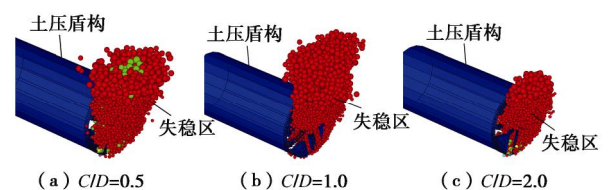
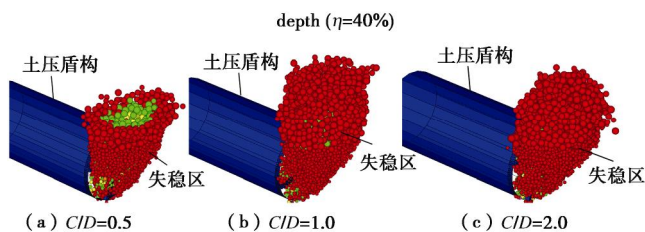


图 13 不同埋深下隧道失稳机理 ($\eta=40\%$)

Fig. 13 Failure mechanism of shield tunnel under various buried depths ($\eta=40\%$)

图 14 不同埋深下隧道失稳机理 ($\eta=80\%$)Fig. 14 Failure mechanism of shield tunnel under various buried depths ($\eta=80\%$)

由图 13, 14 可知, 考虑掘进过程后隧道失稳区形状受隧道埋深影响明显, 失稳区大小则主要受面板开口率影响。当 $C/D=0.5$ 时失稳区呈楔形状直接发展至地表; $C/D=1.0$ 时失稳区可看成楔形与烟囱形的组合体: 从隧道拱底先呈楔形状发展至拱顶后再以烟囱状发展至地表; $C/D=2.0$ 时, 失稳区呈楔形从拱底开始向上发展, 由于覆土较厚失稳区没有延伸到地表而是以封闭的灯泡状向拱顶上方发展一段距离。3 种埋深情况下均呈现出面板开口率越大失稳区范围越广的趋势, 此外, 当 $\eta=80\%$ 时失稳区在拱顶处还向掌子面后方发展一段距离, 而 $\eta=40\%$ 时失稳区在隧道拱顶处基本呈直线向上发展。由图 13, 14 还可知, 隧道失稳时从拱底发展的剪切带呈曲线而非直线向上发展, 整个失稳区沿着剪切带斜向掌子面移动而不是水平移动, 该现象与 Horn 等^[1]提出的理论模型不同但与 Idinger 等^[13]的室内试验结果相吻合。

(3) 地中与地表沉降

采用地中沉降槽宽度参数 K 研究了掌子面失稳时地中横向变形, 其中 $K=i/(z_0-z)$, i 为地层横断面沉降槽宽度系数, z_0 为隧道中心埋深, z 为地中某一水平面距离地表高度。

掌子面前方 0.5 m 处地中沉降槽宽度参数随隧道埋深与刀盘型式变化规律如图 15 所示。由该图可知砂土地层中地中沉降槽宽度参数随隧道埋深基本呈线性增加。面板开口率越大, 同一深度处 K 越大, 表明该处沉降槽越宽, 受施工扰动范围越广。但开口率对 K 的影响随着深度减小而减小, 靠近地表处不同开口率条件下 K 趋于一致。

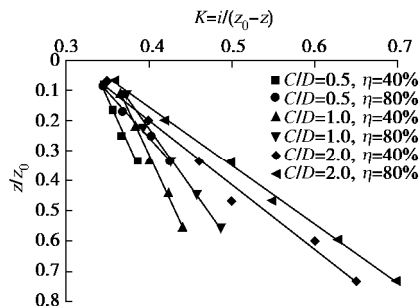


图 15 地中沉降槽宽度参数随深度变化关系

Fig. 15 Relationship between width parameter of subsurface settlement trough and depth

图 16 给出了 $C/D=2.0$ 工况隧道失稳时的地层横断面变形等值线图。对比图 16 (a)、(b) 可知, 在隧道拱顶处面板开口率越大对土的位移约束越小, 发生移动的土颗粒数量越多, 相应的地层变形范围越广。面板开口率越大, 地中沉降槽宽度参数随深度变化越剧烈, 相同时间内盾构开挖的土体越多, 引起的地层损失越大故地层沉降也越大。

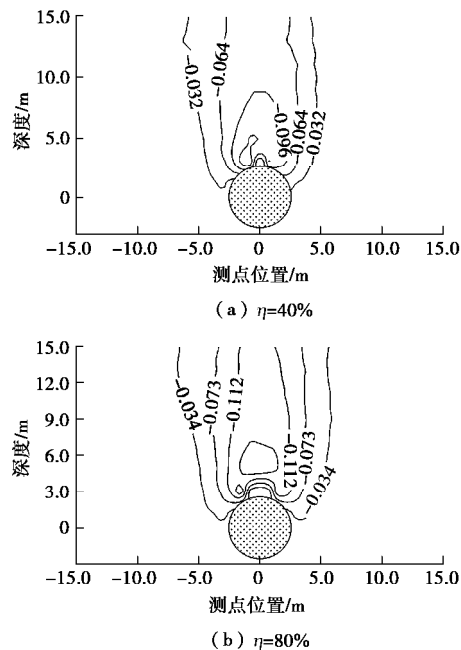


图 16 地层横断面变形等值线图

Fig. 16 Transverse deformations of ground

$C/D=2.0$ 条件下隧道失稳时的地表沉降情况如图 17 所示。由图 17 可知, 不同面板开口率情况下地表最大沉降均出现在掌子面正前方约 0.5 m 处 ($0.08D$), 沉降值则随面板开口率增加而增加: $\eta=40\%$ 时地表最

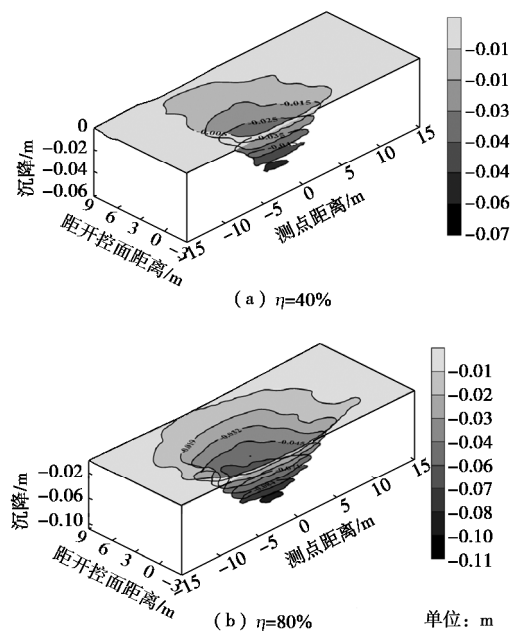


图 17 地表沉降曲面

Fig. 17 Surface settlements

大沉降约为 6.49 cm, $\eta=80\%$ 时地表最大沉降约为 11.42 cm。地表沉降范围也随刀盘开口率增加而增加。

(4) 刀盘转速对掌子面稳定性影响

以 $\eta=40\%$ 为例, 探讨了刀盘转速对掌子面稳定性的影响规律。每种埋深下, 均考虑了刀盘转速为 0.5, 1.0, 1.5 r/min 三种工况, 盾构机掘进速度均取 3.5 cm/min。由图 18 可知, 当刀盘转速较小时 (≤ 1.0 r/min), 掌子面极限支护压力随刀盘转速增大而增大, 且埋深越浅, 受影响程度越大。当刀盘转速增加到 1.5 r/min 时, 掌子面极限支护压力基本不随刀盘转速增加而增加。

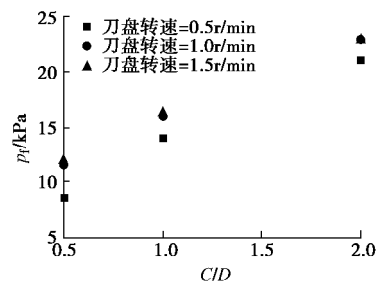


图 18 刀盘转速对掌子面稳定性影响

Fig. 18 Influence of rotating speed of cutterhead on face stability

掌子面极限支护压力随刀盘转速变化原因可以从施工参数变化规律得到解释。以 $C/D=2.0$ 工况为例, 盾构启动至掘进状态稳定过程中刀盘扭矩和千斤顶顶推力随刀盘转速变化规律如图 19 所示。由图 19 (a) 可知, 当刀盘转速从 0.5 r/min 增加到 1.5 r/min 时, 刀盘正面阻力基本没有变化, 表明面板对掌子面的支撑效应没有随刀盘转速变化。而由图 19 (b) 可知, 刀

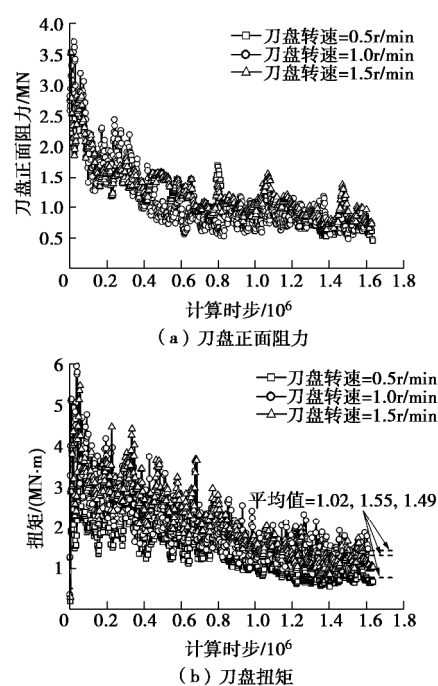


图 19 施工参数随刀盘转速变化规律

Fig. 19 Influence of rotating speed of cutterhead on thrust and torque

盘转速从 0.5 r/min 增加到 1.0 r/min 时, 刀盘扭矩从 1.02 MN·m 增加到 1.55 MN·m, 盾构施工对掌子面的扰动效应随之增大, 极限支护压力也增大。当转速从 1.0 r/min 增加到 1.5 r/min 时, 刀盘扭矩从 1.55 MN·m 变为 1.49 MN·m, 两种转速下盾构掘进对掌子面的扰动效应相差很小, 故掌子面极限支护压力也变化不大。

3.2 停机状态掌子面稳定性

土压盾构施工过程中往往需要停机以完成管片安装、机器维修 (如开仓换刀) 等作业流程。砂土地层由于自稳性差停机过程中仍有可能发生掌子面失稳, 需进行专门研究。采用前述离散元模型研究了砂土地层土压盾构停机状态下掌子面稳定性: 首先将支护压力设为隧道轴线处静止土压力并循环 2×10^7 时步, 盾构以平衡模式掘进一段距离充分考虑施工对地层的扰动效应; 然后将所有施工参数设置为零, 盾构停机; 最后不断减少支护压力直到隧道失稳, 并结合地层变形得到极限支护压力, 具体结果见表 3。

表 3 停机状态掌子面极限支护压力

η	C/D		
	0.5	1.0	2.0
40%	3.0	2.0	2.5
80%	7.5	6.5	7.0

同样采用无量纲参数 $p_i/(gD)$ 将计算结果与室内试验^[11-12]和理论分析^[3, 5, 8]进行了对比, 具体结果见图 20。由该图可知停机状态下掌子面极限支护压力基本不随隧道埋深变化与 Chambon 等^[11]、Kirsch^[12]的室内试验结果相吻合, 不同于考虑掘进过程时的变化规律。停机时面板开口率对 $p_i/(gD)$ 的影响显著大于掘进状态。由于面板的挡土效应, 停机时 $p_i/(gD)$ 小于 Kirsch^[12]室内试验和理论分析^[3, 5, 8], 但 $\eta=80\%$ 工况计算结果大于 Chambon 等^[11]室内试验。出现该现象的可能原因是 Chambon 等^[11]室内试验采用的砂土具有一定的黏聚力 ($0 < c < 5$ kPa), 增强了掌子面稳定性, 极限支护压力有所降低。最后对比表 2, 3 结果可知, 虽然面板支撑会增强掌子面稳定性, 但施工扰动会更大程度破坏地层结构削弱掌子面稳定性。

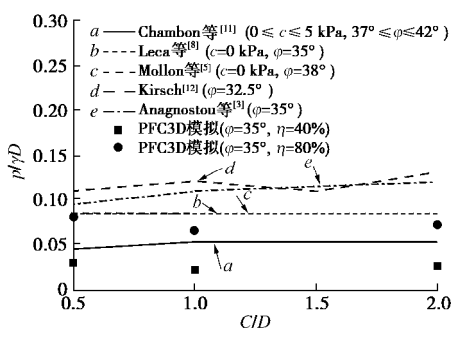


图 20 停机时掌子面极限支护压力随埋深变化关系

Fig. 20 Relationship between limit support pressure and buried depth when shield is stopped

4 结 论

砂土地层土压盾构隧道施工掌子面稳定性是工程关注的重点,其中极限支护力和失稳区分布是研究该问题的核心。考虑到既有研究主要从地层自身剪切破坏出发研究掌子面稳定性而忽略了盾构机动态施工过程对其影响,本文采用三维离散元方法建立了较为精密的土压盾构机模型分析了隧道施工过程中掌子面稳定性。通过引入三维动态柔性应力边界并结合地层变形可以精确得到掌子面极限支护压力。研究主要取得了以下4点结论。

(1)土压盾构动态掘进过程中 $p_t/(gD)$ 大于室内模型试验与理论研究,刀盘旋转切削土体会较大幅度削弱掌子面稳定性。极限支护压力随 C/D 基本线性增加。面板开口率越大,极限支护压力越大,但开口率对极限支护压力的影响随埋深增大不断减小。一定范围内,极限支护压力随刀盘转速增加而增加,此后趋于稳定。

(2)土压盾构停机时掌子面极限支护压力基本不随隧道埋深变化。由于面板的挡土效应, $p_t/(gD)$ 小于既有研究(Chambon 等^[11]试验除外)。 $\eta=80\%$ 时掌子面极限支护压力显著大于 $\eta=40\%$ 工况。

(3)砂土地层盾构隧道掌子面失稳机理根据隧道埋深可划分为3种模式: $C/D=0.5$ 时失稳区呈楔形直接发展到地表; $C/D=1.0$ 时失稳区先以楔形向上发展至拱顶再呈烟囱状直接延伸到地表; $C/D=2.0$ 时失稳区呈封闭的灯泡状向拱顶上方发展一段距离没有延伸到地表。埋深相同时,面板开口率越大失稳区范围越广。

(4)砂土地层地中沉降槽宽度参数沿隧道埋深基本呈线性增加。沉降槽宽度参数与地表沉降范围随刀盘开口率增大而增大,但开口率对沉降槽宽度参数影响随深度减小而减小,靠近地表处不同开口率条件下沉降槽宽度参数趋于一致。

