

ISSN 1000 — 4548
CODEN YGXUEB

岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第 43 卷 第 11 期 (总 371 期)
Vol. 43 No. 11 (Total 371)

11

2021

主 办

中 国 水 利 学 会	中 国 土 木 工 程 学 会
中 国 力 学 学 会	中 国 建 筑 学 会
中 国 水 力 发 电 工 程 学 会	中 国 振 动 工 程 学 会

ISSN 1000-4548



9 771000 454216

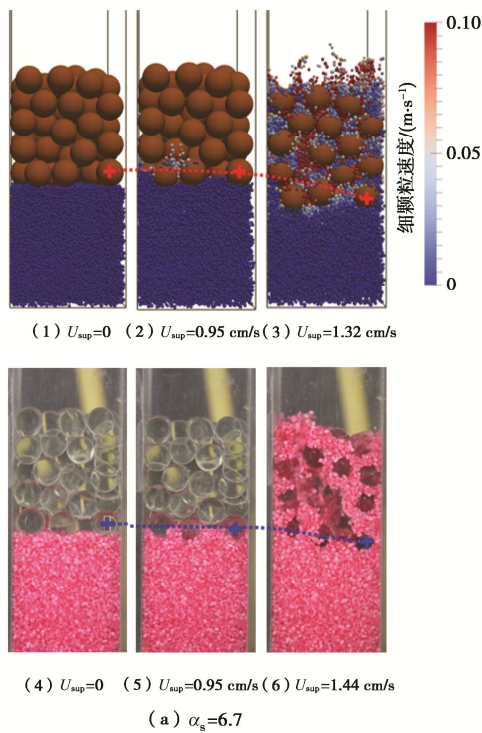


图 8 不同阶段粗颗粒滤层变形随表观渗流速度变化情况

Fig. 8 Evolution of coarse-particle layer deformation with superficial flow velocity

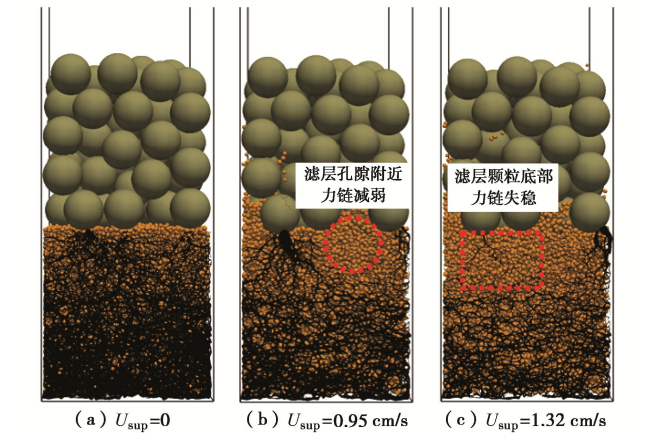
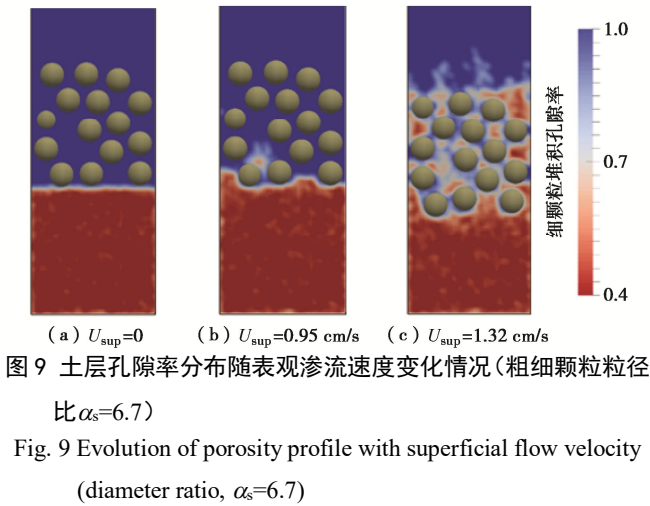
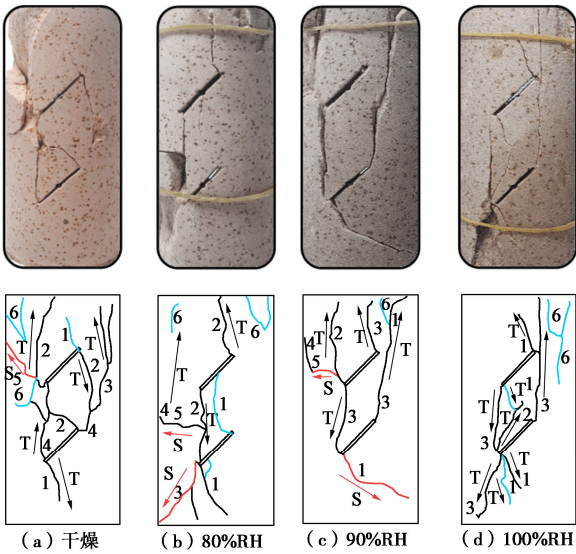
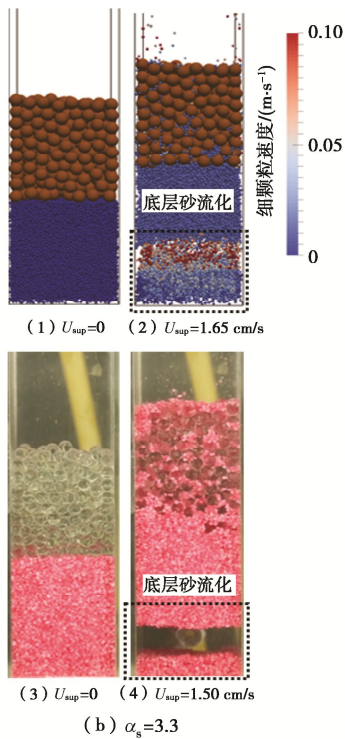


图 10 土基颗粒力链分布随表观渗流速度变化情况 (粗细颗粒粒径比 $\alpha_s=6.7$)

Fig. 10 Evolution of force chain in fine-particle layer with superficial flow velocity (diameter ratio, $\alpha_s=6.7$)



1-翼形裂纹, 2-反抗拉裂纹, 3-共面次级裂纹, 4-非共面次级裂纹, 5-横向裂纹, 6-远场裂纹, T-拉伸性质, S-剪切性质

图 12 单轴压缩下裂隙试样的裂纹发育图

Fig. 12 Crack propagation law of fractured sandstone specimen under uniaxial compression

《岩土工程学报》第十三届编委会名单

2021年5月15日 北京

名誉编委:	周 镜	孙 钧	魏汝龙	殷宗泽	李广信														
主 任:	陈生水																		
副 主 任:	蔡正银	龚晓南	孔令伟	官剑飞	陈祖煜	张建民													
编 委:	(以汉语拼音为序)																		
	白 冰	蔡国军	蔡袁强	蔡正银	陈国兴	陈锦剑	陈仁朋	陈生水	陈卫忠										
	陈育民	陈云敏	陈正汉	陈祖煜	程展林	崔新壮	杜修力	杜延军	范嘉程										
	冯世进	冯夏庭	高福平	高文生	高玉峰	官剑飞	龚晓南	何满潮	何 宁										
	洪振舜	胡黎明	黄茂松	蒋明镜	孔纲强	孔令伟	赖远明	李典庆	李术才										
	李 霞	李运辉	梁发云	刘汉龙	刘 润	刘松玉	路德春	马 巍	梅国雄										
	明经平	缪林昌	邵生俊	沈 强	沈水龙	施 斌	施建勇	宋二祥	孙德安										
	唐朝生	汪小刚	王复明	王兰民	王立忠	王明洋	王 睿	王卫东	王玉杰										
	王 媛	韦昌富	翁孟嘉	吴宏伟	谢和平	谢永利	徐长节	徐永福	许怀后										
	薛 强	杨春和	杨光华	杨 峻	杨 庆	杨仲轩	姚仰平	于玉贞	俞 缙										
	詹良通	张 嘎	张鸿儒	张建红	张建民	张璐璐	张伟文	张文忠	赵绍锋										
	郑 刚	郑 宏	郑俊杰	周创兵	周小平	朱 斌	朱合华	朱俊高	邹德高										
	邹维列																		
	M. Arroyo		M. D. Bolton		J. C. Chai		Ta-teh Chang		J. Chu										
	G. Crosta		Y. J. Cui		D. Frost		W. D. Guo		J. Han										
	L. Laloui		F. H. Lee		X. S. Li		A. Murakami		Y. Nakata										
	F. Nicot		C. O'Sullivan		J. C. Santamarina		S. Utili		C. Viggiani										
	J. H. Yin		H. S. Yu		F. Zhang														
主 编:	蔡正银																		
副 主 编:	汪小刚	杨春和	明经平																
责任编辑:	明经平	李运辉	胡海霞	孙振远	黄贤沙														

岩土工程学报

(月刊 1979 年创刊)

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

第 43 卷第 11 期 (总 371) 2021 年 11 月出版

Vol. 43, No. 11 (Total No. 371) Published in Nov. 2021

主 管	中国科学技术协会
主 办	中国水利学会 中国土木工程学会 中国力学学会 中国建筑学会 中国水力发电工程学会 中国振动工程学会
承 办	南京水利科学研究院
编 辑 出 版	《岩土工程学报》编辑部 地址: 南京虎踞关 34 号, 210024 电话: (025) 85829534, 85829556 传真: (025) 85829555 电子信箱: ge@nhri.cn
主 编	蔡正银
印 刷	江苏海河印务有限公司
发 行 范 围	公 开 发 行
订 阅	全国各地邮局 (南京邮局总发行) 国内邮发代号 28-62
国外总发行	中国国际图书贸易总公司 (北京 399 信箱) 国外发行代号 MO 0520
网 址	www.cgejournal.com

Competent Authority:

China Association for Science and Technology

Sponsors:

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

Published under the Auspices of

Nanjing Hydraulic Research Institute

Edited and Published by

Editorial Office of Chinese Journal of Geotechnical Engineering

Address: 34 Hujuguan, Nanjing 210024, China

Tel: 86-25-85829534, 85829556 Fax: 86-25-85829555

E-mail: ge@nhri.cn

Editor-in-Chief:

CAI Zheng-yin

Printed by

Jiangsu Hohai Printing Limited Company

Overseas Distributor:

China International Book Trading Corporation

P. O. Box 399, Beijing, China

Web Site: www.cgejournal.com

广 告 登 记 江苏省工商行政管理局登记编号: 广登 32000000054

《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,请不要再一稿两投,若3个月仍未收到稿件处理通知,作者有权自行处理来稿。

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

(4) 署名者应为稿件执笔人或稿件内容的主要责任者。

(5) 稿件可能涉及机密资料时应由作者单位出具非泄密证明。

(6) 凡被海内外正式出版物公开发表或已录用的稿件本刊不再受理。

3 稿件选用和清稿体例

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

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

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

(4) 稿件一经发表即付稿酬,并按发表文章页数收取版面费。

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

(6) 本刊版面为A4开本,双栏排版,版芯为25.4 cm×17.8 cm。

(7) 文章清稿层次体例为:中文文题、作者姓名、单位及所属部门、单位地址邮编、摘要、关键词、中图分类号、文献标识码、文章编号、作者简介;英文文题、作者姓名、单位及所属部门、单位地址邮编、摘要、关键词;基金项目及编号(首页下注);正文(按1.2.3, 1.1 1.2 1.3, (1) (2) (3), a) b) c)分章节);参考文献。

(8) 图表设计恰当,具自明性;先引引文,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。多次引用同一文献时,在正文标注首次引用的文献序号,并在序号的“[]”外著录引文页码。原始语种非英文参考文献后同时附相应的英文项目,并注明其原始语种。参考文献著录项目、体例如下:

a) 专著(普通图书、会议文集、学位论文、报告、汇编、标准等):[参考文献序号] 主要责任者.题名:其他题名信息[文献类型标识/文献载体标识].其他责任者.版本项.出版地:出版者,出版年:引文页码[引用日期].获取和访问路径.数字对象唯一标识符。

b) 专著中析出文献:[参考文献序号] 析出文献主要责任者.析出文献题名[文献类型标识/文献载体标识].析出文献其他责任者//专著主要责任者.专著题名:其他题名信息.版本项.出版地:出版者,出版年:析出文献起止页码[引用日期].获取和访问路径.数字对象唯一标识符。

c) 连续出版物(期刊、报纸等)中析出文献:[参考文献序号] 析出文献主要责任者.析出文献题名[文献类型标识/文献载体标识].连续出版物题名:其他题名信息,年,卷(期):起止页码[引用日期].获取和访问路径.数字对象唯一标识符。

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

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

外文文献著录规则同中文文献。外国人名,姓前名后,名用缩写,不加缩写点。

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

4 退 稿

(1) 未录用稿件一般以E-mail发送退稿通知。

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

(3) 退稿不承诺提供审阅意见。

5 本刊编辑部

本刊编辑部设在南京水利科学研究院科技信息研究中心。地址:南京市虎踞关34号,邮政编码:210024,电话:(025) 85829534, 85829556, 85829553, 85829543, 传真:(025) 85829555, 电子信箱:ge@nhri.cn, 网址: www.cgejournal.com。(2019年12月修订)

目次

论 文

混凝土面板堆石坝面板太阳热辐射温度应力计算分析 张宗亮, 张丙印, 周墨臻, 尹文杰, 冯业林 (1957)

金塘海峡海底地震反应特征的二维非线性分析 陈国兴, 岳文泽, 阮 滨, 王彦臻 (1967)

填埋场好氧修复三维沉降变形特性及加速稳定化分析 冯世进, 白真白, 郑奇腾 (1976)

截排减压抗浮多井系统简化计算及设计方法 朱东风, 曹 洪, 骆冠勇, 潘 泓, 罗赤字 (1986)

相变材料改良膨胀土冻融性能试验研究及微观机理分析 ... 黄英豪, 陈 永, 朱 洵, 吴志强, 朱 锐, 王 硕, 吴 敏 (1994)

冻土 - 结构相互作用体系振动台试验及数值分析 邢 爽, 吴 桐, 李曰兵, 潘鑫洲 (2003)

可溶性有机质对土壤胶体可移动性影响试验研究 张文杰, 蒋峰永 (2013)

横向非一致激励下非均匀场地中埋地管道的振动台试验研究 韩俊艳, 郭之科, 李立云, 侯本伟, 高云昊, 杜修力 (2020)

基于虚拟加载上限法和黏土小应变特性的桩基 $p - y$ 曲线 俞 剑, 朱俊霖, 黄茂松, 沈侃敏 (2029)

裂隙-孔隙双重介质 Darcy-Forchheimer 耦合流动模拟方法及工程应用 熊 峰, 姜清辉, 陈胜云, 胡小川 (2037)

基于巴西劈裂试验的冻结膨胀土拉伸特性研究 张勇敢, 鲁 洋, 刘斯宏, 李 卓, 张呈斌, 周雨奇 (2046)

地下水渗流条件下土工膜复合隔离墙中有机污染物迁移研究 彭春辉, 冯世进, 陈宏信, 罗春泳, 梁爱民, 丁祥鸿 (2055)

考虑基础提高的摇摆框架结构地震响应振动台试验研究 王国波, 王 垚, 禹海涛, 郑年文, 孙富学 (2064)

岩体粗糙裂隙几何特征对其 Forchheimer 型渗流特性的影响 周 新, 盛建龙, 叶祖洋, 罗 旺, 黄诗冰, 程爱平 (2075)

任意解流固耦合数值方法及在砂土渗流分析中应用 王 胤, 陶奕辰, 程 旷, 杨 庆 (2084)

高湿环境平行双裂隙砂岩单轴压缩破坏及裂纹扩展特性 陈 伟, 万 文, 赵延林, 王卫军, 吴秋红, 吴小凡, 谢森林 (2094)

倾斜荷载下能量桩受力变形特性三维有限元分析 龚建清, 彭文哲 (2105)

一种基于持水曲线的市政污泥水分分布测试方法研究 占鑫杰, 詹良通, 林伟岸, 陈云敏 (2112)

短 文

基于侧阻概化的桩基沉降计算方法研究 王 涛, 刘金砺, 褚 卓, 王 旭 (2119)

非饱和 Q_3 黄土微观结构特征及对强度特性影响机制 韦雅之, 姚志华, 种小雷, 张建华 (2127)

尾矿管涌溃坝模式及下泄冲击特性试验研究 吴帅峰, 严 俊, 蔡 红, 肖建章, 杜继芳, 刘传鹏 (2134)

讨 论

条分法计算边坡稳定安全系数的定义——关于“稳定安全系数计算公式中荷载与抗力错位影响探讨”的讨论 ... 宋二祥 (2142)

对“条分法计算边坡稳定安全系数的定义”的答复 付文光 (2143)

关于“稳定安全系数计算公式中荷载与抗力错位影响探讨”的质疑 孙建生 (2146)

对“稳定安全系数计算公式中荷载与抗力错位影响探讨”质疑的答复 付文光 (2147)

简 讯

新书介绍:《非饱和土与特殊土力学——理论创新、科研方法及治学感悟》 (1966)

彩色插图索引 (2083)

《岩土工程学报》征订启事 (2141)

欢迎订阅《勘察科学技术》 (2145)

《岩土工程学报》第十三届编委会名单 (扉页 I)

征稿简则 (扉页 II)

CONTENTS

PAPERS

- Numerical analysis of thermal stress induced by solar radiation in concrete-faced rockfill dams ZHANG Zong-liang, ZHANG Bing-yin, ZHOU Mo-zhen, YIN Wen-jie, FENG Ye-lin (1957)
- Two-dimensional nonlinear seismic response analysis for seabed site effect assessment in Jintang Strait CHEN Guo-xing, YUE Wen-ze, RUAN Bin, WANG Yan-zhen (1967)
- Three-dimensional settlement characteristics and accelerated stabilization of landfills under aerobic remediation FENG Shi-jin, BAI Zhen-bai, ZHENG Qi-teng (1976)
- Simplified calculation and design method of multi-well system for anti-uplifting based on intercepting and discharging water ZHU Dong-feng, CAO Hong, LUO Guan-yong, PAN Hong, LUO Chi-yu (1986)
- Experimental study and micro-mechanism analysis of freeze-thaw performance of expansive soils improved by phase-change materials HUANG Ying-hao, CHEN Yong, ZHU Xun, WU Zhi-qiang, ZHU Rui, WANG Shuo, WU Min (1994)
- Shaking table tests and numerical analysis of frozen soil-structure interaction system XING Shuang, WU Tong, LI Yue-bing, PAN Xin-zhou (2003)
- Experimental study on effect of dissolved organic matter on mobility of soil colloids ZHANG Wen-jie, JIANG Feng-yong (2013)
- Shaking table tests on buried pipelines in inhomogeneous soil under transverse non-uniform excitation HAN Jun-yan, GUO Zhi-ke, LI Li-yun, HOU Ben-wei, GAO Yun-hao, DU Xiu-li (2020)
- T-EMSD-based p - γ curve of laterally loaded piles in clay considering small-strain behavior YU Jian, ZHU Jun-lin, HUANG Mao-song, SHEN Kan-min (2029)
- Modeling of coupled Darcy-Forchheimer flow in fractured porous media and its engineering application XIONG Feng, JIANG Qing-hui, CHEN Sheng-yun, HU Xiao-chuan (2037)
- Experimental study on tensile strength of frozen expansive soils based on Brazilian splitting tests ZHANG Yong-gan, LU Yang, LIU Si-hong, LI Zhuo, ZHANG Cheng-bin, ZHOU Yu-qi (2046)
- Migration of organic contaminants in composite geomembrane cut-off wall considering groundwater seepage PENG Chun-hui, FENG Shi-jin, CHEN Hong-xin, LUO Chun-yong, LIANG Ai-min, DING Xiang-hong (2055)
- Shaking table tests on seismic response of rocking frame structure considering foundation uplift WANG Guo-bo, WANG Yao, YU Hai-tao, ZHENG Nian-wen, SUN Fu-xue (2064)
- Effects of geometrical feature on Forchheimer-flow behavior through rough-walled rock fractures ZHOU Xin, SHENG Jian-long, YE Zu-yang, LUO Wang, HUANG Shi-bing, CHENG Ai-ping (2075)
- Arbitrary resolved-unresolved CFD-DEM coupling method and its application to seepage flow analysis in sandy soil WANG Yin, TAO Yi-chen, CHENG Kuang, YANG Qing (2084)
- Uniaxial compression damage and crack propagation features of parallel double-fissure sandstones under high-humidity environments CHEN Wei, WAN Wen, ZHAO Yan-lin, WANG Wei-Jun, WU Qiu-hong, WU Xiao-fan, XIE Sen-lin (2094)
- Three-dimensional finite element analysis of stress and deformation characteristics of energy piles under inclined loads GONG Jian-qing, PENG Wen-zhe (2105)
- Moisture distribution in sewage sludge based on soil-water characteristic curve ZHAN Xin-jie, ZHAN Liang-tong, LIN Wei-an, CHEN Yun-min (2112)