参考文献:

- [1] HORN N. Horizontal earth pressure on the vertical surfaces of the tunnel tubes[C]// National Conference of the Hungarian Civil Engineering Industry. Budapest, 1961: 7 - 16.
- [2] BORERE W. Tunnel face stability and new CPT application[D]. Delft: Relft University, 2001.
- [3] ANAGNOSTOU G, KOVÁRI K. Face stability condition with earth pressure balanced shields[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1996, 11(2): 165 - 173.
- [4] KLAR A, OSMAN A S, BOLTON M. 2D and 3D upper bound solutions for tunnel excavation using 'elastic' flow fields[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2007, 31(12):1367 - 1374
- [5] 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.
- [6] ATKINSON J H, POTTS D M. Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil[J]. Géotechnique, 1977, 27(2): 203 - 215.
- [7] MOLLON G, DIAS D, SOUBRA A H. Rotational failure mechanism for the face stability analysis of tunnels driven by a pressurized shield[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2011, 35(12):1367 - 1374
- [8] ATKINSON J H, POTTS D M. Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil[J]. Géotechnique, 1977, 27(2): 203 - 215.
- [9] DAVIS E H, GUNN M J, MAIR F R, et al. The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material[J]. Géotechnique, 1980, 30(4): 397 - 416.
- [10] ATKINSON J H, POTTS D M. Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil[J]. Géotechnique, 1977, 27(2): 203 - 215.
- [11] CHAMBON P, CORTÉ J F. Shallow tunnels in cohesionless soil: stability of tunnel face[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 120(7): 1148 - 1164.
- [12] KIRSCH A. Experimental investigation of the face stability of shallow tunnels in sand[J]. Acta Geotechnica, 2010, 5(1): 43 - 62.
- [13] 陈仁朋, 李 君, 陈云敏, 等. 干砂盾构开挖面稳定性模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(1): 117 - 122. (CHEN Ren-peng, LI Jun, CHEN Yun-min, et al. Large-scale tests on face stability of shield tunnelling in dry cohesionless soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(1): 117 - 122. (in Chinese))
- [14] IDINGER G, AKLIK P, WU W, et al. Centrifuge model test on the face stability of shallow tunnel[J]. Acta Geotechnica, 2011, 6(2): 43 - 62.
- [15] 朱 伟, 秦建设, 卢廷浩. 砂土中盾构开挖面变形与破坏数值模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(8): 897 - 902. (ZHU Wei, QING Jian-she, LU Ting-hao. Numerical study on face movement and collapse around shield tunnels in sand[J].

- Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(8): 897 - 902. (in Chinese))
- [16] 高 健, 张义同, 乔金丽. 渗透力对隧道开挖面稳定性影响分析[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(10): 1547 - 1553. (GAO Jian, ZHANG Yi-tong, QIAO Jin-li. Face stability analysis of tunnels with consideration of seepage force[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(10): 1547 - 1553. (in Chinese))
- [17] MELIS M M J, MEDINA R L E. Discrete numerical model for analysis of earth pressure balance tunnel excavation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, 131(10): 1234 - 1242.
- [18] KARIM A S M M. Three-dimensional discrete element modeling of tunneling in sand[D]. Alberta: University of Alberta, 2007.
- [19] CHEN R P, TANG L J, LING D S, et al. Face stability analysis of shallow shield tunnels in dry sandy ground using the discrete element method[J]. Computers and Geotechnics, 2011, 38(2):187 - 195.
- [20] Itasca Consulting Group inc. Particle Flow Code in 3 dimensions, version 4.0[M]. Minnesota: Itasca Consulting Group inc, 2008.
- [21] 张凤祥, 朱合华, 傅德明. 盾构隧道[M]. 北京: 人民交通出版社, 2004. (ZHANG Feng-xiang, ZHU He-hua, FU De-ming. Shield tunnel[J]. Beijing: China Communications Press, 2004. (in Chinese))
- [22] 王洪新. 土压平衡盾构刀盘开口率选型及其对地层适应性研究[J]. 土木工程学报, 2010, 43(3): 88 - 92. (WANG Hong-xin. Type selection of the head aperture ratio of EPB shield cutterheads and adaptability to stratum characteristics[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(3): 88 - 92. (in Chinese))
- [23] 郭建涛. 粉土粉砂地层盾构掘进参数优化预测研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2009. (GUO Jian-tao. The study of shield tunneling parameters optimization and prediction on layer of silt and silty sand[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2009. (in Chinese))
- [24] MAIR. Centrifual modelling of tunnel construction in soft clay[D]. Cambridge: Cambridge University, 1979.
- [25] ZHANG C P, HAN K H, ZHANG D L. Face stability analysis of shallow circular tunnels in cohesive-frictional soils[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2015, 50(8): 345 - 357.
- [26] SALVADOR S, JIMENEZ R. A tunnel failure mechanism for layered ground, considering the possibility of partial collapse[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2015, 50(3): 182 - 192.
-

本期广告索引

- 封 2 重庆地质仪器厂
- 封 4 北京理正软件股份有限公司

DOI: 10.11779/CJGE201801020

土工格栅纵横肋的筋土承载特性分析

王家全, 陆梦梁, 周岳富, 张亮亮

(广西科技大学土木建筑工程学院, 广西 柳州 545006)

摘要: 为研究土工格栅纵横肋与砂土的界面受力特性, 进行了不同法向压力的格栅拉拔试验, 分别设计了横向与纵向剪除横肋的6种拉拔试验工况, 研究横肋减少对格栅受力、拉拔阻力峰值和位移及似摩擦系数的影响, 并分别对比了整体剪切和刺入剪切破坏模式下的格栅拉拔阻力, 揭示格栅筋土界面的相互作用机理。结果表明, 随着横肋的减少, 格栅拉拔阻力和似摩擦系数不断地变小; 横肋沿横向减少的格栅最大拉拔阻力大于横肋沿纵向减少的最大拉拔阻力, 完整横肋有助于筋土界面的加筋作用的充分发挥。理论计算格栅界面摩擦力约为18%~19%的试验拉拔阻力, 而试验获得的格栅界面摩擦力与试验拉拔阻力的比值为29%~33%, 横肋与土体挤压咬合产生的承载力分量占了总拉拔阻力的67%~71%, 横肋极大提高了土工格栅的拉拔阻力。

关键词: 土工格栅; 界面作用; 拉拔试验; 受力特性

中图分类号: TU433

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)01-0186-08

作者简介: 王家全(1981-), 男, 广西南宁人, 博士, 教授, 主要从事加筋结构、细观岩土力学、地基基础等方面的教学与研究工作。E-mail: wjquan1999@163.com。

Bearing characteristics of reinforced soil with longitudinal and transverse ribs of geogrids

WANG Jia-quan, LU Meng-liang, ZHOU Yue-fu, ZHANG Liang-liang

(College of Civil and Architectural Engineering, Guangxi University of Science and Technology, Liuzhou 545006, China)

Abstract: In order to study the stress characteristics of interface between longitudinal and transverse ribs of geogrids and sand, the pullout tests are carried out under different normal pressures. Six pull-out test conditions are designed by trimming ribs in the transverse and longitudinal directions. The effects of geogrid stress, pullout resistance peak and displacement and apparent friction coefficient are studied owing to reduction of transverse ribs, and the pullout resistances under two modes of general shear failure and punching shear failure are compared, which reveals the interaction mechanism of reinforced soil interface. The results show that with the decrease of the transverse ribs, the pullout resistance and apparent friction coefficient of geogrids are decreased. The maximum pullout resistance of geogrids that the ribs are reduced in the transverse direction is larger than that of the ribs reduced in the longitudinal direction. The full transverse ribs can contribute to the reinforcement effect of the interface. The skin friction component of theoretical calculation is about 18%~19% of the experimental pullout resistance, while the experimental skin friction component is about 29%~33% of the experimental pullout resistance, and the bearing capacity component of the transverse ribs accounts for 67%~71% of the total pullout resistance. The transverse ribs greatly improve the pullout resistance of geogrids.

Key words: geogrid; interface effect; pullout test; mechanical characteristic

0 引言

土工格栅是一种由纵肋和横肋构成的网状加筋土材料, 凭借其对土体有效的加筋作用, 近年来在工程上得到广泛的应用。目前, 加筋边坡和加筋挡墙的稳定计算中, 把筋材与土体的受力简化为界面摩擦作用力, 这是对于筋土界面作用机理的简化认识。这样的认识会导致加筋土技术在工程应用中存在较多隐患和产生不必要的浪费。所以, 对于筋土界面特性的研究

就显得极其重要, 能够有效地揭示筋土界面相互作用的特性, 为加筋土技术在工程中的应用提供设计参数, 推动加筋土技术的发展。

对于筋土界面的特性, 相关研究^[1-2]表明, 土工格

基金项目: 国家自然科学基金项目(51469005); 广西自然科学基金项目(2015GXNSFAA139257, 2017GXNSFAA198170); 广西科技大学研究生教育创新计划项目(GKYC201627)

收稿日期: 2016-10-28

栅对于土体的加筋作用主要来自于 3 个方面: ①纵肋条对于土的摩擦力; ②横肋条对于土的摩擦力; ③横肋条对于土的咬合力。前两个方面是取决于纵横肋的上下表面面积以及对其所在界面的土体的摩擦系数, 而第三方面不仅与界面所在土体颗粒粒径和形状有关, 还与格栅横肋与土体接触的横截面积和接触形式以及纵横肋节点凸起面积和节点高度有关。

Palmeira 等^[3]通过土工格栅拉拔试验研究发现, 在刚开始受力时, 土工格栅和界面土体的位移不大, 这个时候, 纵横肋上下表面与界面土体的摩擦力对于摩擦阻力的贡献占据大部分。随着位移的不断增大, 筋土的咬合力越来越显著, 当达到峰值的时候, 咬合力已经占据了摩擦阻力的主要部分。

国内外大量试验研究表明筋土界面的摩擦性质异常复杂。杨果林等^[4]通过对 4 种典型筋材(土工格栅、土工带、土工网和土工布)进行不同法向荷载作用下的拉拔试验, 得到了筋材在砂土中拔出的摩擦系数、临界摩擦强度、临界法向荷载试验值。Wilson-Fahmy 等^[5]通过大型拉拔试验得到了拉拔阻力与横肋、纵肋提供的摩擦力以及横肋提供的咬合力之间的公式。杨广庆等^[6]针对拉拔作用下土体产生的膨胀效应, 结合莫尔-库仑理论, 提出了新的拉拔阻力计算公式。陈榕等^[7]针对不同的上覆荷载, 通过室内拉拔试验, 对土工格栅表面摩擦力分布进行了研究, 获得了以时间为变量的格栅拉拔阻力函数。汪明元等^[8]研究了土工格栅与试验箱侧壁距离、拉拔速率、上覆荷载大小等试验条件因素对筋土界面拉拔性状的影响。蔡剑韬^[9]进行了土工格栅与膨胀土的拉拔试验, 将拉拔过程分为 3 个阶段, 并研究了静摩擦力在筋土界面抗剪强度所占的比重。

格栅与土体的界面作用特性与土的含水率、法向荷载、格栅横肋间距与筋材肋宽比值(S/D)等因素密切相关。Bergado 等^[10]通过拉拔试验研究发现, 拉拔阻力的 10%~15%来源于纵肋的摩擦作用力, 其余部分由横肋提供; 在低法向应力作用下, 格栅接近于刺入剪切破坏, 在较高法向应力作用下, 格栅接近于整体承载破坏。

本文针对界面筋材的受力和变形展开研究, 分析在拉拔阻力的作用下砂土和筋材的界面受力特性, 研究拉拔过程中双向格栅的纵肋和横肋对界面受力的变化规律, 以及横肋和纵肋的变形协调情况, 为实际工程应用提供更有意义的设计参数。

1 试验介绍

1.1 拉拔试验装置

本次拉拔试验采用的试验装置是自行研发的拉拔试验装置, 如图 1 所示。拉拔试验箱的内部尺寸为 600 mm×400 mm×500 mm(长×宽×高)。试验箱正面设有尺寸为 400 mm×200 mm(长×高)的钢化玻璃, 可观测拉拔试验中土体位移变形情况。水平加载系统包括了控制台内部的拉拔电机、伸缩杆上的位移传感器、伸缩杆末端的滑动弹簧夹具, 以及在最右端的位移传感器。竖向加载系统主要是由电动油泵、液压杆、液压板和油压表组成。



图 1 拉拔试验装置

Fig. 1 Pull-out test devices

1.2 试验材料参数

试验土料采用的是柳州本地河砂, 选用含水率为 3.93%的砂土进行拉拔试验。它的粒径累计曲线如图 2 所示, 所采用的砂土的不均匀系数为 $C_u=8.44$, 曲率系数为 $C_c=1.15$ 。该砂土的级配良好。

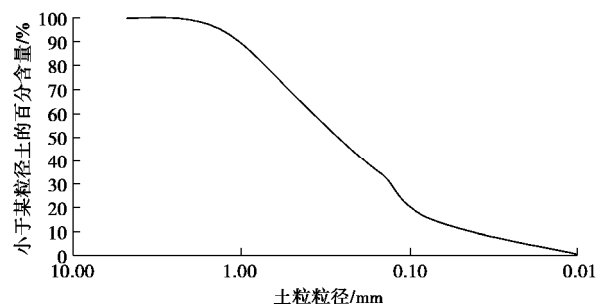


图 2 粒径累计曲线

Fig. 2 Cumulative curve of particle sizes

试验加筋材料采用的是山东省肥城市肥城联谊工程塑料有限公司生产的双向土工格栅, 如图 3 所示, 其型号为 TGSG-30, 该土工格栅的具体技术指标见表 1。

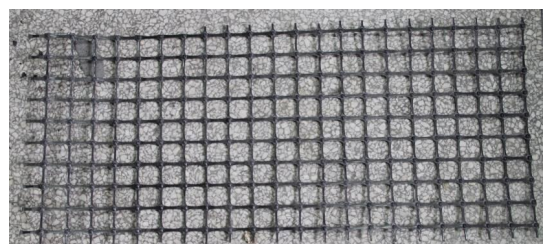


图 3 土工格栅

Fig. 3 Geogrid

1.3 试验方法和试验工况

参考《公路工程土工合成材料试验规程》(JTGE50—2006)^[11]的相关要求,开展土工格栅的拉拔试验,采集土工格栅拉拔阻力及拉拔位移等相关试验数据,并计算筋土界面作用参数。

拉拔试验首先在模型箱内进行预埋土料,通过平水尺进行找平并用液压板进行预压,然后埋入土工格栅,通过伸缩杆的前端夹具将土工格栅的一侧固定,在格栅上覆砂土100 mm,并通过液压系统施加15 kPa竖向荷载进行压实,经量测,上覆砂土容重约为16.96 kN/m³。通过仪器的控制面板设置参数,随后通过收缩伸缩杆进行拉拔试验。本次拉拔试验采用的拉拔速度为4 mm/min。

根据试验箱的大小本次试验嵌入砂土中的土工格

栅的范围为600 mm×380 mm(长×宽),共10条纵肋和15条横肋(即横向9个单元格和纵向15个单元格)。通过沿着横向和纵向分别减少嵌固长度范围内0,1/3,2/3和1的横肋来分析在拉拔过程中横肋和纵肋对于筋土界面的受力变化规律。具体横肋减少方式和试验工况如表2所示。

1.4 试验参数计算

在试验过程中筋土界面受到的压力主要来自两个方面,一方面是界面以上部分土的自重,另一方面是施加的法向荷载。

土工格栅从筋土界面缓慢拔出过程中受到的拉拔阻力可分为两个部分构成:①格栅表面与砂土滑动产生的界面摩擦力分量;②格栅拉拔时横肋与土体挤压咬合产生的承载力分量。因此,筋土界面的极限拉拔

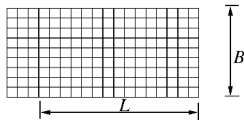
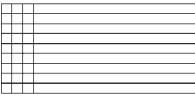
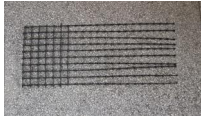
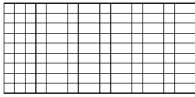
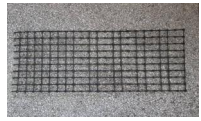
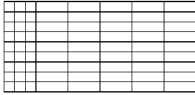
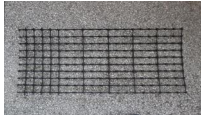
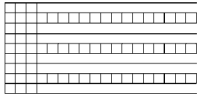
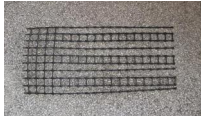
表1 土工格栅技术指标

Table 1 Technical indices of geogrid

每延米纵向拉伸 屈服力/(kN·m ⁻¹)	每延米横向拉伸 屈服力/(kN·m ⁻¹)	网孔尺寸(纵×横) mm	横肋宽度 /mm	纵肋宽度 /mm	横肋厚度 /mm	纵肋厚度 /mm	节点尺寸 /mm
32.8	32.5	36.0×40.0	3.0	4.0	2.0	1.5	5.0×5.0

表2 土工格栅工况

Table 2 Geogrid conditions

工况	格栅形式	实物
工况一(完整格栅)		
工况二(横肋全去)		
工况三(横肋沿横向减少 1/3)		
工况四(横肋沿横向减少 2/3)		
工况五(横肋沿纵向减少 1/3)		
工况六(横肋沿纵向减少 2/3)		

阻力为

$$P_r = P_{rs} + P_{rb}, \quad (1)$$

式中, P_r 为筋土界面的极限拉拔阻力 (kN), P_{rs} 为格栅表面与砂土滑动产生的界面摩擦力分量 (kN), P_{rb} 为格栅拉拔时横肋与土体挤压咬合产生的承载力分量。

在拉拔力 T 的作用下, 筋土界面所受到的拉拔阻力为 P_r , 则 $P_r = T$ 。而筋土界面处的摩阻应力为

$$t_{sg} = \frac{P_r}{2LB}, \quad (2)$$

式中, t_{sg} 为筋土界面所受到的摩阻应力 (kPa), B , L 分别为筋材嵌固横向宽度和纵向长度 (m)。

为了更加直观地体现不同方式减少横肋对于筋土界面的影响, 引入了似摩擦系数这一概念。随着横肋以不同形式不同比例的减少, 筋土界面的似摩擦系数也会随着改变。似摩擦系数 f^* 为

$$f^* = \frac{t_{sg}}{s'_n} = \frac{P_r}{2s'_n LB}, \quad (3)$$

式中, f^* 为筋土界面的似摩擦系数, s'_n 为施加在格栅界面上总的有效法向压力 (kPa), 由下式计算:

$$s'_n = s_s + s_n, \quad (4)$$

式中, s_s 为上覆土体施加给筋材的法向压力 (kPa); s_n 为施加在上覆土体上的法向压力 (kPa)。

2 试验结果分析

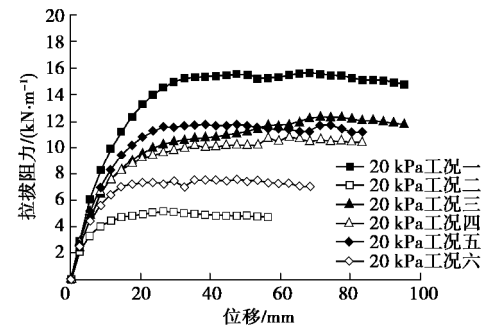
2.1 横肋减少对格栅拉拔受力的影响

在不同法向荷载作用下, 以不同横肋减少方式的格栅被拉拔仪器以恒定的速率拉出得到的拉拔阻力曲线如图 4 所示。通过图 4 (a) ~ (c) 可以看到格栅的拉拔过程分为 3 个阶段: 初期为线性阶段; 中期为过渡阶段; 后期为磨合阶段。

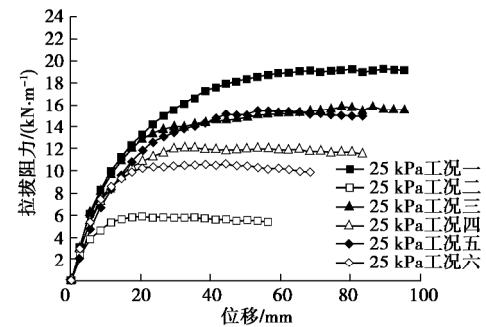
在拉拔初期, 拉拔阻力呈线性快速增加。除了工况二 (横肋全去) 外, 其他几种形式的格栅拉拔阻力增长大小相差不大。总的来说, 在这一阶段, 相同位移而不同工况的拉拔阻力随着横肋的减少而减小, 而且拉拔阻力的减小与横肋减少方式无关。

由于格栅整体在拉拔初期并未充分发挥加筋效果, 过渡阶段中的格栅的加筋效果慢慢得到彻底的体现, 而且不同工况下拉拔阻力呈现差异性发展。(工况五和工况六) 横肋沿纵向减少的拉拔阻力会迅速增长至过渡阶段的最大值, 在同等位移条件下, 有时甚至会超过 (工况三和工况四) 横肋沿横向减少的格栅拉拔阻力。但是 (工况三和工况四) 沿横向减少的格栅的过渡阶段的最大拉拔阻力大于 (工况五和工况六) 横肋沿纵向减少量相同的过渡阶段最大拉拔阻力。这说明在拉拔过程中, 即使横肋的减少, 拉拔阻力增长

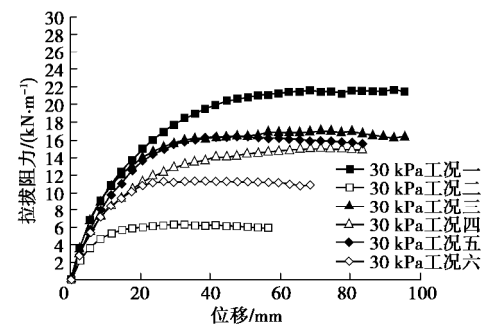
变得缓慢, 但是完整的横肋能够使得格栅整体加筋效果得到充分的发挥。



(a) 20 kPa法向荷载



(b) 25 kPa法向荷载



(c) 30 kPa法向荷载

图 4 不同荷载作用下拉拔阻力与位移的关系

Fig. 4 Relationship between pullout resistance and displacement under different normal stresses

磨合阶段的拉拔阻力有微弱的上下起伏, 但整体上会呈现先升后降的趋势, 拉拔阻力在达到最大值之后, 由于筋材嵌固面积减少, 拉拔阻力开始缓慢的减小。这个阶段, 拉拔阻力的增加主要是格栅与土体之间相互磨合, 慢慢使得筋土界面的拉拔阻力达到最大值。

综上所述, 横肋减少量影响整个拉拔过程, 随着横肋的减少, 格栅受到的拉拔阻力不断地变小。而横肋减少方式对拉拔的后两个阶段影响显著; 完整横肋能使得筋土界面的加筋作用得到充分的发挥, 并且随着横肋数不断地减少, 这一特征更加明显。在加筋挡墙方面, 墙体的倒塌 (特别是筋材拔出导致的墙体倒塌) 类似于筋材的拉拔。因此在筋材选用方面, 若是

希望减少横肋在筋材纵向的破坏,以便筋材横肋提供更大的承载力,则宜选用横肋间距稍微大一点,而纵肋间距须小一点的土工格栅,这样不仅容易保证横肋完整性,更能防止因横肋在纵向损坏导致的界面拉拔摩阻力迅速减小,筋材拔出而产生墙体的破坏。

2.2 横肋变化与拉拔峰值及拉拔位移的关系

图5所示在不同法向应力作用下各个工况的拉拔阻力峰值。从整体上可以看出,法向应力的不断增加,相同工况下的拉拔阻力峰值也在不断地增加。这种增加量随着法向应力的增加而越来越小。工况一(完整格栅)的拉拔阻力峰值在25 kPa法向应力下比20 kPa条件下则提升了22.91%,而30 kPa法向应力作用下比25 kPa条件下提升了11.97%;对应法向应力情况,工况二(横肋全去)下分别提升了14.21%和7.11%。可以看出,拥有完整横肋的土工格栅不仅比横肋全去的土工格栅拉拔阻力峰值大的多,而且之间的差值会越来越大。另外,由图5可知,在相同法向应力作用下,相同横肋减少量的土工格栅沿着横向(如工况三和工况四)减少比沿着纵向(如工况五和工况六)减少的拉拔阻力峰值要大一些,并且随着横肋减少量的增加,这种差距越来越大。

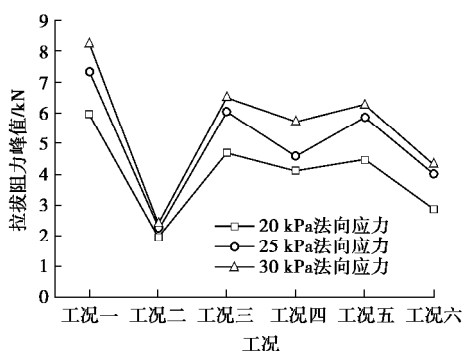


图5 拉拔阻力峰值

Fig. 5 Peak values of pullout resistance

土工格栅在拉拔过程中,拉拔阻力来源于筋材界面摩擦力 P_{fs} 和横肋的承载力分量 P_{fb} ,其随拉拔位移不断增长而逐渐达到峰值,法向压力和格栅纵横肋等条件变化均会引起达到拉拔阻力峰值时对应的拉拔位移存在不确定性。

因为工况二(横肋全去)属于无横肋情况,拉拔阻力主要由筋材界面摩擦力 P_{fs} 构成;其他工况都保留有横肋存在,拉拔阻力由筋材界面摩擦力 P_{fs} 和横肋的承载力分量 P_{fb} 共同构成。为了分析横肋变化引起峰值位移的变化规律,选取了工况二(横肋全去)达到拉拔阻力峰值时的位移值作为参考。当工况二(横肋全去)达到拉拔阻力峰值时,其他五种工况的拉拔阻力在此拉拔位移之后的增长量,可认为主要是由横

肋的承载力提供,筋土界面的摩擦力基本保持不变,此时,试验发现其他工况的拉拔阻力已经至少达到70%以上的极限拉拔阻力。为了更好地评价筋土界面的横肋对拉拔峰值位移的影响,定义一个评价系数 k_i :

$$k_i = \frac{T_i}{S_0}, \quad (5)$$

式中, S_0 和 T_i 为在工况二(横肋全去)下最大拉拔力对应的位移值(mm)以及在此位移值时其他工况对应的拉拔力(kN)。

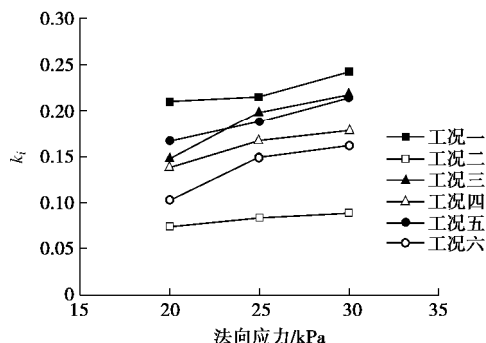


图6 系数 k_i

Fig. 6 Values of coefficient k_i

系数 k_i 与法向应力的关系如图6所示, k_i 值随着法向应力的增长而增长。图6表明,以工况二的拉拔峰值位移作为基准,横肋保留越多,对应的拉拔阻力越大,系数 k_i 越大,横肋发挥的承载力分量占总拉拔阻力的比重越大。此外,除了工况二(横肋全去)的 k_i 值沿着直线平缓增长外,其他工况的 k_i 值均随法向压力增大而明显增长,表明均受到了横肋与砂土之间承载力的显著影响。由于横肋提供了较大的承载力分量,使得拥有横肋的格栅 k_i 值的增长要显著大于工况二(横肋全去)的情况。其中,工况三的 k_i 值在20, 25, 30 kPa法向应力作用下比工况二分别提高了0.98倍、1.36倍、1.44倍。在30 kPa法向应力作用下相同横肋减少量,横肋沿横向减少要比沿纵向减少的 k_i 值大,并且随着横肋减少量的增加,差距不断拉大,如工况四的数值大于工况六的数值,表明横肋的存在有利于发挥格栅拉拔阻力,且在格栅拉拔后期横肋发挥了主要作用。

2.3 格栅似摩擦系数变化规律

图7为似摩擦系数与横肋减少比例的变化图。横肋的减少导致筋土界面的似摩擦系数不断减少。如图7所示,横肋沿着纵向减少,其似摩擦系数是沿着近似直线的下降,而横肋沿着横向减少,其似摩擦系数曲线呈现“凸”型,特别是当横肋减少2/3的时候,这种“凸”型特征更加明显。这是由于拉拔阻力的作用下,相邻单元格的横肋与横肋之间会形成一种协调

作用, 使得拉拔阻力更好发挥。如果横肋是沿着纵向减少的话, 各横肋沿纵向相互独立, 无法借助相邻横肋单元的协调作用。而若横肋是沿着横向减少, 则这种协调中作用会使拉拔阻力增大, 从而提高筋土界面的似摩擦系数。