NOTES

- Calculation of settlement of pile foundation based on conceptualization of pile shaft resistance WANG Tao, LIU Jin-li, CHU Zhuo, WANG Xu (2119)
- Microstructural properties of unsaturated Q_3 loess and their influence mechanisms on strength properties WEI Ya-zhi, YAO Zhi-hua, CHONG Xiao-lei, ZHANG Jian-hua (2127)
- Experimental study on dam break mode of tailing piping and discharge impact characteristics WU Shuai-feng, YAN Jun, CAI Hong, XIAO Jian-zhang, DU Ji-fang, LIU Chuan-peng (2134)

DISCUSSIONS

- On the safety factor definition of slope stability calculated by the slices method — Discussion on “Discussion of dislocation phenomena of resistance and load in formula for stability safety factor” SONG Er-xiang (2142)
- Reply to “on the safety factor” definition of slope stability calculated by the slices method” FU Wen-guang (2143)
- Query about “Discussion of dislocation phenomena of resistance and load in formula for stability safety factor” SUN Jian-sheng (2146)
- Reply to query about “Discussion of dislocation phenomena of resistance and load in formula for stability safety factor” FU Wen-guang (2147)

NEWS

- Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering (head page I)
- Invitation for original papers (head page II)

DOI: 10.11779/CJGE202111001

混凝土面板堆石坝面板太阳热辐射温度应力计算分析

张宗亮¹, 张丙印², 周墨臻³, 尹文杰², 冯业林¹

(1. 中国电建集团昆明勘测设计研究院有限公司, 云南 昆明 650051; 2. 清华大学水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084;

3. 北京交通大学城市地下工程教育部重点实验室, 北京 100044)

摘要: 采用基于对偶 mortar 元的计算接触力学方法, 推导了可用于非协调网格的非稳定温度场求解格式, 发展了考虑温度应力及非线性接触的热-力耦合计算方法, 自主开发了相应的有限元数值模拟程序。对一理想高面板堆石坝进行了考虑夏季太阳辐射作用的热力耦合精细化计算分析。计算结果表明, 在夏季太阳热辐射作用下, 水上面板的上表面可发生较大的温度升高, 最大温度可达 51.6℃, 并造成面板坝轴向挤压应力显著增大, 最大可达 22.3 MPa。此时, 面板最大挤压应力发生在河谷中部面板的顶部, 且挤压应力的高值主要分布在面板上表面的薄层中。这些特点与实际工程发生面板挤压破损的现象相似, 表明夏季太阳热辐射所致面板温度应力, 是使面板发生挤压破损的重要原因之一。
关键词: 堆石坝; 面板挤压破损; 太阳热辐射; 对偶 mortar 有限元; 温度应力

中图分类号: TV641.43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-1957-10

作者简介: 张宗亮(1963—), 男, 全国工程勘察设计大师, 博士, 主要从事水利水电工程勘察、设计与科研工作。E-mail: zhang_zl@powerchina.cn。

Numerical analysis of thermal stress induced by solar radiation in concrete-faced rockfill dams

ZHANG Zong-liang¹, ZHANG Bing-yin², ZHOU Mo-zhen³, YIN Wen-jie², FENG Ye-lin¹

(1. Power China Kunming Engineering Corporation Limited, Kunming 650051, China; 2. State Key Laboratory of Hydrosience and

Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 3. Key Laboratory for Urban Underground Engineering of Ministry of Education,

Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

Abstract: Based on the dual mortar method within the framework of computational contact mechanics, the transient heat conduction theory with nonconforming meshes is derived. A new thermo-mechanical coupled method is proposed to account for the temperature-induced stress and nonlinear contact behavior in concrete-faced rockfill dams (CFRDs). It is implemented numerically in the authors' in-house finite element code and then used to simulate an ideal CFRD under the solar radiation effect. The numerical results indicate that the solar radiation in summer can cause a significant temperature increase to the concrete face above the reservoir water. The maximum temperature reaches up to 51.6 °C and hence contributes a considerable additional value to the axial extrusion stress of the concrete face. The maximum stress is 22.3 MPa and occurs at the central valley near the dam top. The high values of extrusion stress are located at a thin layer near the outer surface. The numerical phenomenon coincides with the common features of extrusion damage from the practical CFRDs, confirming that the thermal stress induced by the summer solar radiation is one of the major factors causing extrusion damage.

Key words: concrete-faced rockfill dam; extrusion damage; solar radiation; dual mortar finite element method; thermal stress

0 引言

20 世纪末以来, 国内外陆续建设成一批超高面板坝工程, 在取得成功建设经验的同时, 也发现有不少工程在运行期发生了混凝土面板沿纵接缝的挤压破损问题^[1], 例如, 中国的天生桥一级面板坝(坝高 178 m)^[2-3]、水布垭面板坝(坝高 233 m)^[4]等, 国外的默霍尔面板坝(Mohale, 坝高 145 m)、巴拉格兰德面板坝(Barra Grande, 坝高 185 m)和肯柏诺沃面板坝(Campos

Novos, 坝高 202 m)等^[5-7]。

上述实例是超高面板堆石坝发生最为普遍的一种面板结构破损。文献[8]总结了这些工程中面板发生挤压破损的现象, 发现这种挤压破损现象具有都发生在

基金项目: 国家重点研发计划项目(2017YFC0404802); 国家自然科学基金面上项目(51979143); 国家自然科学基金青年科学基金项目(51808034)

收稿日期: 2021-03-04

河谷中央面板的顶部部位、压性纵缝的两侧以及通常首先发生在面板的表层等特征。图 1 (a), (b) 分别给出了天生桥一级面板坝面板发生挤压破损的照片和位置图。

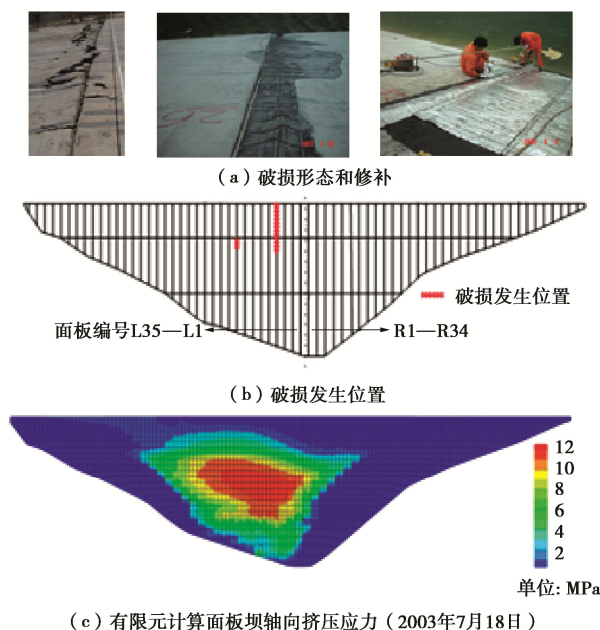


图 1 天生桥一级面板坝面板挤压破损及挤压应力计算值

Fig. 1 Extrusion damages and calculated extrusion stresses of concrete face in Tianshengqiao-1 CFRD

混凝土面板通常被看作是堆石体上的柔性薄板结构,其应力的分布和大小取决于堆石坝体变形的大小分布。在坝轴线方向,坝体堆石体发生由两岸指向河谷方向的位移,从而使河谷中部面板发生轴向挤压,这被认为是面板发生挤压破损的主要原因。

但是,根据图 1 (c) 所示的计算结果可以发现,计算结果和实际面板挤压破损之间存在诸多的矛盾:①实际挤压破损并没有发生在计算挤压应力最大的位置。有限元计算的最大坝轴向挤压应力一般总是位于河谷中央面板的中部或中下部,而面板的实际挤压破损却总是发生在河谷中央面板的顶部。②计算所得面板的最大挤压应力一般不超过 15 MPa,尚远低于面板混凝土的极限抗压强度。即使考虑面板顶部相对不利的受力条件,面板轴向抗压也应是安全的。③天生桥一级面板堆石坝已安全运行 20 a,坝体后期流变变形的量值已经不大,应该不再是造成面板轴向挤压的主要因素。

通过上面的讨论可以发现,对于面板的挤压破损现象,除了由于坝体变形所导致的面板挤压之外,还应该有其他重要的影响因素。

天生桥一级面板堆石坝最大坝高 178 m,是中国首座超高面板堆石坝。该坝位于贵州和广西界河南盘

江中下游,在北纬 25 度附近,夏季太阳辐射强度大。在面板堆石坝中,面板位于大坝上游面,其应力受外界环境温度变化的影响较大。在发生大幅升温时也可产生很大的坝轴向挤压应力。据统计,自 2003 年—2012 年,天生桥一级面板堆石坝共发生 8 次面板挤压破损,均发生在夏初或夏中,其中发生在 5 月下旬 2 次、6 月 3 次、7 月 3 次。根据现场的观测资料,在太阳热辐射作用下,夏季天生桥面板坝面板的表面温度最高可达 50℃~60℃。

通过以上分析可以发现,夏季太阳热辐射在面板中产生高温,是否会在面板中产生较高的温度应力,从而诱发面板发生挤压破损,是一个值得深入研究和探讨的问题。关于面板温度应力,以往的研究重点多集中在施工期及面板裂缝等问题,例如浇筑时的气温、入仓温度、水化热和气温变化的影响^[9-12],施工期太阳辐射的影响^[13]等。王子健等^[14]考虑运行期季节性气温变化,从结构应力和温度应力的角度分析了公伯峡面板堆石坝运行期面板产生裂缝的原因。此外,还有考虑温度对面板混凝土模量及堆石料变形影响的相关研究^[15-16]。目前,有关面板坝运行期尤其是太阳辐射温度应力的研究成果还较为少见。

本文基于对偶 mortar 有限元多体接触计算方法,发展了一种瞬态温度场分析与应力变形分析的热-力多物理场耦合计算方法。对一理想高面板坝进行有限元计算,分析了夏季太阳热辐射作用对混凝土面板应力的影响。

1 热-力耦合对偶 mortar 有限元法

在面板坝有限元计算分析中,面板应力的准确计算是个难题。在面板坝中存在面板与垫层、面板与面板以及面板与周边缝等接触关系,因而是一个典型的复杂多体接触系统。采用传统的接触面单元法,面板应力计算的精度较差。此外,面板厚度很薄,造成面板单元划分的几何形态一般很差^[17]。本文要进行热-力耦合计算,需分析温度及其应力沿面板厚度方向的分布,这要求在面板厚度方向划分更多层的单元,从而会使得面板单元划分的矛盾更加突出。

为了解决上述的关键难题,本文发展了基于对偶 mortar 元的计算接触力学方法。相比传统的接触面单元法,该法对位移不连续现象的处理具有本质的优越性。此外,对每个接触物体还可以单独划分有限元网格。也即,采用这种接触方法进行面板坝计算时,坝体和面板的单元可分别单独划分,不要求两者之间协调。这样很容易实现对面板网格的精细划分,从而提高面板应力的计算精度。

mortar 元^[18]作为最流行的一种面-面接触方法, 已成功嵌入 ABAQUS 和 ANSYS 等商业软件, 可用以应对接触求解精度的挑战, 但由于矩阵性态的影响, 大规模计算的求解效率仍需进一步考察。对偶 mortar 元^[19-20]可保持与 mortar 元同精度, 且同时提升求解效率, 为面板应力的精细计算提供了一种新途径。

1.1 基于对偶 mortar 元的非稳定温度场计算方法

对运行期面板堆石坝坝体和面板的非稳定温度场, 采用瞬态热传导方程^[21-22]:

$$c\rho\dot{\theta} - k\nabla^2\theta = 0, \quad (1)$$

式中, c , ρ , θ 和 k 为比热、密度、温度和热传导系数。符号 ∇^2 为对空间坐标的二阶偏导算子。三类边界条件为 (图 2):

$$\left. \begin{aligned} \Gamma_\theta: \theta &= \hat{\theta}, \\ \Gamma_q: \mathbf{q} \cdot \mathbf{n}_q &= \hat{q}_n, \\ \Gamma_r: \mathbf{q} \cdot \mathbf{n}_r &= h_c(\theta - \theta_a) - \alpha_s q_s, \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中, $\hat{\theta}$ 为 Dirichlet 边界 Γ_θ 上给定的温度。 \mathbf{q} 为边界热流。 \mathbf{n}_q , \hat{q}_n 分别为 Neumann 边界 Γ_q 的单位法向量和给定的热流。 \mathbf{n}_r 为 Robin 边界 Γ_r 的单位法向量, h_c , θ_a 分别为对流系数和空气温度, α_s 为表面吸热系数, q_s 为与太阳辐射相对应的热流。

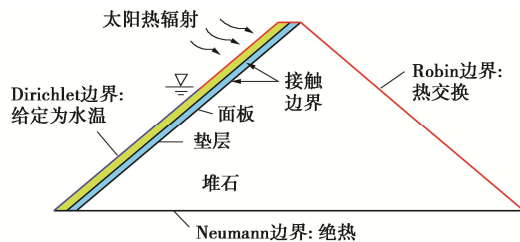


图 2 非稳定温度场的三类边界条件

Fig. 2 Three boundary conditions in thermal analysis

本文采用基于对偶 mortar 元的计算接触力学方法, 因而还存在不同物体间的接触界面。在本文的计算中, 为使面板具有较高计算精度而采用较密网格, 垫层与堆石则采用较稀网格。对于三者之间的非协调网格接触界面 Γ_c , 需满足如下连续性条件:

$$\theta_s = \theta_m, \quad (3)$$

式中, θ_s , θ_m 为从面和主面的温度。

基于约束变分原理, 使用 Lagrange 乘子法施加上述连续性条件, 可得控制方程的弱形式为

$$\begin{aligned} & \int_{\Omega^t} [\delta\theta(c\rho\dot{\theta}) + \nabla(\delta\theta) \cdot (k\nabla\theta)] d\Omega + \\ & \int_{\Gamma_r} \delta\theta(h_c\theta) d\Gamma + \int_{\Gamma_c} (\delta\theta_s - \delta\theta_m)\lambda d\Gamma = \\ & \int_{\Gamma_r} \delta\theta(h_c\theta_a + \alpha_s q_s) d\Gamma - \int_{\Gamma_q} \delta\theta\hat{q}_n d\Gamma, \end{aligned} \quad (4)$$

式中, Ω^t 为当前计算区域。

相应地, 接触界面连续性条件的弱形式为

$$\int_{\Gamma_c} \delta\lambda(\theta_s - \theta_m) d\Gamma = 0. \quad (5)$$

温度 θ 及其变分 $\delta\theta$ 采用有限元线性单元的形函数 N 进行插值, Lagrange 乘子 λ 及其变分 $\delta\lambda$ 则采用如下的对偶基函数 Ψ 进行插值^[19-20, 23]:

$$\int_{\Gamma_c} \Psi_j N_k d\Gamma = \delta_{jk} \int_{\Gamma_c} N_k d\Gamma, \quad (6)$$

式中, δ_{jk} 为 Kronecker 函数。

采用后向欧拉法进行时间插值, 对式 (4) 进行时间积分, 可得基于对偶 mortar 有限元法的非稳定温度场计算格式:

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{H}\boldsymbol{\theta} + \mathbf{L}^T\boldsymbol{\lambda} - \mathbf{C}^T\boldsymbol{\lambda} &= \mathbf{Q}, \\ \mathbf{L}\boldsymbol{\theta}_s - \mathbf{C}\boldsymbol{\theta}_m &= \mathbf{0}, \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

式中,

$$\begin{aligned} \mathbf{H} &= \int_{\Omega^t} (c\rho N^T N + \tau k \nabla N^T \nabla N) d\Omega + \\ & \int_{\Gamma_r} \tau h_c N^T N d\Gamma, \end{aligned} \quad (8a)$$

$$\mathbf{L} = \int_{\Gamma_c} \tau \Psi^T N_s d\Gamma, \quad \mathbf{C} = \int_{\Gamma_c} \tau \Psi^T N_m d\Gamma, \quad (8b)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{Q} &= \int_{\Omega^t} c\rho N^T N \theta_{his} d\Omega - \int_{\Gamma_q} \tau N^T \hat{q}_n d\Gamma + \\ & \int_{\Gamma_r} (\tau h_c N^T \theta_a + \tau \alpha_s N^T q_s) d\Gamma, \end{aligned} \quad (8c)$$

其中, τ 表示相邻时间步的时间间隔。

将结点分为 3 个子集: 从点 S 、主点 M 以及其他点 R 。式 (7) 可等价地写为以下的子块形式:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{H}_{RR} & \mathbf{H}_{RS} & \mathbf{H}_{RM} & \mathbf{0} \\ \mathbf{H}_{SR} & \mathbf{H}_{SS} & \mathbf{H}_{SM} & \mathbf{L}^T \\ \mathbf{H}_{MR} & \mathbf{H}_{MS} & \mathbf{H}_{MM} & -\mathbf{C}^T \\ \mathbf{0} & \mathbf{L} & -\mathbf{C} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \boldsymbol{\theta}_R \\ \boldsymbol{\theta}_S \\ \boldsymbol{\theta}_M \\ \boldsymbol{\lambda} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{Q}_R \\ \mathbf{Q}_S \\ \mathbf{Q}_M \\ \mathbf{0} \end{bmatrix}. \quad (9)$$

可以看到, 左端项矩阵最后一行的对角元为零元素, 导致矩阵失去正定性, 一般需采用稳定双共轭梯度法 (Bi-conjugate gradients stabilized method) 等特殊方法进行求解, 且求解效率也不高。

注意到式 (6) 给出的对偶基函数 Ψ 将使得 \mathbf{L} 矩阵成为严格对角矩阵, 因此可使用矩阵变换方法^[23], 将式 (9) 中的第 2 行和第 4 行消去, 同时将第 2 列和第 4 列也消去, 从而得到:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{H}_{RR} & \tilde{\mathbf{H}}_{RM} \\ \tilde{\mathbf{H}}_{RM}^T & \tilde{\mathbf{H}}_{MM} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \boldsymbol{\theta}_R \\ \boldsymbol{\theta}_M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{Q}_R \\ \mathbf{Q}_M + \mathbf{G}^T \mathbf{Q}_S \end{bmatrix}, \quad (10)$$