从图7中可以看出, 随着法向应力的增大, 筋土界面的似摩擦系数有缓慢下降趋势。25 kPa 法向应力作用下筋土界面的似摩擦系数比 20 kPa 的减少了 2%~10%, 而当法向应力增大到 30 kPa 时, 相比较 25 kPa 条件下的似摩擦系数减少了 5%~20%。这种减少趋势随着横肋的不断减少而更加明显。在横肋减少量相同情况下, 沿着横向减少的土工格栅的似摩擦系数比沿着纵向减少的土工格栅的高。它们之间的差值随着横肋的减少量越大而差距越大, 直至横肋全去这一工况。这充分体现了完整横肋在筋土界面的重要作用。在挑选横肋间距比较大的格栅作为承受拉拔阻力加筋结构的筋材时, 特别是钢塑土工格栅, 横肋受力时节点焊接处容易掉落, 从而使得横肋不能发挥有效的承载力作用, 应当选用横向拉伸强度更高节点强度更大的格栅类型。

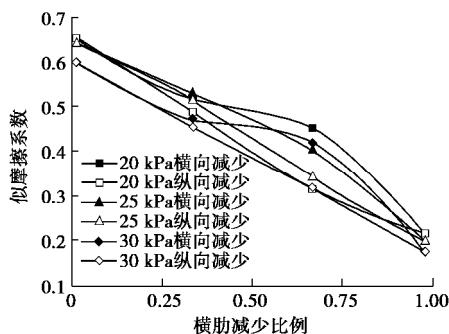


图7 似摩擦系数变化曲线

Fig. 7 Change curves of apparent friction coefficient

2.4 格栅横肋与纵肋受力理论分析与讨论

在1.4节中式(1)给出了土工格栅极限拉拔阻力 P_r 主要由格栅表面与砂土滑动产生的界面摩擦力分量 P_{rs} 和横肋与土体挤压咬合产生的承载力分量 P_{rb} 构成。其中, 格栅表面的界面摩擦力分量 P_{rs} 可由下式计算:

$$P_{rs} = 2a_s LBs'_n \tan d \quad (6)$$

式中, d 为土与格栅的界面摩擦角 ($^\circ$), a_s 为格栅实体表面积相对嵌固面积的分数, 其余符号同前。

横肋的承载力分量 P_{rb} 可由下式计算:

$$P_{rb} = a_b \frac{L}{S} B t_b s_b \quad (7)$$

式中, a_b 为计算格栅横肋承载力分量时可用前端面积的分数, S 为格栅横肋的间距 (m), L/S 表示嵌固段中横肋的条数, t_b 为横肋的厚度 (m), s_b 为作用在

横肋单元上的承载应力 (kPa)。

而作用在横肋单元上的承载力 s_b 主要受加筋土的破坏模式影响。目前存在两种典型的破坏模式, 分别是 Peterson 等^[12]提出的整体剪切破坏模式和 Jewell 等^[13]提出的刺入剪切破坏模式。其中, 整体剪切破坏模式是基于条形浅基础极限承载力的 Prandtl 求解, 然而, 格栅横肋在拉拔受力时并不完全符合浅基础的受力特征。整体剪切破坏模式中的承载应力 s_b 可通过下式计算:

$$s_b = e^{\pi \tan j} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{j}{2} \right) s'_n \quad (8)$$

式中, φ 为土体的内摩擦角 (rad)。

Jewell 等^[13]提出的刺入破坏模式, 与土的内摩擦角密切相关, 刺入破坏模式中的承载应力 s_b 可通过下式计算:

$$s_b = e^{(\pi/2 + j) \tan j} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{j}{2} \right) s'_n \quad (9)$$

已有研究发现^[13], 整体剪切破坏模式和刺入剪切破坏模式分别为拉拔阻力中的承载力分量提供上限和下限。在本文研究中, 采用以上理论计算方法, 分别通过式(6)~(8)计算横肋的承载力分量 P_{rb} 和格栅表面的界面摩擦力分量 P_{rs} 。理论计算结果与试验对比结果见表3和图8。在计算中采取的相关数值: $a_s = 0.172$; $a_b = 1$; $d = 31.6^\circ$, $\varphi = 34.8^\circ$ (分别通过室内直剪试验获取); 考虑格栅节点凸起因素, 按面积相等原则, 确保等效的横肋矩形面积与实际的横肋面积相等, 等效横肋厚度 $t_b^{\text{eq}} \approx 2.2 \text{ mm}$ 。

图8给出了试验获得拉拔阻力-法向压力的关系曲线, 同时分别根据 Peterson 等提出的整体剪切破坏理论和 Jewell 等提出的刺入剪切破坏理论提出的公式计算获得拉拔阻力-法向压力的上限和下限曲线。可以发现, 试验结果大小处于横肋承载力理论计算获得的上限与下限范围内。实际上, Peterson 等提出的筋材横肋受力破坏理论来源于普朗特 (Prandtl) 地基极限承载力理论, 普朗特理论针对的是条形浅基础的极限承载力破坏情况, 而格栅横肋拉拔受力时某种程度上与条形深基础受力相类似, 因此图8中的理论拉拔阻力上限与下限范围相对试验拉拔阻力结果而言, 有相对较大的宽度范围。

从表3可以发现, 在不同法向压力作用下, 理论计算的格栅界面摩擦力大约为 18%~19%的试验拉拔阻力。Moraci 等^[14]通过3种格栅拉拔试验发现理论计算格栅表面摩阻力占总拉拔阻力的比例为 8%~19%, 包承钢^[1]研究发现比值为 10%~15%。本文 $P_{rs}^{\text{试验}}/P_r^{\text{试验}}$ 所得比值与 Moraci 等和包承钢等研究相比较为接近, 可认为结果较合理。

表 3 在不同法向压力下理论与试验的拉拔阻力

Table 3 Theoretical and experimental pullout resistance under different normal stresses

施加法向压 力/kPa	拉拔阻力/kN					
	$P_{rs}^{理论}$	$P_{rs}^{理论} + P_{rb}^{理论}$		$P_{rs}^{试验}$	$P_r^{试验}$	$P_{rs}^{理论} / P_r^{试验}$
	公式(6)	公式(8)	公式(9)	(工况二)	(工况一)	$P_{rs}^{试验} / P_r^{试验}$
20	1.047	9.885	3.412	1.97	5.980	18%
25	1.288	12.163	4.199	2.25	7.350	18%
30	1.530	14.441	4.985	2.41	8.230	19%

此外，工况二为无横肋的拉拔情况，其所得拉拔阻力可认为全部由格栅表面摩阻力提供，因此可计算 $P_{rs}^{试验} / P_r^{试验}$ 的比值。表 3 给出了试验获得的 $P_{rs}^{试验} / P_r^{试验}$ 比值为 29%~33%，相应横肋承载力与拉拔阻力的比值为 67%~71%，孙训海^[15]在格栅与砂土拉拔室内试验中研究了格栅表面摩阻力和横肋承载力对拉拔阻力的贡献大小，分别进行了单肋拉拔和双肋拉拔以及剪除横肋的拉拔对比试验，认为格栅表面摩阻力占拉拔阻力的比例 25%~40%，且较为接近 25%，这与本文试验结果较为吻合。此外，本文试验结果表明，横肋提供的承载力分量 P_{rb} 占了总拉拔阻力的 67%~71%，说明横肋的存在，极大的提高了土工格栅的拉拔阻力，是格栅受力的关键部位之一，在现场施工中需特别注意避免施工损伤横肋，以免造成加筋结构的安全性不足。

对比 $P_{rs}^{试验} / P_r^{试验}$ 和 $P_{rs}^{理论} / P_r^{试验}$ ，结合本文计算结果，两者之间相差 10%~15%，尚存在较明显的差值，表明理论计算与实际试验之间仍需进一步深入研究。理论计算差值的存在，一方面在于计算参数的选取，特别是界面摩擦角 d 和土体内摩擦角 φ 对计算结果有较大影响；另一方面在于实际试验中，试验过程受各种因素干扰，如模型的尺寸效应、模型箱侧壁摩擦、前墙的阻挡以及法向压力的不均匀等等均会影响试验结果的精度。

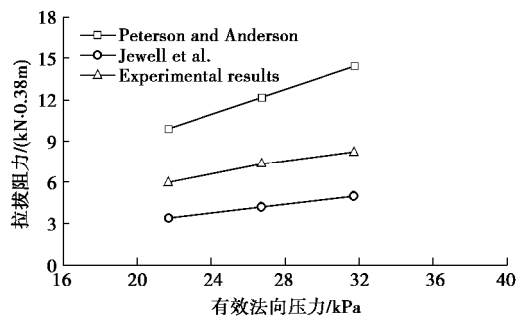


图 8 理论与试验拉拔阻力

Fig. 8 Theoretical and experimental pullout resistances

3 结论与建议

在不同法向荷载作用下对 6 种横肋减少方式的格

栅进行室内拉拔试验，分析土工格栅横肋和纵肋在拉拔作用时的作用规律，得到如下 4 点结论。

(1) 随着横肋的减少，格栅受到的拉拔阻力不断地变小；沿横向减少的格栅的最大拉拔阻力大于横肋沿纵向减少的最大拉拔阻力，表明完整横肋有助于筋土界面的加筋作用的充分发挥。

(2) 格栅的极限拉拔阻力随法向应力的不断增加而不断地增大，但横肋减少越多，对应格栅的拉拔阻力随法向应力增大的增量越小。

(3) 横肋的减少导致筋土界面的似摩擦系数不断的减小；随着法向应力的增大，筋土界面的似摩擦系数有缓慢下降趋势；在横肋减少量相同情况下，沿着横向减少的土工格栅的似摩擦系数比沿着纵向减少的土工格栅的高，且横肋减少愈多，差距愈大。

(4) 试验获得的拉拔阻力处于整体剪切破坏和刺入剪切破坏理论计算获得的上限与下限范围内；通过理论计算的格栅表面摩阻力大约为 18%~19%的试验拉拔阻力，而试验获得的格栅表面摩阻力与试验拉拔阻力的比值为 29%~33%，两者之间相差 10%~15%；横肋提供的承载力分量占了总拉拔阻力的 67%~71%，表明横肋的存在，极大地提高了土工格栅的拉拔阻力。

参考文献:

[1] 包承纲. 土工合成材料界面特性的研究和试验验证[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(9): 1735 - 1735. (BAO Cheng-gang. Study on characteristics of geosynthetics interface and its testing validation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(9): 1735 - 1735. (in Chinese))

[2] 王子鹏, 贾 梓. 土工格栅横肋在加筋作用中贡献的试验研究[J]. 长江科学院院报, 2014, 31(3): 84 - 86. (WANG Zi-peng, JIA Zi. Pull-out test on the contribution of geogrid Ribs to reinforcement effect[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2014, 31(3): 84 - 86. (in Chinese))

[3] PALMEIRA E M. Soil-geosynthetic interaction: Modelling

- and analysis[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2009, **27**(5): 368 - 390.
- [4] 杨果林, 王永和. 加筋土筋材工程特性试验研究[J]. *中国公路学报*, 2001, **14**(3): 11 - 16. (YANG Guo-lin, WANG Yong-he. Study of engineering of characteristics of material used reinforced earth[J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2001, **14**(3): 11 - 16. (in Chinese))
- [5] WILSON-FAHMY R F, KOERNER R M, SANSONE L J. Experimental behavior of polymeric geogrids in pullout[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1994, **120**(4): 661 - 677.
- [6] 杨广庆, 李广信, 张保俭. 土工格栅界面摩擦特性试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2006, **28**(8): 948 - 952. (YANG Guang-qing, LI Guang-xin, ZHANG Bao-jian. Experimental study on friction characteristics of geogrid interface[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, **28**(8): 948 - 952. (in Chinese))
- [7] 陈 榕, 栾茂田, 赵 维, 等. 土工格栅拉拔试验及筋材摩擦受力特性研究[J]. *岩土力学*, 2009, **30**(4): 960 - 964. (CHEN Rong, LUAN Mao-tian, ZHAO Wei. Study on stress characteristics of geogrid pullout friction test and reinforcement[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2009, **30**(4): 960 - 964. (in Chinese))
- [8] 汪明元, 包承纲, 丁金华, 等. 试验条件对土工格栅与膨胀土界面拉拔性状的影响[J]. *岩土力学*, 2008, **29**(11): 442 - 448. (WANG Ming-yuan, BAO Cheng-gang, DING Jin-hua, et al. Effect of some test conditions on pull-out behaviors of interface between geogrids and compacted expansive soils[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2008, **29**(11): 442 - 448. (in Chinese))
- [9] 蔡剑韬. 土工格栅加筋膨胀土拉拔试验研究[J]. *岩土力学*, 2015, **36**(增刊 1): 204 - 208. (CAI Jian-tao. Pull-out test on interface behavior between expansive soils and geogrids[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2015, **36**(S1): 204 - 208. (in Chinese))
- [10] BERGADO D T, SHIVASHANKAR R, ALFARO M C, et al. Interaction behaviour of steel grid reinforcements in a clayey sand[J]. *Géotechnique*, 1993, **43**(4): 589 - 603.
- [11] JTG E50—2006 公路工程土工合成材料试验规程[S]. 2016. (JTG E50—2006 Test methods of geosynthetics for highway engineering[S]. 2016. (in Chinese))
- [12] PETERSON L M, ANDERSON L R. Pullout resistance of welded wire mats embedded in soil[D]. Logan: Utah State University, 1980.
- [13] JEWELL R A, MILLIGAN G W E, SARSBY R W, et al. Interaction between Soil and Geogrids[C]// *Proceeding from the Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering*. London: 1984: 18 - 30.
- [14] MORACI N, GIOFFRÈ D. A simple method to evaluate the pullout resistance of extruded geogrids embedded in a compacted granular soil[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2006, **24**(2): 116 - 128.
- [15] 孙训海. 土工合成材料界面特性研究[D]. 天津: 天津大学, 2005. (SUN Xun-hai. Study on characteristics of interface interaction between geosynthetics and soil[D]. Tianjin: Tianjin University, 2005. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201801021

Coulomb 模型下考虑墙体侧向位移的土压力计算

谢涛^{1,2}, 罗强^{1,2}, 张良^{1,2}, 蒋良淮^{1,2}, 连继峰^{1,2}

(1. 西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031; 2. 高速铁路线路工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031)