其中,

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{G} &= \mathbf{L}^{-1} \mathbf{C}, \\ \tilde{\mathbf{H}}_{RM} &= \mathbf{H}_{RS} \mathbf{G} + \mathbf{H}_{RM}, \\ \tilde{\mathbf{H}}_{MM} &= \mathbf{H}_{MS} \mathbf{G} + \mathbf{H}_{MM} + \mathbf{G}^T \mathbf{H}_{SM} + \mathbf{G}^T \mathbf{H}_{SS} \mathbf{G}. \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

在式(11)中,矩阵 \mathbf{G} 包含矩阵 \mathbf{L} 的逆。如果将 Ψ 直接取为温度的插值函数 \mathbf{N} (对应常规 mortar 元^[18]),此时,矩阵 \mathbf{L} 的求逆代价极高,往往不如直接求解式(9)。而在对偶 mortar 元中,由于 \mathbf{L} 的严格对角特性,其求逆代价可忽略不计,因此可选择求解式(10),此时不仅左端项矩阵恢复了正定性,而且矩阵规模也大为缩减,从而计算效率可显著提升。这一优势完全得益于式(6)中对偶基函数 Ψ 的定义,这也正是对偶 mortar 元与常规 mortar 元的本质区别。

1.2 基于对偶 mortar 元的热-力耦合计算方法

对应力变形计算,控制方程为

$$\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{b} = \mathbf{0}, \quad (12)$$

式中, $\boldsymbol{\sigma}$ 为应力张量, \mathbf{b} 为体积力。

在计算中,存在面板-垫层以及面板-面板等之间的非线性摩擦接触。摩擦接触可描述为如下的法向和切向 KKT 条件^[20, 23]:

$$\left. \begin{aligned} \text{法向: } p_n \leq 0, \quad g_n \geq 0, \quad p_n g_n = 0, \\ \text{切向: } \kappa_t \leq 0, \quad l_t \geq 0, \quad \kappa_t l_t = 0, \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

式中, p_n 为法向接触应力,以压为正。 g_n 为法向间隙,以脱开为正。 κ_t 和 l_t 定义为

$$\left. \begin{aligned} \kappa_t = \|\mathbf{f}_t\| - \mu |p_n|, \\ \bar{v}_t + l_t \mathbf{f}_t = \mathbf{0}, \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

式中, \mathbf{f}_t 为切向摩擦应力, μ 为摩擦系数, \bar{v}_t 为切向相对运动速度。可见,KKT 条件规定了法向应满足不可贯入条件和无拉应力条件,而切向应满足库伦定律中的黏结条件和摩擦运动学条件。

采用 Lagrange 乘子法施加 KKT 条件,可得控制方程的弱形式为

$$\begin{aligned} \int_{\Omega'} \langle \nabla(\delta \mathbf{u}), \boldsymbol{\sigma} \rangle d\Omega + \int_{\Gamma_c} (\delta \mathbf{u}_s^T - \delta \mathbf{u}_m^T) \tilde{\mathbf{R}} \tilde{\boldsymbol{\lambda}} d\Gamma \\ = - \int_{\Omega'} \delta \mathbf{u} \cdot \mathbf{b} d\Omega - \int_{\Gamma_\sigma} \delta \mathbf{u} \cdot \hat{\mathbf{t}} d\Gamma, \end{aligned} \quad (15)$$

其中, \mathbf{u} 为位移。 \mathbf{u}_s 和 \mathbf{u}_m 分别为从面和主面上的位移。 $\tilde{\boldsymbol{\lambda}}$ 为应力变形计算中的 Lagrange 乘子。 $\hat{\mathbf{t}}$ 为 Neumann 边界 Γ_σ 上的给定面力。矩阵 $\tilde{\mathbf{R}}$ 表示由从面法向 \mathbf{n} 和切向 $\boldsymbol{\tau}_1, \boldsymbol{\tau}_2$ 构成的正交旋转矩阵:

$$\tilde{\mathbf{R}} = [\boldsymbol{\tau}_1, \boldsymbol{\tau}_2, -\mathbf{n}]. \quad (16)$$

相应地,KKT 条件的弱形式为

$$\left. \begin{aligned} \int_{\Gamma_N} \delta \tilde{\boldsymbol{\lambda}}^T \tilde{\mathbf{R}}^T (\mathbf{u}_s - \mathbf{u}_m) d\Gamma &= \mathbf{0}, \\ \int_{\Gamma_H} \delta \mathbf{u}_s^T \tilde{\boldsymbol{\delta}}_t \tilde{\boldsymbol{\lambda}} d\Gamma &= \int_{\Gamma_H} \delta \mathbf{u}_s^T \tilde{\mathbf{R}}_t^T \mu \left| \tilde{\boldsymbol{\lambda}}_n^{\text{tr}} \right| \boldsymbol{\tau}^{\text{tr}} d\Gamma, \\ \int_{\Gamma_H} \delta \tilde{\boldsymbol{\lambda}}^T \tilde{\mathbf{R}}_n^T (\mathbf{u}_s - \mathbf{u}_m) d\Gamma &= \mathbf{0}, \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

式中, Γ_N, Γ_H 分别为处于黏结状态和滑动状态的边界。 $\tilde{\boldsymbol{\lambda}}_n^{\text{tr}}, \boldsymbol{\tau}^{\text{tr}}$ 分别为预估的法向接触应力和从面切线方向。

矩阵 $\tilde{\mathbf{R}}_t, \tilde{\mathbf{R}}_n$ 和 $\tilde{\boldsymbol{\delta}}_t$ 为

$$\left. \begin{aligned} \tilde{\mathbf{R}}_t &= [\boldsymbol{\tau}_1, \boldsymbol{\tau}_2, \mathbf{0}], \\ \tilde{\mathbf{R}}_n &= [\mathbf{0}, \mathbf{0}, -\mathbf{n}], \\ \tilde{\boldsymbol{\delta}}_t &= \tilde{\mathbf{R}}^T \tilde{\mathbf{R}}_t. \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

使用 Newton-Raphson 方法处理材料非线性,则应力张量 $\boldsymbol{\sigma}$ 可线性化为

$$\boldsymbol{\sigma} \approx \frac{\partial \boldsymbol{\sigma}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}} \Delta \boldsymbol{\varepsilon} + \boldsymbol{\sigma}_{\text{his}}, \quad (19)$$

式中, $\boldsymbol{\varepsilon}$ 为应变张量, $\boldsymbol{\sigma}_{\text{his}}$ 为历史应力。应变增量 $\Delta \boldsymbol{\varepsilon}$ 为位移增量 $\Delta \mathbf{u}$ 和温度增量 $\Delta \theta$ 的函数:

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon} = \frac{\partial \boldsymbol{\varepsilon}}{\partial \mathbf{u}} \Delta \mathbf{u} - \alpha_\theta \Delta \theta \mathbf{I}_{3 \times 3}, \quad (20)$$

其中, α_θ 为温度线膨胀系数, $\mathbf{I}_{3 \times 3}$ 为二阶单位球张量。

位移 \mathbf{u} 及其变分 $\delta \mathbf{u}$ 采用有限元线性单元的形函数 $\tilde{\mathbf{N}}$ 进行插值,Lagrange 乘子 $\tilde{\boldsymbol{\lambda}}$ 及其变分 $\delta \tilde{\boldsymbol{\lambda}}$ 则采用类似式(6)的对偶基函数 $\tilde{\Psi}$ 进行插值:

$$\tilde{\Psi}_j = [\Psi_j, \Psi_j, \Psi_j], \quad (21)$$

式中, Ψ_j 也就是式(6)所给出的对偶基函数, $\tilde{\Psi}_j$ 则表示此处用于插值结点乘子 $\tilde{\boldsymbol{\lambda}}_j$ 的相应函数。

至此,可得基于对偶 mortar 有限元法的应力变形计算格式:

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{K} \Delta \mathbf{u} + \mathbf{D}^T \mathbf{R} \tilde{\boldsymbol{\lambda}} - \mathbf{M}^T \mathbf{R} \tilde{\boldsymbol{\lambda}} &= \mathbf{F}, \\ \mathbf{R}_{\text{NN}}^T \mathbf{D}_{\text{NN}} \Delta \mathbf{u}_N - \mathbf{R}_{\text{NN}}^T \mathbf{M}_{\text{NM}} \Delta \mathbf{u}_M &= \mathbf{r}_N, \\ \mathbf{R}_n^T \mathbf{D}_{\text{HH}} \Delta \mathbf{u}_H - \mathbf{R}_n^T \mathbf{M}_{\text{HM}} \Delta \mathbf{u}_M &= \mathbf{r}_H^n, \\ \boldsymbol{\delta}_t^T \mathbf{D}_{\text{NN}}^T \tilde{\boldsymbol{\lambda}}_H &= \mathbf{r}_H^t, \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