摘要: 墙体侧向位移对土压力有显著影响。基于墙体位移-土压力关系是墙后土体应力应变特征的宏观体现这一基本认识, 通过构建 Coulomb 土压力模型下的几何与平衡方程, 将直剪试验中微观的土体单位长度剪切位移 ε 同剪应力 τ 关系转化成宏观上的墙体位移与土压力曲线, 推导了极限位移可求、涵盖主动至被动状态全过程的墙体位移-土压力计算模型。分析表明: 滑移区范围、初始应力状态及土体的 ε - τ 关系是影响墙体位移-土压力曲线的核心要素; 相对于主动区, 被动区范围对墙土摩擦作用更加敏感, 导致静止与被动状态之间的位移-土压力关系受墙土摩擦影响更加显著; 墙后土体初始应力状态对墙体位移的影响主要体现为静止土压力系数 K_0 , 随着 K_0 的增大主动与被动状态下的墙体位移相应增加和减小; 极限状态下墙体位移与工程经验吻合, 理论模型能基本反映土压力随位移的变化规律。

关键词: 墙体位移-土压力曲线; Coulomb 土压力模型; 剪切位移-剪应力; 滑移区范围; 初始应力状态

中图分类号: TU432

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)01-0194-07

作者简介: 谢涛(1991-), 男, 博士研究生, 主要从事土力学及路基工程方面的研究。E-mail: 1535009557@qq.com。

Relationship between earth pressure and wall displacement based on Coulomb earth pressure model

XIE Tao^{1,2}, LUO Qiang^{1,2}, ZHANG Liang^{1,2}, JIANG Liang-wei^{1,2}, LIAN Ji-feng^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031; 2. MOE Key Laboratory of High-Speed Railway Engineering, Chengdu 610031, China)

Abstract: The magnitude of earth pressure is greatly influenced by wall displacement. Based on the viewpoint that the relationship between wall displacement and lateral earth pressure is the macroscopic embodiment of soil stress-strain behavior, the relationship between soil shear displacement and shear stress is transformed into the wall displacement-earth pressure curve by using the geometric and equilibrium equation. The analysis indicates that the wall displacement-lateral earth pressure curve is primarily governed by the active or passive zones, initial stress state of retaining soil mass and soil stress-strain behavior. The passive zone is more easily changed with the interface friction angle compared with the active one, making that the wall displacement-lateral curve from the initial state to the passive state is affected by the interface friction angle more significantly. The influence of initial earth pressure state lies in the lateral pressure coefficient K_0 at rest, and the required wall displacement reaching the active state tends to grow with the increase of K_0 , while the required displacement reaching the passive state tends to decline. Reasonable agreement between the results of model tests and the predicted values using the proposed method shows that the solution can provide accurate relationship between lateral earth pressures and wall displacement.

Key words: wall displacement-earth pressure curve; Coulomb earth pressure model; shear displacement-shear stress; active or passive zone; initial stress state

0 引言

通常, 在讨论土力学稳定问题时, 变形条件一般不予关注, 土压力的研究亦是如此^[1]。Rankine 以点应力状态为出发点, 得到了主动与被动状态下的土压力计算式。然而, 因其不能考虑墙土摩擦的影响, 其运用范围不如基于刚体平衡原理的 Coulomb 土压力理论, 特别是在被动土压力的计算中, 墙土摩擦的忽略会使得被动区明显偏小, 导致土压力被严重低估。实

际上, 墙体侧向位移对土压力影响巨大。例如, 连续桥梁中因温度变化引起的梁体伸缩变形, 导致桥墩侧移, 其承受的土压力大小与伸缩量紧密相关^[2]。并且, 高速铁路的发展促使深锚固、强约束式的支挡结构被越来越多的运用于陡坡地基路段中, 其墙体侧向位移

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目

收稿日期: 2016-10-19

是否足以使土体达到极限状态,设计中能否按主动土压力进行计算等问题已越来越多的被关注,而这些传统的 Coulomb 和 Rankine 理论均不能考虑。

有研究者^[3-5]根据土体内摩擦角的发挥程度与墙体位移的关系,来建立考虑位移的土压力计算方法,但由于需要通过试验或经验确定主被动状态下墙体侧向位移,其应用受到限制。多数研究者及设计规范则直接假定图 1 所示的位移-土压力曲线方程。包括指数函数^[6-7]、幂函数^[8-9]以及双曲线^[2,10-11]。然而,上述理论^[2-11]均需对极限状态下的墙体侧向位移进行不同程度的假设,或通过试验确定。事实上,受土类及密实度影响,极限状态下的墙体侧向位移往往差异较大。并且, Duncan 等^[2]认为相同位移下,静止与被动中间状态下的土压力随土体模量的增加而增大,而静止与主动状态之间的则随之减小。Potts 等^[12]的数值分析表明,初始应力状态对墙体侧向位移也有影响,对于超固结状态硬黏土,静止土压力系数 K_0 可达 2,达到主动与被动状态的侧向位移接近,意味着 K_0 越大达到被动状态所需位移越小,而主动状态则越大。

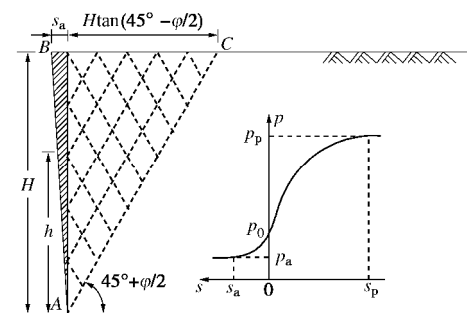


图 1 位移-土压力曲线示意图

Fig. 1 Earth pressure-displacement curves

Terzaghi^[1]基于 Rankine 土压力模型,将主动区以外土体当成刚体,对处于主动状态的楔形体 ABC 进行分析。土体从静止转变成主动状态过程中,楔形体在水平方向延伸,图 1 中的阴影部分宽度即代表水平伸长量,并认为主动状态下楔形体每一点单位长度水平伸长量 e_T 相同。由此得到主动状态下墙体侧向位移 s_a :

$$s_a = e_T H \tan\left(45^\circ - \frac{j}{2}\right), \quad (1)$$

式中, H 为墙高。遗憾的是, Terzaghi 并没有给出有关 e_T 的具体取值,仅指出 e_T 与土的种类及密实度相关。一般认为,主动状态下砂性土与黏性土墙体侧向位移与墙高之比分别介于 0.5‰~5‰和 4‰~20‰;被动状态下则为 2‰~6‰和 2‰~4‰^[13-14]。

已有研究为极限状态下的墙体侧向位移,以及基于位移的土压力计算奠定了一定的试验及理论基础。

然而,总的来讲依然是以测试及工程经验为主,缺乏对土性的反映。据此,基于墙体位移-土压力关系是土体应力应变特征的宏观体现这一基本认识,通过构建几何与平衡方程,建立墙体位移-土压力关系,为基于位移的土压力计算提供参考。

1 基本方程的建立

1.1 土体剪切位移与墙体位移间的几何方程

(1) 静止-主动状态

如图 2 所示,根据 Coulomb 刚体极限平衡原理,把主动滑移区楔形体 ABC 看成仅有位移没有变形的刚体,将其沿滑移面 AC 滑动并进入极限状态的过程,当成直剪试验中试样沿剪切面的剪切过程,认为滑移面 AC 上的剪切变形由静止时的单位长度剪切位移 e_{0a} 增加至极限状态时的 e_u 时,土体达到主动状态,并假定 e_u 不随深度变化。需要注意的是,静止时 AC 面往往已存在剪应力 t_{0a} ,表明墙后土体产生了部分初始剪切位移 e_{0a} ,这部分变形在墙后土体填筑或自然沉积中就已经完成,应予以扣除。

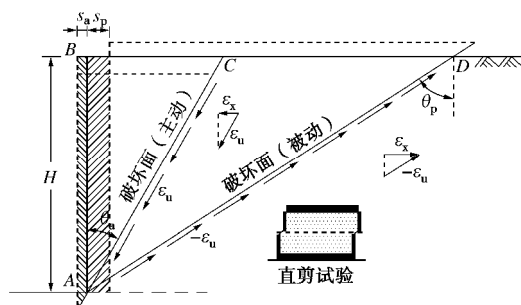


图 2 基于 Coulomb 土压力理论的几何模型

Fig. 2 Geometric model based on Coulomb earth pressure theory

根据图 2 中的几何关系可知,主动状态下墙顶侧向位移与墙高之比

$$\frac{s_a}{H} = (e_u - e_{0a}) \tan q_a, \quad (2a)$$

式中, q_a 为滑移面 AC 与竖向夹角,

$$\tan q_a = \sqrt{\tan^2(j + d) + \frac{\tan(j + d)}{\tan j}} - \tan(j + d), \quad (3)$$

式中, δ 为墙土摩擦角,以垂直于墙背向上为正。其中墙背光滑时 $\theta_a = 45^\circ - \phi/2$,式(2a)可简化为

$$\frac{s_a}{H} = (e_u - e_{0a}) \tan\left(45^\circ - \frac{j}{2}\right). \quad (2b)$$

设静止与主动之间时, AC 面上单位长度剪切位移为 e ,以主动时的方向为正。将式(2b)中的 e_u 以 e 代替,得到中间状态下墙体侧向位移 $(s/H)_a$ 按式(4)确定。

$$\left(\frac{s}{H}\right)_a = (e - e_{0a}) \tan q_a \quad (4)$$

(2) 静止—被动状态

同样根据几何关系,求得静止与被动状态之间时,墙体侧向位移与墙高之比为

$$\left(\frac{s}{H}\right)_p = (e - e_{0p}) \tan q_p \quad (5)$$

式中, e_{0p} 为静止时滑移面 AD 上单位长度初始剪切位移; q_p 为被动滑移面竖向夹角,

$$\tan q_p = \sqrt{\tan^2(j+d) + \frac{\tan(j+d)}{\tan j}} + \tan(j+d) \quad (6)$$

其中,墙背光滑时 $q_p = 45^\circ + \varphi/2$ 。令 $e = -e_u$ 并代入式

(5),得到被动状态下墙体侧向位移与墙高之比 s_p/H ,按式(7a)计算:

$$\frac{s_p}{H} = (-e_u - e_{0p}) \tan q_p \quad (7a)$$

其中,墙背光滑时式(7a)可转化为

$$\frac{s_p}{H} = -(e_u + e_{0p}) \tan\left(45^\circ + \frac{j}{2}\right) \quad (7b)$$

1.2 剪应力与土压力间的平衡方程

(1) 静止—主动状态

如图3所示,根据Coulomb刚体平衡原理,对处于静止与主动状态之间的楔形体 ABC 进行受力分析,假定墙土摩擦发挥角 δ^* 在静止时($t = t_{0a}$)为0,主动状态时($t = t_f$)为 δ ,静止与主动状态之间时根据滑移面剪应力 t 线性内差,即满足

$$\frac{\tan d^*}{\tan j} = \frac{t_f}{t_f - t_{0a}} \cdot \frac{t}{t_f} - \frac{t_{0a}}{t_f - t_{0a}} \quad (8)$$

而土体内摩擦发挥角 φ^* 与滑移面 AC 剪应力 τ 关系为

$$\frac{\tan j^*}{\tan j} = \frac{t}{t_f} \quad (9)$$

式中, t_{0a} 为静止时滑移面 AC 初始剪应力。其中, d^* 和 φ^* 以主动时图3中楔形体 ABC 的受力方向为正。

根据图3可得静止与主动中间状态时,土压力合力为

$$E_{0a} = W_1 \frac{\cos(q_a + j^*)}{1 \sin(q_a + j^* + d^*)} \quad (10)$$

式中, $W_1 = \gamma H^2 \tan \theta_a / 2$ 为楔形体 ABC 重量,静止与主动之间的侧压力系数为 $K_{0a} = E_{0a} \cos \delta^* / W_1$,将其代入式(10)中并化简得到

$$K_{0a} = \frac{\tan q_a}{\tan(q_a + j^*) + \tan d^*} \quad (11)$$

(2) 静止—被动状态

同样,土体处于静止与被动中间状态时,侧压力系数 K_{0p} 为

$$K_{0p} = \frac{\tan q_p}{\tan(q_p + j^*) + \tan d^*} \quad (12)$$

式中, δ^* , φ^* 与滑移面 AD 上的剪应力 τ 的关系分别按式(13)和式(9)确定。

$$\frac{\tan d^*}{\tan d} = \frac{t_f}{t_f + t_{0p}} \cdot \frac{t}{t_f} - \frac{t_{0p}}{t_f + t_{0p}} \quad (13)$$

其中, t_{0p} 为静止时滑移面 AD 的初始剪应力。

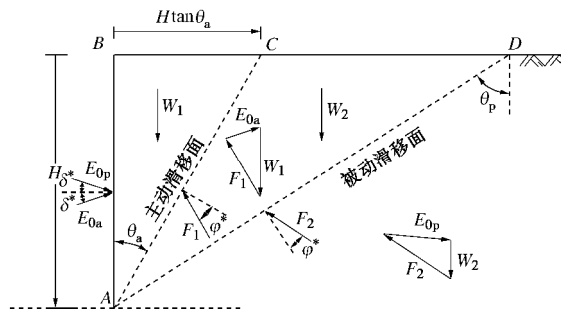


图3 Coulomb土压力模型下楔形体受力示意图

Fig. 3 Relationship between shear strain of soil and lateral earth pressure against wall based on Coulomb model

1.3 剪应力与剪切位移间的物理方程

基于Coulomb刚塑体模型,并假定土体 e_u 不随深度变化,得到了关于 e_u 与墙体侧向位移的几何方程。为建立墙体侧向位移—土压力方程,需构造与之相适应的物理方程。并且,静止与被动(或主动)中间状态下的土压力随墙体侧向位移的变化,其实质是直剪试验中剪应力与剪切位移关系的宏观体现,两者在曲线形态上具有相似性。据此,根据理想弹塑性模型,将其线弹性段以双曲线表示的非线弹性段予以代替,并假定土体达到极限状态时 e_u 不随深度变化,如图4所示。对于一般高度低于20 m的支挡结构,滑移面最大法向应力位于200~300 kPa以内, e_u 不随深度变化的假定在较小的应力范围内对于工程而言是可以接受。实际取值时,应根据滑移面上土体法向应力水平选取代表性的土体剪切位移—剪应力曲线,以减小计算误差。

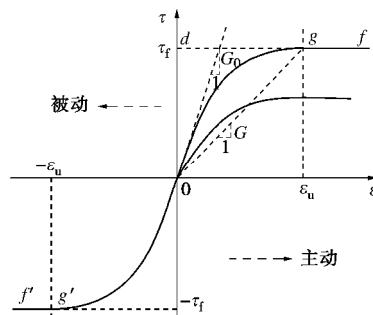


图4 剪应力与单位长度剪切位移关系示意图

Fig. 4 Simplified constitutive model of soil in direct shear tests

根据假定, 当 $e \geq 0$ 时剪应力与单位长度剪切位移关系按为

$$t = \frac{e}{a + be}, \quad (14a)$$

式中, a, b 为待定常数, 根据边界条件确定。将 $e = e_u$, $t = t_f$ 代入式 (14a) 中可得

$$t_f = \frac{e_u}{a + be_u}, \quad (14b)$$

对式 (14a) 求导, 并令 $e = 0$ 得

$$\left(\frac{dt}{de} \right)_{e=0} = \frac{1}{a} = G_0, \quad (14c)$$

式中, G_0 为 $\varepsilon - \tau$ 曲线初始切线模量, 并假定 G_0 与割线模量 G 满足

$$G_0 = nG = n \frac{t_f}{e_u}. \quad (14d)$$

式中, n 为可根据直剪试验确定的模量比, 一般介于 3~10。将式 (14b) ~ (14d) 代入式 (14a) 中得

$$\frac{t}{t_f} = \frac{ne}{e_u + (n-1)e}. \quad (15)$$

其中, $n=1$ 时式 (15) 为理想弹塑性模型, 即图 4 中的折线 $0gf$; $n=+\infty$ 时为理想刚塑性模型, 即为图 4 中的折线 $0df$ 。同理, 对于 $e < 0$, 剪切位移与剪应力关系为

$$\frac{t}{t_f} = \frac{ne}{e_u - (n-1)e}. \quad (16)$$

2 墙体侧向位移 - 土压力方程

2.1 静止时初始剪应力与剪应变

通常静止时 $K_0 \neq 1$, 表明图 2 中滑移面 AC 和 AD 已经有了初始剪应力 t_{0a} , t_{0p} 和剪切位移 e_{0a} , e_{0p} , 其值与表征初始应力状态的 K_0 息息相关。将 K_0 代入式 (11)、(12) 中, 可得

$$\frac{t_{0a}}{t_f} = \frac{(1-K_0)\tan q_a}{(K_0 + \tan^2 q_a)\tan j}, \quad (17)$$

$$\frac{t_{0p}}{t_f} = \frac{(1-K_0)\tan q_p}{(K_0 + \tan^2 q_p)\tan j}. \quad (18)$$

一般情况下 $K_0 < 1$, e_{0a} , e_{0p} 为正, 将式 (17)、(18) 代入式 (15), 求得静止时主被动滑移面 AC 和 AD 上的初始剪切位移 e_{0a} 和 e_{0p} :

$$\frac{e_{0a}}{e_u} = a_a = \frac{(1-K_0)\tan q_a}{n(K_0 + \tan^2 q_a)\tan j + (1-n)(1-K_0)\tan q_a}, \quad (19)$$

$$\frac{e_{0p}}{e_u} = a_p = \frac{(1-K_0)\tan q_p}{n(K_0 + \tan^2 q_p)\tan j + (1-n)(1-K_0)\tan q_p}. \quad (20)$$

其中, a_a , a_p 为仅与 K_0 , n 和 j 相关的系数, 表征初始应力引起的滑移面剪切变形水平。需要指出的是, 此处及以下的讨论主要针对常见工况 $K_0 \leq 1$, 至于 $K_0 > 1$ 可根据所建立的几何、平衡和物理方程类推。

2.2 主被动状态下墙体侧向位移

将式 (19)、(20) 代入式 (2a)、(7a), 求得主动与被动状态下墙体侧向位移:

$$\frac{s_a}{H} = (1-a_a)e_u \tan q_a, \quad (21)$$

$$\frac{s_p}{H} = -(1+a_p)e_u \tan q_p. \quad (22)$$

可见, 极限状态下的墙体侧向位移主要受三方面因素影响: 首先是土体单位长度极限剪切位移 e_u , 这是导致不同类别及密实程度土体墙体侧向位移差异显著的主要原因; 其次是滑动区范围, 主要体现为滑移面竖向夹角 q_p 和 q_a ; 最后是初始应力状态, 其表现为 $(1+a_p)$ 和 $(1-a_a)$ 的数值大小上, 且 K_0 与数值“1”(球应力状态) 的差距越大, 引起的滑移面初始剪应力和剪应变就越大, 初始应力状态的影响就越明显。

联立式 (21)、(22) 可得, 被动与主动状态下墙体侧向位移之比 s_p/s_a :

$$\frac{s_p}{s_a} = -\frac{(1+a_p)\tan q_p}{(1-a_a)\tan q_a}. \quad (23a)$$

其中, 墙背光滑时式 (23a) 可简化为

$$\frac{s_p}{s_a} = -\frac{1+a_p}{1-a_a} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{j}{2} \right). \quad (23b)$$

由式 (23a) 可知, 一般情况下 s_p/s_a 远大于 1, 表明达到主动与被动状态所需墙体侧向位移差异显著。其差异来源于两方面, 首先是主被动区范围的不同, 表现为 $\tan q_p / \tan q_a > 1$, 这是引起被动状态下墙体侧向位移远大于主动的主导因素; 其次是初始应力状态, 即 K_0 的影响, 体现在 $(1+a_p)/(1-a_a) > 1$, 这是导致主动与被动状态墙体侧向位移不同的又一因素。

2.3 墙体侧向位移—土压力方程

(1) 静止—主动状态

a) 几何方程

$$\left(\frac{s}{H} \right)_a = (e - e_{0a}) \tan q_a, \quad (24a)$$

其中, e 介于 $e_{0a} \sim e_u$ 。

b) 物理方程

$$\frac{t}{t_f} = \frac{ne}{e_u + (n-1)e}, \quad (24b)$$

其中, 剪应力 τ 介于 $t_{0a} \sim t_f$ 。

c) 平衡方程

$$K_{0a} = \frac{\tan q_a}{\tan(q_a + j^*) + \tan d^*}. \quad (24c)$$

d) 墙体位移 - 土压力方程

将式 (24a) 代入式 (24b) 得到 s 与 τ 的关系, 再通过式 (8)、(9) 将其转化成 s 与 δ^* , φ^* 的关系, 最后代入平衡方程式 (24c), 求得 s 与 K_{0a} 的关系为

$$K_{0a} = \frac{1 - l_a \tan q_a \tan j}{1 + (l_a \tan j + m_a \tan j_d) / \tan q_a - l_a m_a \tan j \tan j_d} \quad (25a)$$

式中,

$$l_a = \frac{n[(s/H) + a_a e_u \tan q_a]}{e_u \tan q_a + (n-1)[(s/H) + a_a e_u \tan q_a]}, \quad (25b)$$

$$m_a = \frac{l_a (K_0 + \tan^2 q_a) \tan j + (K_0 - 1) \tan q_a}{(K_0 + \tan^2 q_a) \tan j + (K_0 - 1) \tan q_a} \quad (25c)$$

(2) 静止—被动状态

a) 几何方程

$$\left(\frac{s}{H}\right) = (e - e_{op}) \tan q_p, \quad (26a)$$

其中, e 介于 $e_{op} \sim -e_u$ 之间。

b) 物理方程

土体处于静止与被动中间状态时 e 介于 $e_{op} \sim -e_u$ 之间, 其 $e - \tau$ 关系为

$$\frac{t}{t_f} = \begin{cases} \frac{ne}{e_u + (n-1)e} & (e = e_{op} \sim 0) \\ \frac{ne}{e_u - (n-1)e} & (e = 0 \sim -e_u) \end{cases} \quad (26b)$$

c) 平衡方程

$$K_{0p} = \frac{\tan q_p}{\tan(q_p + j^*) + \tan d^*} \quad (26c)$$

d) 墙体位移 - 土压力方程

同静止—主动状态推导, 根据式 (26a) ~ (26c) 及式 (9)、(13), 得静止—被动状态的墙体侧向位移与土压力关系式:

$$K_{0p} = \frac{1 - l_p \tan q_p \tan j}{1 + (l_p \tan j + m_p \tan j_d) / \tan q_p - l_p m_p \tan j \tan j_d}, \quad (27a)$$

式中,

$$l_p = \begin{cases} \frac{n[(s/H) + a_p e_u \tan q_p]}{e_u \tan q_p + (n-1)[(s/H) + a_p e_u \tan q_p]} & (s = 0 \sim s_1) \\ \frac{n[(s/H) + a_p e_u \tan q_p]}{e_u \tan q_p - (n-1)[(s/H) + a_p e_u \tan q_p]} & (s = s_1 \sim s_p) \end{cases}, \quad (27b)$$

$$m_p = \frac{l_p (K_0 + \tan^2 q_p) \tan j - (1 - K_0) \tan q_p}{(K_0 + \tan^2 q_p) \tan j + (1 - K_0) \tan q_p} \quad (27c)$$

式中, s_1 为土压力系数等于 1, 即剪应变与剪应力为 0 时墙体侧向位移,

$$\frac{s_1}{H} = -a_p e_u \tan q_p \quad (28)$$

3 试验验证与讨论

3.1 算例分析

通过改变 φ 和 e_u 两主要影响因素, 计算主动与被动时的墙体侧向位移, 检验理论模型与工程经验在大致范围上是否吻合。其中, $K_0 = 1 - \sin \varphi$, $n = 3.0$ 。

表 1 极限状态下墙顶侧向位移理论计算

Table 1 Calculated wall displacements in active or passive state						
土性	$\varphi / (^\circ)$	$e_u / \%$	墙背光滑 $\delta=0$		墙背粗糙 $\delta=0.5\varphi$	
			$\frac{s_a}{H} / \%$	$\frac{s_p}{H} / \%$	$\frac{s_a}{H} / \%$	$\frac{s_p}{H} / \%$
粗粒土	32	2.0	7.34	-4.29	8.14	-6.35
	35	1.5	5.12	-3.37	5.64	-5.26
	37	1.0	3.25	-2.33	3.56	-3.77
	40	0.5	1.51	-1.22	1.64	-2.13
细粒土	32	1.0	3.67	-2.15	4.07	-3.17
	27	1.5	6.20	-2.98	6.95	-4.13
	22	2.0	9.25	-3.68	10.53	-4.88
	15	3.0	16.22	-4.94	18.87	-6.28

如表 1 所列, $\varphi=32^\circ \sim 40^\circ$, $e_u=2.0\% \sim 0.5\%$ (近似粗粒土) 且墙背光滑时, 主动与被动状态对应墙体侧向位移与墙高之比分别介于 $1.5\% \sim 7.3\%$ 和 $-1.2\% \sim -4.3\%$, 墙背粗糙时为 $1.6\% \sim 8.1\%$ 和 $-2.1\% \sim -6.4\%$; $\varphi=15^\circ \sim 32^\circ$, $e_u=3.0\% \sim 1.0\%$ (近似细粒土) 且墙背光滑时, 进入主动与被动状态墙体侧向位移分别为 $3.7\% \sim 16.2\%$ 和 $-2.2\% \sim -4.9\%$, 墙背粗糙时为 $4.1\% \sim 18.9\%$ 和 $-3.2\% \sim -6.3\%$ 。

可见, 计算结果与工程经验基本一致。其中, 墙背粗糙条件下的被动状态墙体侧向位移明显大于墙背光滑时, 表明墙土摩擦对被动状态下的墙体侧向位移具有显著影响。这主要是因为被动状态下, 墙土摩擦对滑移区范围及土压力影响较大, 而滑移区范围与墙体侧向位移成正比。主动滑移区范围及土压力受墙土摩擦影响相对较小, 导致墙体位移差异不大。为进一步探究墙体位移对 n 及 e_u 的敏感性, 令 $\varphi=32^\circ$, $\delta=0$ 不变, 通过单因素控制法, 得到不同 n 及 e_u 下的墙体侧向位移如表 2 所列。

表 2 e_u 及 n 对极限状态下墙顶侧向位移的影响

Table 2 Influences of n and e_u on wall displacement in limit state			
固定量	变量	$\frac{s_a}{H} / \%$	$\frac{s_p}{H} / \%$
$n=3$	$e_u=0.5\%$	1.84	-1.07
	$e_u=1.0\%$	3.67	-2.14
	$e_u=2.0\%$	7.34	-4.29
$e_u=1.0\%$	$n=4$	4.01	-2.07
	$n=6$	4.42	-1.99
	$n=8$	4.65	-1.95

可见,正如式(21)、(22)所示,极限状态下的墙体侧向位移与 ε_u 成正比;而 n 的影响相对较小,当 n 减小1/2时,位移变化量不超过15%,其影响主要体现在位移-土压力曲线的变化趋势上。

3.2 试验验证

(1) 静止—被动状态

陈页开^[15]开展了相对密度为0.5的风干砂被动土压力室内模型试验。根据直剪试验得到 $c=0$ kPa, $\varphi=34.2^\circ$,其剪切位移与剪应力关系如图5所示。试验测得墙体侧向位移与根据合力求得的侧压力系数 K_{0p} 关系如图6所示。

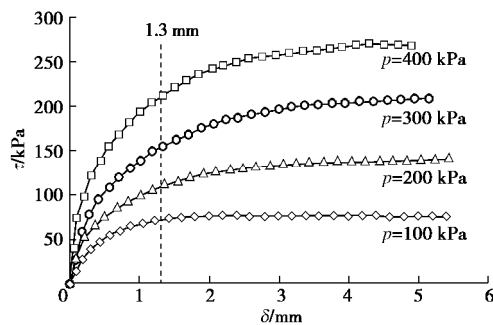


图5 剪切位移与剪应力关系曲线^[15]

Fig. 5 Measured shear displacement-shear strain curves for soils

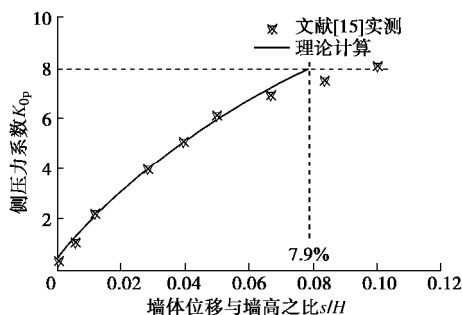


图6 实测与理论位移-土压力曲线(静止—被动)

Fig. 6 Comparison between calculated earth pressure-displacement curves and model test results (from initial to passive state)

试验中模型墙高 $H=1.0$ m,墙后填土自重应力较小,以直剪试验中法向应力 $p=100$ kPa所对应曲线趋于水平时的1.3 mm作为极限剪切位移,除以直剪盒内径61.8 mm,得到单位长度极限剪切位移 $\varepsilon_u=0.02$ 、 $n \approx 4.5$ 。根据式(27a)求得墙体侧向位移与土压力系数的关系如图6所示。计算表明,土体达到极限状态时墙体侧向位移与墙高之比为7.9%,与实测值接近,且变化趋势与试验基本一致。