式中,下标 N 和 H 分别表示从面上处于黏结和滑动状态的相应结点集合,下标 M 表示主面上的结点集合。矩阵 \mathbf{R}, \mathbf{R}_n 和 $\boldsymbol{\delta}_t$ 分别为矩阵 $\tilde{\mathbf{R}}, \tilde{\mathbf{R}}_n$ 和 $\tilde{\boldsymbol{\delta}}_t$ 的结点平均形式。矩阵 $\mathbf{K}, \mathbf{D}, \mathbf{M}, \mathbf{F}$ 以及向量 \mathbf{r} 分别为

$$\mathbf{K} = \int_{\Omega'} \left(\nabla \tilde{\mathbf{N}}^T \frac{\partial \boldsymbol{\sigma}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}} \nabla \tilde{\mathbf{N}} \right) d\Omega, \quad (23a)$$

$$\mathbf{D} = \int_{\Gamma_c} \tilde{\Psi}^T \tilde{\mathbf{N}}_s d\Gamma, \quad \mathbf{M} = \int_{\Gamma_c} \tilde{\Psi}^T \tilde{\mathbf{N}}_M d\Gamma, \quad (23b)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{F} = \int_{\Omega'} \left(\alpha_\theta \nabla \tilde{\mathbf{N}}^T \frac{\partial \boldsymbol{\sigma}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}} \mathbf{m} \mathbf{N} \Delta \theta \right) d\Omega - \\ \int_{\Omega'} (\nabla \tilde{\mathbf{N}}^T \boldsymbol{\sigma}_{\text{his}} + \tilde{\mathbf{N}}^T \mathbf{b}) d\Omega - \int_{\Gamma_\sigma} \tilde{\mathbf{N}}^T \hat{\mathbf{t}} d\Gamma, \end{aligned} \quad (23c)$$

$$\mathbf{r}_N = -\mathbf{R}_{\text{NN}}^T (\mathbf{D}_{\text{NN}} \mathbf{x}_N - \mathbf{M}_{\text{NM}} \mathbf{x}_M), \quad (23d)$$

$$\mathbf{r}_H^n = -\mathbf{R}_n^T (\mathbf{D}_{\text{HH}} \mathbf{x}_H - \mathbf{M}_{\text{HM}} \mathbf{x}_M), \quad (23e)$$

$$\mathbf{r}_H^t = \mathbf{R}_t^T \mathbf{D}_{\text{HH}}^T \mathbf{e}_n^T \left| \tilde{\boldsymbol{\lambda}}_H^{\text{tr}} \right| \int_{\Gamma_H} \mu \boldsymbol{\tau}^{\text{tr}} d\Gamma, \quad (23f)$$

式中, \mathbf{R}_t 为矩阵 $\tilde{\mathbf{R}}_t$ 的结点平均形式。 \mathbf{m} 为二阶单位球张量 $\mathbf{I}_{3 \times 3}$ 的向量表达,规则同应力张量的向量表达。向量 \mathbf{x} 为结点坐标。

采用混合切向接触条件^[23]解决面板相互接触所引发的算法不稳定问题,采用矩阵变换方法^[23]解决鞍

点问题, 则式 (22) 可改写为

$$\left. \begin{aligned} & (\mathbf{P}^T \mathbf{K} \mathbf{P}) \mathbf{y} = \mathbf{P}^T \mathbf{F} - \mathbf{D}^T \tilde{\boldsymbol{\lambda}}, \\ & \text{滑动: } \mathbf{e}_{\tau_1}^T \tilde{\boldsymbol{\lambda}}_j = \mu \mathbf{e}_n^T |\tilde{\boldsymbol{\lambda}}_j^{\text{tr}}|, \\ & \text{滑动: } \mathbf{e}_{\tau_2}^T \mathbf{y}_j = 0, \\ & \text{滑动: } \mathbf{e}_n^T \mathbf{y}_j = -\mathbf{n}_j^T \left(\mathbf{x}_j - \mathbf{D}_{jj}^{-1} \sum_k \mathbf{M}_{jk} \mathbf{x}_k \right), \\ & \text{黏结: } \mathbf{y}_j = -\mathbf{R}_{jj}^T \left(\mathbf{x}_j - \mathbf{D}_{jj}^{-1} \sum_k \mathbf{M}_{jk} \mathbf{x}_k \right). \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

式中 \mathbf{y} 为变换后的待求未知量, \mathbf{e}_n , \mathbf{e}_τ 为单位坐标基, \mathbf{P} 为变换矩阵,

$$\Delta \mathbf{u} = \mathbf{P} \mathbf{y}, \quad (25a)$$

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{e}_{\tau_1} &= [1, 0, 0]^T, \\ \mathbf{e}_{\tau_2} &= [0, 1, 0]^T, \\ \mathbf{e}_n &= [0, 0, 1]^T, \end{aligned} \right\} \quad (25b)$$

$$\mathbf{P} = \begin{bmatrix} \mathbf{I}_{RR} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{I}_{MM} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{D}_{NN}^{-1} \mathbf{M}_{NM} & \mathbf{R}_{NN} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{D}_{HH}^{-1} \mathbf{M}_{HM} & \mathbf{0} & \mathbf{R}_{HH} \end{bmatrix}. \quad (25c)$$

可见, 经过变换之后, 式 (24) 中的接触约束成为了完全解耦且正交于向量 \mathbf{y} 或 $\tilde{\boldsymbol{\lambda}}$ 的形式, 因此可直接等同于施加 Dirichlet 或 Neumann 边界条件。

2 热-力耦合算法流程及计算程序

- (1) 求解式 (10), 得到温度场 $\boldsymbol{\theta}$ 。
- (2) 将 $\boldsymbol{\theta}$ 代入式 (23c), 得到右端项 \mathbf{F} 。
- (3) 求解式 (24), 得到解向量 \mathbf{y} 。
- (4) 根据式 (25a), 计算得到位移场 \mathbf{u} 。
- (5) 根据式 (24), 反算得到接触应力 $\tilde{\boldsymbol{\lambda}}$ 。
- (6) 根据式 (19), (20), 更新历史应力 $\boldsymbol{\sigma}_{\text{his}}$ 。
- (7) 根据 PDASS 方法^[24], 更新接触状态。
- (8) 若残差较小, 则认为计算收敛, 并进入下一时间步; 否则, 返回至第 (1) 步进行迭代计算。

根据上述计算方法, 自主开发了相应的有限元数值模拟程序系统。

3 200 m 级理想面板堆石坝计算分析

3.1 计算模型与参数

参照古水面板坝的设计资料, 考虑一坝高为 200 m 的理想坝, 其坝顶长 600 m, 坝顶宽 10.26 m, 河谷底宽 48 m, 上游坝坡 1:1.5, 下游坝坡分别为 1:1.7 和 1:1.4。正常蓄水位和死水位分别取 182.2, 153.6 m。

材料分区如图 3 所示, 包括主堆石料 3B1 和 3B2, 次堆石料 3C, 排水区堆石料 3D, 过渡区堆石料 3A1 和 3A2, 垫层堆石料 2A。面板厚度沿高程线性变化, 顶部取 0.5 m, 底部取 1.1 m。面板纵缝间距布置为 12 m, 共将面板划分为 50 块。

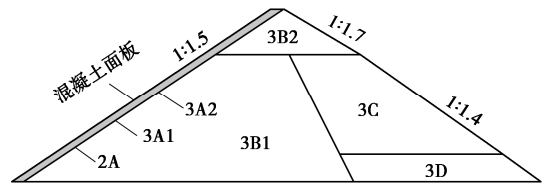


图 3 理想坝的材料分区

Fig. 3 Material zones and filling stages of ideal dam

根据材料分区和施工分级, 剖分了如图 4 所示的有限元计算网格, 包括 194 万个节点, 146 万个单元, 579 万自由度。其中, 为了能准确分析温度及应力沿面板厚度方向的分布, 在面板厚度方向划分了 6 层的单元, 相应地, 对面板单元在平面方向也进行了加密处理, 平面内的单元尺寸约为 1 m 左右。

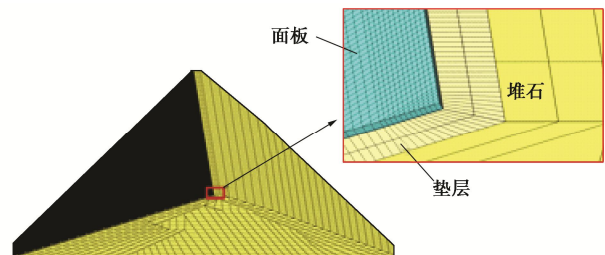


图 4 三维计算网格

Fig. 4 Three-dimensional computational mesh

本文采用所发展的基于对偶 mortar 元的计算接触力学方法进行计算。为了降低计算规模, 坝体部分单元划分尺寸仍取 10 m 左右的量级。另将垫层作为面板和堆石间的接触过渡区。这样, 面板、垫层和坝体可根据各自的需要单独划分有限元网格, 不要求计算网格的协调, 很容易实现面板网格的精细划分。这也是计算接触力学方法的一大优势。图 4 右侧局部放大图给出了它们之间的接触过渡关系。这样, 在本文的计算中, 共包括有坝体、垫层和 50 块面板共 52 个物体, 它们共同构成一个复杂的多体接触系统。

参照文献[14, 22], 选定了材料热力学性能相关的计算参数如表 1 所示。

本文进行了夏季典型一天的非稳定温度场计算。为简化计, 假定 6:00 时为初始条件, 温度取 20℃。对图 2 中所示的边界条件: 对水面以下的面板, 采用给定水温 20℃; 对大坝底部与坝基接触的部分, 采用绝热边界; 对暴露在阳光下的部分, 即坝顶、下游堆

表 1 材料热学性能参数
Table 1 Thermal parameters of different materials

材料	$c\rho/(\text{10}^6\text{J}\cdot\text{m}^{-3}\cdot^\circ\text{C}^{-1})$	$k/(\text{J}\cdot\text{m}\cdot\text{s}^{-1}\cdot^\circ\text{C}^{-1})$	$h/(\text{J}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{s}^{-1}\cdot^\circ\text{C}^{-1})$	α_s	$\alpha_\theta/(10^{-7}^\circ\text{C})$
主堆石	1.63	1.227	12	0.60	8.5
次堆石	1.63	1.227	12	0.60	8.5
排水区	1.63	1.227	12	0.60	8.5
过渡料	1.96	1.717	12	0.60	3.0
垫层料	1.99	1.472	12	0.60	3.0
面板	2.45	2.453	20	0.65	1.0