(2) 静止—主动状态

岳祖润等^[16]以黏土作为试验材料,开展了挡墙的主动土压力离心模型试验。其中,模型墙高 $H=25$ cm,离心加速度为80.18g,土体基本指标:土粒比重 G_s

为2.65,重度 g 为18.6 kN/m³,含水率 w 为15.0%, d 为 0° 。

大型直剪试验(230 mm×230 mm)测得土体剪切位移-剪应力曲线如图7所示。因离心模型试验中所模拟的墙高达到20 m,其自重应力大。以滑移面法向应力为200 kPa的剪切位移-剪应力曲线作为主要代表,其剪切位移达到5.5 mm时,曲线基本趋于水平。以此作为极限位移并计算得到相应的 $e_u=2.4\%$, $n=3$ 。将实测 K_0 和综合内摩擦角代入方程式(25a)中,求得墙体位移-土压力曲线如图8所示。

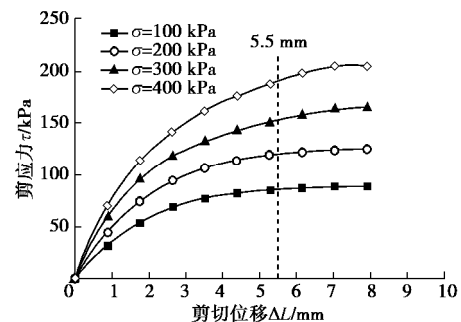


图7 试验黏土的剪切位移与剪应力曲线^[17]

Fig. 7 Measured shear displacement-shear strain curves

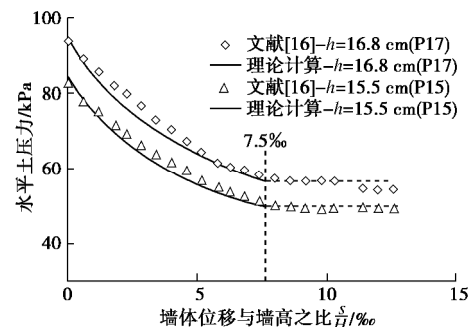


图8 实测与理论位移-土压力曲线(静止—主动)

Fig. 8 Comparison between calculated earth pressure-displacement curves and model test results (from initial to active state)

试验测得土压力随墙体位移的增加呈现出斜率逐渐衰减的减小趋势,墙体侧向位移与墙高之比达到7‰~8‰时,变化趋于稳定,表明土体已进入主动状态。根据理论计算式(21)求得主动状态下 s_a/H 约为7.5‰,与实测值较为接近。

3.3 讨论

综上,理论计算和土体处于静止与主动状态之间的离心模型试验,以及静止与被动状态间的常规模型试验均具有良好一致性,表明理论模型能基本反映实际情况。需要指出的是,实际中土压力往往呈现出非线性分布特征,其影响因素多且复杂,本文所讨论的墙体位移-土压力关系主要是就合力而言。另外,由于物理方程主要针对应变硬化,应变软化下的求解思路及几何、平衡方程相同,仅仅是物理方程有所差异。

4 结 论

以试样在直剪试验中的剪切过程近似模拟墙后土体由静止进入极限状态的历程,进行了主被动状态间的墙体位移与土压力关系的理论探究,得到以下3点结论。

(1) 基于 Coulomb 土压力模型,通过构建土体单位长度剪切位移 e 和墙体侧向位移的几何关系,及其与之相匹配的 e 、土压力同剪应力的平衡和物理关系,推导了极限位移可求、涵盖主动至被动状态全过程的墙体位移-土压力函数方程。

(2) 静止与极限状态间的墙体位移-土压力曲线是土体剪切位移与剪应力关系的宏观体现,两者变化形态相似。静止土压力系数 K_0 对墙体位移-土压力曲线形态影响较小,然而随着 K_0 的增大,由静止进入主动状态所需墙体位移增加,进入被动状态则相应减小。

(3) 滑移区范围对墙体位移影响显著,因墙土摩擦角 δ 引起的滑移区范围扩大,导致土体进入极限状态所需墙体侧向位移增加。其中,相对于主动区,被动区范围对 δ 更加敏感,使得静止与被动状态间的墙体位移-土压力曲线受 δ 影响更加明显。

参考文献:

- [1] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: John Wiley and Sons, Inc, 1943.
- [2] DUNCAN J M, MOKWA R L. Passive earth pressures: theories and tests[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, **127**(3): 248 - 257.
- [3] 卢坤林, 杨 扬. 非极限主动土压力计算方法初探[J]. 岩土力学, 2010, **31**(2): 615 - 619. (LU Kun-lin, YANG Yang. Preliminary study of active earth pressure under nonlimit state[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(2): 615 - 619. (in Chinese))
- [4] 陈奕柏, 柯才桐, 高洪波, 等. 考虑变位影响的刚性挡墙非极限土压力研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(5): 1060 - 1070. (CHEN Yi-bai, KE Cai-tong, GAO Hong-bo, et al. Non-limit state earth pressure against retaining wall considering influence of deformation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(5): 1060 - 1070. (in Chinese))
- [5] 徐日庆, 廖 斌, 吴 渐, 等. 黏性土的非极限主动土压力计算方法研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(1): 148 - 154. (XU Ri-qing, LIAO Bin, WU Jian, et al. Computational method for active earth pressure of cohesive soil under nonlimit state[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(1): 148 - 154. (in Chinese))
- [6] MEI G, CHEN Q, SONG L. Model for predicting displacement-dependent lateral earth pressure[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2009, **46**(8): 969 - 975.
- [7] Massachusetts Highway Department. Massachusetts Bridge Manual[S]. Boston: Massachusetts Highway Department, 1999.
- [8] ENGLAND G L, BUSH D I, TSANG N C M. Integral bridges: a fundamental approach to the time-temperature loading problem[M]. Thomas Telford, 2000.
- [9] British Code BA42/96. The design of integral bridge[S]. London: British Highway Agency, 1996.
- [10] COLE R T, ROLLINS K M. Passive earth pressure mobilization during cyclic loading[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, **132**(9): 1154 - 1164.
- [11] SHAMSABADI A, ROLLINS K M, KAPUSKAR M. Nonlinear soil-abutment-bridge structure interaction for seismic performance-based design[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, **133**(6): 707 - 720.
- [12] POTTS D M, FOURIE A B. A numerical study of the effects of wall deformation on earth pressures[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1986, **10**(4): 383 - 405.
- [13] EN1997-1 Eurocode7: geotechnical design-part 1: general rules[S]. 2005.
- [14] Canadian Geotechnical Society. Canadian foundation engineering manual[M]. Canadian Geotechnical Society, 1978.
- [15] 陈页开. 挡土墙上土压力的试验研究与数值分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2001. (CHEN Ye-kai. Model test and numerical analysis of earth pressures on retaining wall[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2001. (in Chinese))
- [16] 岳祖润, 彭胤宗, 张师德. 压实黏性填土挡土墙土压力离心模型试验[J]. 岩土工程学报, 1992, **14**(6): 90 - 96. (YUE Zu-run, PENG Yin-zong, ZHANG Shi-de. Centrifuge model test on lateral pressure on walls retaining compacted clayey backfill[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1992, **14**(6): 90 - 96. (in Chinese))
- [17] 陈国芳. 挡土墙与填土间相互作用的研究[D]. 成都: 西南交通大学, 1989. (CHEN Guo-fang. Study on interaction between retaining wall and backfill[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 1989. (in Chinese))

向审稿人致谢

[编者按]在广大读者特别是审稿人的支持下,本刊2017年的出版工作顺利地完成,并取得了较好成绩。在此公布2017年本刊审稿人的名单,向审稿人表达诚挚的尊敬和衷心的感谢!①本统计结果为审稿完成时间2016年12月16日—2017年12月15日;②本排名不分先后,但相同姓氏审者分列不同行列时,则前者群体审稿频次多于后者。

樊敬亮	冯怀平	马 巍	艾智勇	党发宁	付文光	贾宇峰	张尚根	蔡国军	陈 盼
陈善雄	李树忱	苏永华	王来贵	雷国辉	白 冰	曹文贵	陈忠辉	程国强	丁洲祥
洪振舜	姜福兴	李 宁	李顺群	年廷凯	潘立友	邵生俊	孙大伟	叶 飞	张先伟
赵明华	郑建国	缪林昌	任建喜	闫澍旺	张建海	介玉新	陈 曦	蔡晓鸿	陈林靖
程东幸	迟世春	崔希海	邓荣贵	方 勇	耿克勤	龚壁卫	何昌荣	侯朝炯	胡利文
李志清	梁建文	刘建锋	陆菜平	沈 扬	谭卓英	王根龙	王立忠	徐林生	姚建国
尹光志	咎月稳	张金利	陈昌富	陈晓平	黄强兵	李大勇	李东庆	李夕兵	刘恩龙
刘华北	史旦达	王学滨	袁晓铭	柴寿喜	陈立宏	陈卫忠	陈 勇	陈有亮	陈正汉
崔光耀	崔宏环	崔 岚	单仁亮	邓喀中	丁文其	杜守继	房营光	付 智	高玉峰
韩 煊	黄春霞	黄雪峰	黄 雨	黎 冰	黎立云	李镜培	李树清	李兴高	李志强
刘 洋	刘之葵	刘志彬	刘志春	卢萌盟	卢应发	苗强强	彭明祥	钱征宇	秦 冰
申艳军	施成华	唐 亮	唐志成	王成华	王国波	王建华	王奎华	谢新宇	徐志伟
颜荣贵	杨圣奇	俞 缙	张林洪	张子新	郑 宏	郑俊杰	周 健	朱 斌	邹金锋
白晓红	蔡袁强	程晓辉	李长冬	李栋伟	李建林	刘文白	路德春	吕玺琳	王环玲
王星华	谢伟平	姚仰平	赵跃堂	周宏伟	周燕国	邓华锋	袁俊平	包卫星	蔡美峰
曹 权	曹卫平	曹振中	陈建功	陈剑平	陈文化	陈永辉	丛嵩森	戴自航	丁选明
董建军	封 坤	冯大阔	冯瑞玲	傅旭东	高俊合	高 盟	高 玮	高文生	宫凤强
顾行文	何江达	贺少辉	衡 帅	洪 鑫	胡建林	黄齐武	姜朋明	姜忻良	金亚兵
康红普	康天合	孔 亮	孔令伟	雷胜友	李国英	李丽华	李树刚	李庶林	李为腾
李文平	李元海	李占金	林柏泉	刘吉福	刘加才	刘 润	刘斯宏	刘新荣	刘兴远
刘学增	刘忠玉	鲁晓兵	马崇武	梅国雄	米占宽	齐吉琳	齐文浩	乔春生	秦会来
饶锡保	芮大虎	沈凤生	沈水龙	沈振中	孙德安	孙 锐	孙晓明	王保田	王 刚
王贵君	王洪新	王 梅	王明年	王 哲	魏 松	夏元友	徐长节	杨建平	杨 庆
叶冠林	俞 峰	曾玲玲	曾亚武	詹良通	张 嘎	张厚美	张 健	张乾青	张玉军
赵晓东	周 成	周 建	周顺华	周维垣	朱俊高	朱万成	朱彦鹏	邹德高	陈锦剑
符 平	侯 冰	侯瑜京	李 宁	李旺林	林鸿州	刘干斌	楼梦麟	钱德玲	时 刚
王伯军	王丽霞	王绪民	姚志华	叶为民	张坤勇	周国庆	楚锡华	芮 瑞	白福青
白瑞强	别社安	邴 慧	蔡国庆	曹金凤	曹雪山	柴军瑞	常晓林	陈 宝	陈昌禄
陈存礼	陈福全	陈 勉	陈 群	陈仁朋	陈 伟	陈星欣	陈永贵	陈育民	陈云彬
陈云鹤	程爱平	程鉴基	程谦恭	程展林	邓建辉	邓永锋	丁 浩	丁梧秀	丁勇春
段 建	樊恒辉	范留明	方鹏飞	方祥位	冯吉利	冯世进	冯志强	高广运	高 谦
高彦斌	葛忻声	龚秋明	谷伟平	顾欢达	桂 跃	郭明珠	郭兴文	何光春	何满潮
何 平	何蕴龙	胡明鉴	胡幼常	胡再强	黄 新	黄英豪	蒋 冲	蒋建国	蒋金泉
蒋 通	蒋 鑫	焦玉勇	金 衍	雷华阳	雷晓燕	李典庆	李国维	李浩然	李同录
李雄威	李 旭	李银平	李永刚	李玉岐	李兆平	酆能惠	梁 波	梁卫国	梁正召
林 海	林 志	凌 华	刘东甲	刘方成	刘红帅	刘开云	刘萌成	刘清秉	刘兴旺
柳厚祥	吕海波	马海龙	毛雪松	孟庆山	莫海鸿	慕青松	宁建国	牛富俊	牛永红
潘俊锋	彭 劼	邵龙潭	申永江	盛金昌	施 斌	施 峰	施维成	孙云志	谭晓慧
谭云亮	唐朝生	汪明武	王 成	王凤池	王家鼎	王金安	王年香	王如路	王士民
王水林	王铁行	王小军	王幼清	王志华	韦昌富	武 科	夏才初	肖宏彬	肖 杨