石表面以及水面以上的面板，均采用热交换边界。

对热交换边界，考虑太阳热辐射和气温的变化。太阳辐射热流量 q_s 及气温 θ_a 均假设为余弦分布^[22]:

$$\left. \begin{aligned} q_s &= \frac{\pi Q_s}{2t_s} \cos \frac{\pi \bar{t}_{\text{mid}}}{t_s}, \\ \theta_a &= \theta_{a0} + \theta_{ap} \cos \frac{\pi \bar{t}_{\text{mid}}}{t_s}, \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

式中， Q_s 为日均热量，取为 $3.28 \times 10^7 \text{ J/m}^2$ ，对应北纬 $30^\circ \sim 40^\circ$ 的夏季值。 t_s 为日照持续时间，取为 12 h。 \bar{t}_{mid} 为当前时刻与日照最强时刻（12:00）的差值。初始气温 θ_{a0} 和气温变幅 θ_{ap} 均取为 20°C 。

在应力变形计算中，堆石料采用邓肯张 $E-B$ 模型及七参数流变模型^[25]，具体参数由古水面板坝相关室内试验确定，分别见表 2、3 所示。混凝土采用线弹性模型，杨氏模量 $E = 3.0 \times 10^{10} \text{ Pa}$ ，泊松比 $\nu = 0.2$ 。面板与垫层之间的摩擦系数取为 0.75，面板与面板之间的摩擦系数取为 0.7。

表 2 坝料的邓肯张 $E-B$ 模型参数

Table 2 Parameters of $E-B$ model for rockfill materials

坝料	$\varphi/(^\circ)$	$\Delta\varphi/(^\circ)$	K	n	R_f	K_b	m
主堆	55.5	11.3	1350	0.28	0.80	780	0.18
次堆	53.0	11.0	1000	0.26	0.79	700	0.16
排水	55.0	12.2	1300	0.31	0.79	800	0.12
过渡	53.5	10.7	1250	0.31	0.78	720	0.16
垫层	54.4	10.6	1200	0.30	0.75	680	0.15

表 3 坝料的流变模型参数

Table 3 Material parameters of creep model for rockfills

坝料	a	b	c	d	m_1	m_2	m_3
主堆	0.0012	0.0008	0.96	0.0012	0.39	0.41	0.63
次堆	0.0017	0.0010	0.74	0.0015	0.47	0.48	0.66
排水	0.0017	0.0008	0.96	0.0012	0.39	0.41	0.63
过渡	0.0012	0.0008	0.97	0.0013	0.39	0.41	0.63
垫层	0.0012	0.0007	0.95	0.0011	0.40	0.41	0.62

在坝体施工期结束后，首先模拟了为期 55 个月的坝体堆石体流变过程，期间库水位在 158~182.2 m 发生周期性波动。此后，保持库水位 158 m，模拟典型夏

季 1 d 的条件，开展了热-力耦合的计算分析。

3.2 面板温度计算结果

图 5 为计算所得 12:00 时面板温度的计算结果。由图 5 (a) 可见，计算面板外表面温度在水位处有明显的分界线，水下面板被约束为水温 20°C ，水上面板温度较高，表面温度的均值达 51.6°C 。

图 5 (b) 给出了在河谷中央位置的剖面上，面板温度沿厚度方向的分布。可见，水上面板的温度沿厚度方向由外向内急剧降低，表明太阳辐射所致升温主要集中在面板表层。在图 5 (b) 中局部放大图的右侧，绘制了高程 158.9 m 处温度沿厚度方向的分布曲线。可见，升温区域主要集中在面板紧邻外表面较浅的薄层中，其中表面 1/5 厚度内的升温幅度可达到总升温温差的 50% 以上，表明面板温度随面板厚度方向的幅

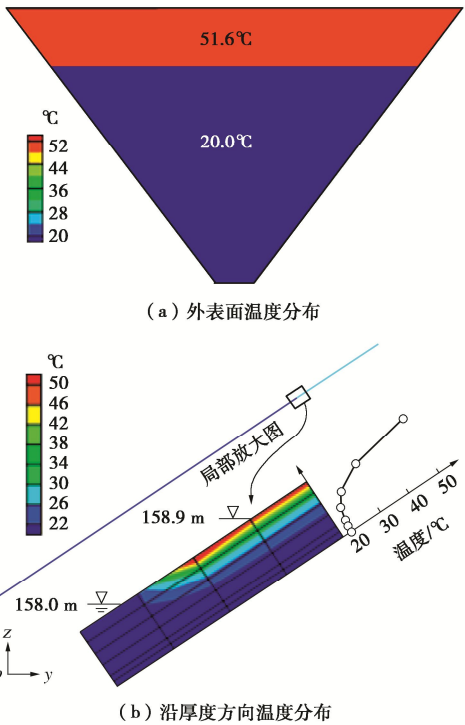


图 5 面板的温度分布结果（12:00 时刻）

Fig. 5 Spatial distributions of the temperature at the concrete face at the instant of 12:00

度衰减十分剧烈。这种分布规律和天生桥一级面板坝的现场观测数据基本一致。这同时也表明, 在研究与太阳热辐射相关的问题时, 在面板厚度方向划分足够多的单元层数是十分必要的。

图 6 为计算所得面板最高温度随时间的变化曲线。作为对比, 图中同时也给出了太阳热辐射流量 q_3 的变化曲线。可见, 12:00 为太阳辐射最强的时刻, 而面板的最高温度出现在 13:00—14:00, 这是一种典型的相位滞后现象, 表明了开展瞬态热传导计算的必要性。

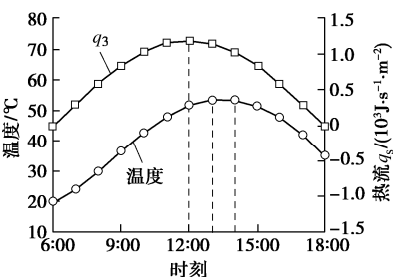


图 6 面板最高温度的时变曲线

Fig. 6 Temporal evolution of maximum temperature of concrete face

3.3 面板挤压应力计算结果

图 7 给出了流变结束后尚未考虑温度变化时计算所得面板坝轴向应力的分布。由计算结果可见, 由于面板轴向水平位移表现为两岸向河谷中央变形, 计算所得面板中间大部分区域属于坝轴向压应力区, 左右两岸面板则出现一定范围的拉应力区。面板最大压应力的值为 14.9 MPa, 发生在河谷中央靠近二期面板顶部的部位。计算结果符合一般情况下高面板坝面板应力的一般规律。需要特别强调的是, 在不考虑温度应力的情况下, 面板坝轴向应力的最大值并未发生在河谷中央面板的顶部部位。

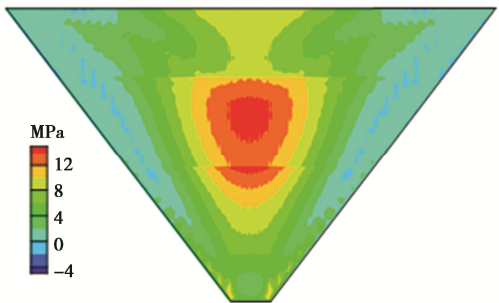
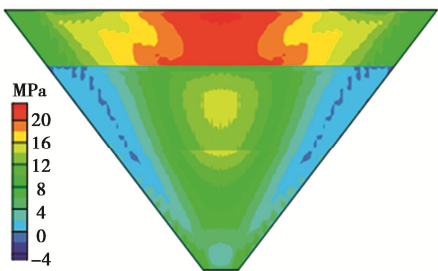


图 7 不考虑太阳热辐射的面板坝轴向应力计算结果

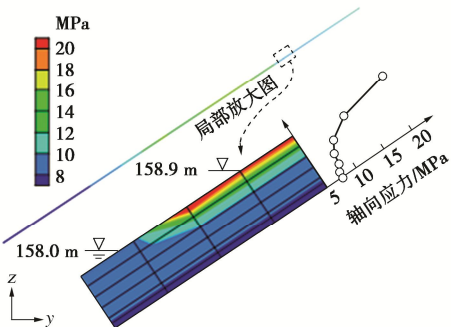
Fig. 7 Distribution of extrusion stress of concrete face under initial temperature

图 8 (a) 给出了考虑太阳热辐射 13:00 时刻, 面板上表面坝轴向应力的计算结果。将其和图 7 所示

的计算结果对比可以发现, 水下部分面板的应力基本保持不变。但由于太阳热辐射导致温度升高, 使得水上部分面板的轴向应力显著增大。此时, 面板坝轴向应力的最大值发生在河谷中部面板的顶部部位, 最大值达 22.3 MPa, 该处应力的最大增幅达到 13.3 MPa。需特别指出的是, 此时最大坝轴向挤压应力的发生位置, 与实际工程中最先发生面板挤压破损的位置相一致。这表明夏季由太阳热辐射所导致的面板温度的升高, 应该是使面板发生挤压破损的重要原因之一。



(a) 上表面分布 (13:00时刻)



(b) 沿厚度方向分布 (13:00时刻)

图 8 考虑太阳热辐射的面板坝轴向应力计算结果

Fig. 8 Distribution of extrusion stress of concrete face considering solar radiation effect

图 8 (b) 给出了计算所得 13:00 时刻面板轴向应力沿厚度的分布。由图可见, 水上部分面板挤压应力的高值主要分布在面板上表面较薄的一层中, 这和图 5 (b) 所示温度的分布规律相一致。这种规律也与实际工程中面板挤压破损主要发生在表层的现象具有高度的相似性。这再次表明, 挤压破损应与夏季太阳热辐射所致面板表层温度的升高密切相关。

可将太阳热辐射温度变化导致面板坝轴向压应力增大的原因, 概括为两个方面: ①轴向挤压作用。面板温度升高导致面板发生热膨胀, 使得面板发生坝轴向的挤压作用, 从而使得面板坝轴向压应力增大。②温度沿面板厚度变化不均所导致的自应力作用。如前所述, 当面板在环境温度和太阳辐射作用下升温时, 升温区域主要集中在面板上表面的薄层中, 面板下部温度变化不大。在这种情况下, 面板表层发生热膨胀,