邢义川	徐光明	徐光兴	徐千军	徐前卫	许宏发	许延春	薛守义	阳军生	杨明辉
杨小林	姚海林	姚令侃	应宏伟	尤红兵	于玉贞	余 闯	袁聚云	张丙印	张贵金
张建红	张建辉	张乐文	张民庆	张 明	张莎莎	张稳军	张向东	张振南	张治国
赵兴东	赵延林	郑明新	周葆春	朱才辉	朱大勇	朱权洁	朱占元	庄海洋	陈龙珠
邓益兵	杜佐龙	何 稼	蒋永华	李守德	李育超	刘红岩	罗战友	施建勇	孙立强
王元战	邢皓枫	徐 涛	薛富春	杨 峰	尹振宇	周 伟	吴 辉	艾 军	卜令方
蔡 建	蔡燕燕	查甫生	常聚才	陈国兴	陈洪凯	陈乐意	陈 亮	陈少林	陈晓祥
程大伟	程国勇	戴国亮	邓 刚	邓学钧	丁德馨	丁红岩	董金荣	董新平	董 云
杜文山	方火浪	丰土根	付鹤林	傅洪贤	高大钊	高子坤	谷任国	顾冲时	郭爱国
郭 彪	郭秀军	郝 喆	何 川	胡安峰	胡敏云	胡亚元	黄 博	黄 达	黄 阜
黄宏伟	简文彬	江 权	姜谔男	蒋 军	蒋明镜	蒋中明	金爱兵	靖洪文	孔纲强
孔宪京	来弘鹏	来兴平	雷祥义	李 根	李国和	李競生	李利平	李庆斌	李仁平
李瑞山	李世海	李守巨	李术才	李伟华	李小军	李晓军	李晓昭	李兴照	李 瑛
连传杰	梁发云	梁 越	廖红建	廖少明	刘成清	刘传孝	刘春原	刘 芳	刘国楠
刘 杰	刘晶波	刘志祥	龙建辉	楼晓明	卢坤林	卢运虎	陆建飞	罗平平	罗 强
罗嗣海	罗晓辉	马芹永	马少坤	苗永红	闵凡路	牛玺荣	潘鹏志	齐昌广	钱建固
饶为国	任连伟	商翔宇	尚守平	盛金保	时卫民	水伟厚	宋二祥	苏 栋	苏国韶
孙 闯	孙军杰	孙满利	孙 奇	孙 强	孙书伟	孙文静	谭 青	汤 雷	唐彤芝
唐小松	唐晓松	唐 治	童朝霞	涂启柱	王桂尧	王浩然	王华宁	王家臣	王建军
王俊杰	王立峰	王天亮	王卫东	王 祥	王旭东	王元汉	王 媛	王者超	王正中
王仲琦	魏 纲	魏厚振	魏新江	翁效林	吴昌瑜	吴基文	吴继敏	吴礼舟	吴顺川
吴燕开	吴 越	武亚军	夏唐代	肖衡林	肖 琳	肖世国	肖 忠	谢春庆	谢定松
谢海建	谢全敏	辛鸿博	徐光黎	徐日庆	徐小丽	徐敦祖	徐永福	徐中华	许成顺
许 强	薛 强	闫相祯	晏长根	杨更社	杨光华	杨和平	杨 涛	杨天鸿	杨迎晓
杨正权	杨志银	杨忠平	杨仲轩	叶观宝	叶万军	易耀林	尤明庆	于小娟	张常光
张冬梅	张鸿儒	张季如	张家发	张鲁渝	张鹏程	张强勇	张淑娟	张 涛	张卫杰
张文杰	张小平	张新国	张学富	张永双	张振营	张志红	张志镇	赵成刚	赵吉坤
赵周能	郑建军	钟小春	周德培	周益民	朱宏伟	邹维列	邹新军	左建平	窦林名
韩泽军	林本海	刘中宪	孙冬梅	孙 锋	童小东	王 猛	张郁山	周家作	安文博
巴振宁	白世伟	柏建彪	包承纲	鲍 鹏	蔡江东	蔡永昌	曹宇春	柴华友	车爱兰
陈建生	陈清军	陈群策	陈铁林	陈喜山	陈湘生	陈 祥	陈亚东	陈益峰	陈云敏
程永辉	崔春义	邓世坤	底青云	丁小彬	丁 勇	丁 瑜	董 捷	董金梅	杜修力
范明桥	范庆来	冯 春	冯锦艳	冯西桥	冯兴波	冯秀丽	冯玉国	冯忠居	高 峰
高福平	高江平	高树生	葛世平	葛孝椿	宫剑飞	宫全美	龚维明	顾 凯	顾晓强
关云飞	桂树强	郭 莹	韩华强	郝冬雪	郝巨涛	何 宁	何勇军	贺可强	洪宝宁
侯兴民	侯哲生	胡黎明	胡祥云	胡晓军	黄安斌	黄伦海	黄茂松	黄明利	黄润秋
黄生根	黄生文	黄诗冰	黄永林	黄正荣	霍凯成	贾宝新	贾苍琴	贾 超	贾传洋
贾剑青	贾金青	贾 宁	贾永刚	江辉煌	江玉生	蒋斌松	蒋泽汉	焦贵德	金祖权
景立平	孔令刚	雷金波	雷进生	黎 伟	李 滨	李长洪	李 驰	李广信	李 飒
李 霞	李小青	李 铀	李愿军	李 湛	李志平	李志伟	李 忠	李最雄	梁 冰
林 杭	林智勇	凌贤长	刘保国	刘保健	刘 斌	刘长武	刘 成	刘殿书	刘奋勇
刘红军	刘 宏	刘建达	刘建坤	刘江平	刘金砺	刘俊龙	刘龙武	刘三仓	刘 武
刘先珊	刘小生	刘 鑫	刘雪珠	刘永超	刘元雪	刘招伟	陆 新	吕爱钟	马 刚
马淑芝	穆保岗	潘旦光	潘 泓	裴向军	彭雄志	蒲毅彬	浦 海	祁生文	钱晓丽

秦小军	秦 严	任 强	任 青	荣垂强	尚岳全	邵光辉	沈小克	盛岱超	束一鸣
宋宏伟	宋 丽	宋修广	苏茂鑫	孙斌祥	孙树林	孙益振	谭跃虎	汤连生	唐 浩
唐红梅	唐小微	唐晓武	滕继东	佟建兴	童立元	万志军	汪恩良	汪 稔	汪小刚
汪 洋	汪亦显	汪中卫	王爱文	王 斌	王 刚	王光勇	王国强	王建华	王建秀
王经明	王丽琴	王 亮	王林峰	王启智	王 清	王士军	王 涛	王卫军	王小岗
王秀英	王 艳	王永志	王在泉	王志良	韦立德	魏海云	魏焕卫	魏世明	魏 星
温晓贵	温彦锋	温 智	文畅平	吴春秋	吴江斌	吴梦喜	吴庆华	吴世余	吴曙光
吴育林	伍毅敏	伍永平	武 力	夏建中	项 伟	肖大平	肖军华	肖昭然	谢康和
谢 强	熊大生	熊 浩	徐 超	徐 进	许家林	许 江	许四法	薛雯鸾	薛伟辰
阎长虹	颜荣涛	晏启祥	杨爱武	杨 兵	杨果林	杨华舒	杨林德	杨年华	杨 平
杨庆光	杨雪强	杨育文	叶海林	叶剑红	阴 可	尤春安	于广明	于怀昌	岳祖润
张爱军	张成平	张登飞	张桂荣	张军辉	张黎明	张力霆	张立松	张莲花	张路青
张璐璐	张孟喜	张明义	张奇华	张 升	张 盛	张仪萍	张 云	张振华	张智卿
章 青	章荣军	赵春风	赵伏军	赵洪波	赵淑萍	赵晓豹	赵永贵	郑长杰	郑 刚
郑 路	钟启明	钟祖良	周爱其	周海清	周红波	周火明	周世良	周同和	周小平
周晓敏	周 扬	周正华	周志芳	周志刚	朱碧堂	朱春鹏	朱尔玉	朱逢斌	朱建明
朱群峰	朱 晟	朱 伟	朱永全	朱珍德	祝方才	宗 琦			

向终审定稿人致谢

[编者按]终审定稿是本刊学术质量把关的最后关键环节，2017 年本刊共完成终审定稿 305 篇，终审定稿人为此付出的辛勤的劳动和汗水。在此公布 2017 年本刊终审定稿人的名单（以姓名的汉语拼音为序），向终审定稿人表达诚挚的尊敬和衷心的感谢！

包承纲	蔡正银	陈生水	陈正汉	龚晓南	洪振舜	李广信	酆能惠	刘汉龙
孙德安	滕延京	汪小刚	杨春和	殷宗泽	姚仰平	张建民	朱合华	

本刊最新学术影响指标发布

根据中国科学技术信息研究所编制的 2017 年版《中国科技期刊引证报告（核心版）》，我刊的核心总被引频次为 5918，在土木工程类期刊中排名第 3，在中国科技核心期刊中排名第 45；我刊的核心影响因子为 1.147，在土木工程类期刊中排名第 3，在中国科技核心期刊中排名第 201。根据《中国学术期刊（光盘版）》电子杂志社有限公司出版的 2017 年版《中国学术期刊影响因子年报（自然科学与工程技术）》，我刊的复合总被引频次为 19509，复合影响因子为 2.060，在 156 本土木建筑工程类期刊中排名第 4。

2017 年《岩土工程学报》被评为中国最具国际影响力学术期刊。中国最具国际影响力学术期刊是由中国学术文献国际评价研究中心、清华大学图书馆和《中国学术期刊（光盘版）》电子杂志社有限公司联合评价发布。2017 年中国最具国际影响力学术期刊共评出 175 本期刊，按国际影响力指数排序，《岩土工程学报》位居 106 位。

在 2017 年中国科协第二届优秀科技论文遴选计划的评选中，我刊 2016 年第 7 期发表的“地层条件对膨胀性砂土边坡地震后延迟变形的影响”（作者：王刚，张建民，魏星）一文被评为优秀论文。2017 年中国科协第二届优秀科技论文遴选计划入选论文共 99 篇。

（本刊编辑部）

理正边坡综合治理软件

有限元版

依托理正边坡综合治理软件已有边坡模型和治理模型,采用非线性有限单元技术对模型对象进行弹塑性分析,以及采用强度折减方法进行边坡稳定性分析。可以分析出边坡位移、应力应变及支护构件内力,并进行可视化查看。是传统规范方法的有效补充,同时也是国内较先具备P-BIM功能的边坡设计软件。

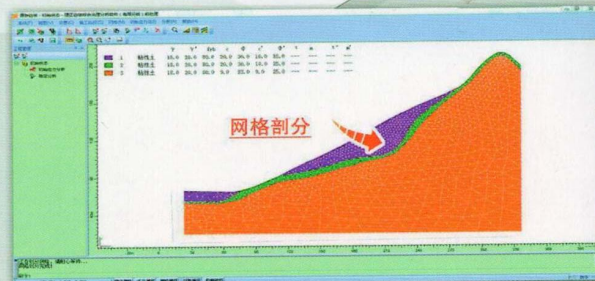
采用强度折减法进行整体稳定性分析,可以直接分析出可能滑动面及安全系数,方便与传统条分法相互印证,避免遗漏不利滑动面。



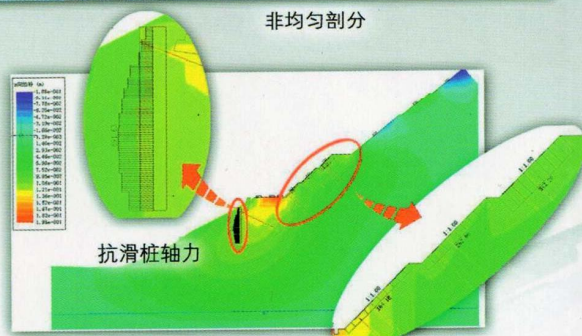
采用弹塑性分析方法,可以分析边坡在开挖、回填、支护等施工过程中应力位移变化过程和稳定性,可以分析支护结构的内力、位移。



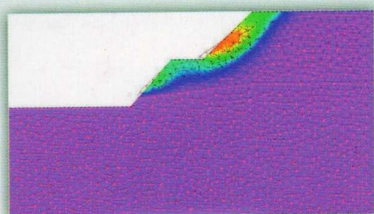
可以考虑降水、下雨等水位线变化对边坡的影响,也可分析多排桩联合支护等复杂情况下各构件的内力位移。



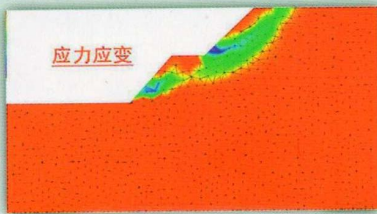
非均匀剖分



高边坡治理方案—x向位移+支护构件轴力



多层土两阶段位移



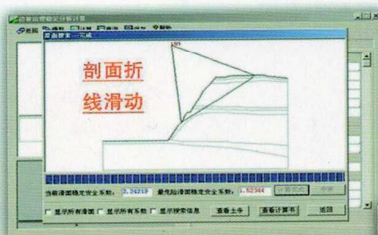
多层土两阶段等效塑性应变

实例：浙江某山区边坡工程

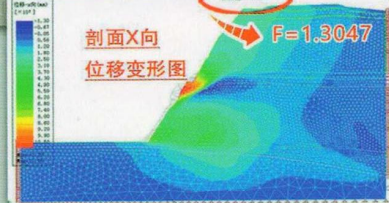
这个工程的特点是地质条件比较复杂,有多个地质夹层。根据现状调查,边坡地段土层及强风化厚度均较小,其滑动面为圆弧面的可能性不大,边坡体岩性种类较多,且物理力学性质差异较大。综合分析边坡体性质及工程经验,该边坡破坏主要为平面滑动,其中包括最不利结构面以及岩层内之间的滑动。



原始边坡



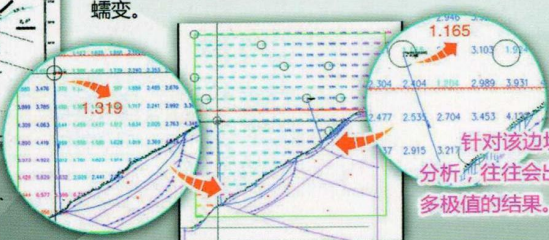
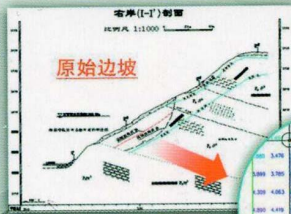
根据理正边坡综合治理软件有限元版的计算,通过剖面折线的滑动法,塑性应变等,可以从图上看,其坡破坏主要为平面滑动,与综合分析边坡体性质及工程经验结果基本一致。



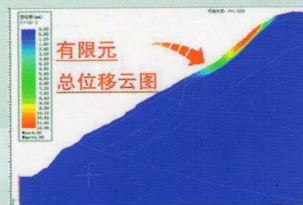
F=1.3047

实例：云南地区某高边坡工程

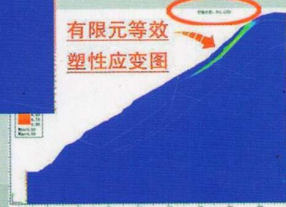
该工程为某坝址枢纽区右岸边坡。边坡高约100m,宽200m。受断裂构造影响,边坡内岩体破碎,裂隙发育,风化作用剧烈,全风化岩体与强风化岩体相间分布。边坡岩体在一定深度范围内卸荷、松弛,形成一个软弱夹层该软弱夹层在上部岩体重力作用下产生向河流方向上的蠕变。



针对该边坡的分析,往往会出现多极值的结果。



F=1.125



边综有限元软件可以直接分析出最不利结果。

地址：北京市西城区车公庄大街甲四号物华大厦A1108 (100044)
电话：010-6800096/98 E-mail: CAD@lizheng.com.cn
网址：www.lizheng.com.cn



欢迎关注
理正软件
官方微信