而底部面板则会起到约束的作用,从而在面板上表层区域产生自应力,进一步增大坝轴向的挤压应力。

图9给出了河谷中心断面,不同时刻面板上表面挤压应力沿高程的分布。对照图6温度的计算结果可知,6:00—13:00,面板温度处于持续上升期,面板的坝轴向挤压应力也相应持续增大,在13:00达到最大值22.3 MPa。在出现最大挤压应力的位置处,对应的应力最大增幅为13.3 MPa。13:00—18:00,如图9(b)所示,面板温度开始回降,挤压应力也相应逐渐减小。

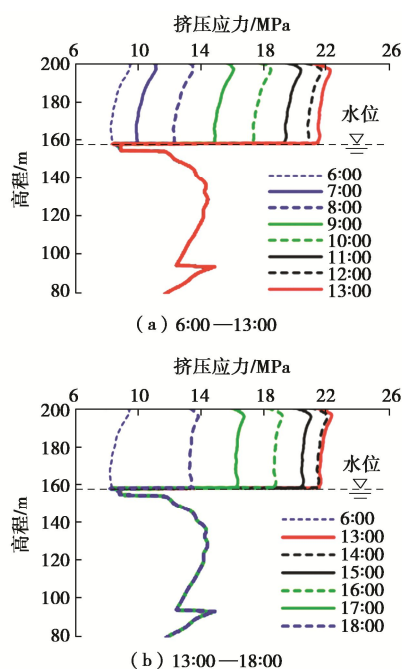


图9 不同时刻面板挤压应力沿高程分布

Fig. 9 Vertical distribution of extrusion stress of concrete face at different time

4 结 论

本文探讨和分析了夏季太阳热辐射温度应力对面板堆石坝混凝土面板坝轴向挤压应力的影响。主要得到5点结论。

(1) 采用基于对偶 mortar 元的计算接触力学方法,推导了可用于非协调网格的非稳定温度场求解格式,发展了考虑温度应力及非线性接触的热-力耦合计算方法,自主开发了相应的有限元数值模拟程序。

(2) 基于200 m级理想高面板堆石坝,进行了考虑夏季太阳辐射作用的热力耦合精细化计算分析。为了能准确分析温度及应力沿面板厚度方向的变化,在面板厚度方向划分了6层单元。

(3) 计算结果表明,在夏季太阳热辐射作用下,水上面板的上表面可发生较大的温度升高,最大温度

可达51.6℃,且升温区域主要集中在面板紧邻上表面的薄层中。计算结果和天生桥一级面板坝现场监测结果的规律总体一致。

(4) 太阳热辐射温度升高,会使水上面板的坝轴向挤压应力显著增大,最大值可达22.3 MPa,发生在河谷中部面板的顶部,且挤压应力的高值主要分布在面板上表面的薄层中。这些特点与实际发生面板挤压破损的现象相似,表明夏季太阳热辐射所致的面板温度应力,应是使面板发生挤压破损的重要原因之一。

(5) 太阳热辐射导致面板上表面挤压应力增大的作用机制可概括为两个方面:①面板热膨胀导致面板发生轴向挤压;②温度沿面板厚度分布不均所产生的自应力。

参考文献:

- [1] 曹克明, 徐建军. 超高面板坝面板临界挠度探讨和设计改进[J]. 水力发电, 2008, 34(11): 98 - 102. (CAO Ke-ming, XU Jian-jun. Discussions on critical deflection of face slab and its design improvement for super-high CFRD[J]. Water Power, 2008, 34(11): 98 - 102. (in Chinese))
- [2] 郇能惠. 高混凝土面板堆石坝设计理念探讨[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(8): 1143 - 1150. (LI Neng-hui. New concept of design for high concrete face rockfill dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(8): 1143 - 1150. (in Chinese))
- [3] 马洪琪, 曹克明. 超高面板坝的关键技术问题[J]. 中国工程科学, 2007, 9(11): 4 - 10. (MA Hong-qi, CAO Ke-ming. Key technical issues related to super-high concrete slab dam [J]. Engineering Sciences, 2007, 9(11): 4 - 10. (in Chinese))
- [4] 罗 亮, 陈 烨, 仲洪滔. 土工膜在大坝面板挤压破坏临时处理工程中的应用[J]. 大坝与安全, 2013(2): 48 - 51. (LUO Liang, CHEN Ye, ZHONG Hong-tao. Application of geomembrane in temporary treatment of extrusion damage of dam face slab[J]. Dam and Safety, 2013(2): 48 - 51. (in Chinese))
- [5] 郇能惠, 王君利, 米占宽, 等. 高混凝土面板堆石坝变形安全内涵及其工程应用[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(2): 193 - 201. (LI Neng-hui, WANG Jun-li, MI Zhan-kuan, et al. Connotation of deformation safety of high concrete face rockfill dams and its application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(2): 193 - 201. (in Chinese))
- [6] 徐泽平, 郭 晨. 高面板堆石坝面板挤压破坏问题研究[J]. 水力发电, 2007, 33(9): 80 - 84. (XU Ze-ping, GUO Chen.

- Research on the concrete face slab rupture of high CFRD[J]. Water Power, 2007, **33**(9): 80 - 84. (in Chinese))
- [7] 邹德高, 尤华芳, 孔宪京, 等. 接缝简化模型及参数对面板堆石坝面板应力及接缝位移的影响研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(增刊 1): 3257 - 3263. (ZOU De-gao, YOU Hua-fang, KONG Xian-jing, et al. Research on joint simplified model and effects of joint parameters on panel stress and joint displacements of faced rockfill dam[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(S1): 3257 - 3263. (in Chinese))
- [8] 周墨臻, 张丙印, 张宗亮, 等. 超高面板堆石坝面板挤压破坏机理及数值模拟方法研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(8): 1426 - 1432. (ZHOU Mo-zhen, ZHANG Bing-yin, ZHANG Zong-liang, et al. Mechanisms and simulation methods for extrusion damage of concrete faces of high concrete-faced rockfill dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(8): 1426 - 1432. (in Chinese))
- [9] 刘光廷, 胡 昱, 焦修刚, 等. 高面板堆石坝面板应力规律分析及改善应力状态的对策[J]. 水利学报, 2006, **37**(2): 135 - 140. (LIU Guang-ting, HU Yu, JIAO Xiu-gang, et al. Stress analysis of concrete slab in high CFRD and measures for improving the stress state[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2006, **37**(2): 135 - 140. (in Chinese))
- [10] 王瑞骏, 王党在, 陈尧隆. 寒潮冷击作用下堆石坝混凝土面板温度应力研究[J]. 水力发电学报, 2004, **23**(6): 45 - 49. (WANG Rui-jun, WANG Dang-zai, CHEN Yao-long. Research on thermal stress of concrete slabs of rockfill dam under condition of cold wave attack[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2004, **23**(6): 45 - 49. (in Chinese))
- [11] 张国新, 张丙印, 王光纶. 混凝土面板堆石坝温度应力研究[J]. 水利水电技术, 2001, **32**(7): 1 - 5, 62. (ZHANG Guo-xin, ZHANG Bing-yin, WANG Guang-lun. Study of thermal stress in the concrete slab of a concrete face rock-fill dam[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2001, **32**(7): 1 - 5, 62. (in Chinese))
- [12] 程 嵩, 张 嘎, 张建民, 等. 有挤压墙面板堆石坝的面板温度应力分析及改善措施研究[J]. 工程力学, 2011, **28**(4): 76 - 81. (CHENG Song, ZHANG Ga, ZHANG Jian-min, et al. The analysis and amendatory measures of temperature stress of face slab of a concrete-faced rockfill dam with extrusion wall[J]. Engineering Mechanics, 2011, **28**(4): 76 - 81. (in Chinese))
- [13] 颜志强, 张振杰, 董芸, 等. 基于数值仿真的堆石坝面板施工期温控防裂方法研究[J]. 水利水电技术, 2018, **49**(增刊 1): 33 - 41. (XIE Zhi-qiang, ZHANG Zhen-jie, DONG Yun, et al. Numerical simulation-based study of method for temperature control and crack prevention of concrete face slab of rock-fill dam during construction[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2018, **49**(S1): 33 - 41. (in Chinese))
- [14] 王子健, 刘斯宏, 李玲君, 等. 公伯峡面板堆石坝面板裂缝成因数值分析[J]. 水利学报, 2014, **45**(3): 343 - 350. (WANG Zi-jian, LIU Si-hong, LI Ling-jun, et al. Numerical analysis of the causes of slab's cracks on Gongboxia face rockfill dam[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2014, **45**(3): 343 - 350. (in Chinese))
- [15] 宋文晶, 高莲士, 吕明治, 等. 张河湾水电站上水库沥青混凝土面板坝应力变形分析[J]. 水力发电学报, 2007, **26**(4): 82 - 85. (SONG Wen-jing, GAO Lian-shi, LÜ Ming-zhi, et al. Stress and deformation FEM analysis of Zhanghewan asphalt CFRD[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2007, **26**(4): 82 - 85. (in Chinese))
- [16] 石北啸, 蔡正银, 陈生水. 温度变化对堆石料变形影响的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(增刊 2): 299 - 305. (SHI Bei-xiao, CAI Zheng-yin, CHEN Sheng-shui. Experiments on influence of temperature on deformation of rock fills[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(S2): 299 - 305. (in Chinese))
- [17] 徐泽平. 混凝土面板堆石坝关键技术与研究进展[J]. 水利学报, 2019, **50**(1): 62 - 74. (XU Ze-ping. Research progresses and key technologies of CFRD construction[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2019, **50**(1): 62 - 74. (in Chinese))
- [18] PUSO M A, LAURSEN T A. A mortar segment-to-segment frictional contact method for large deformations[J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2004, **193**(45/46/47): 4891 - 4913.
- [19] WOHLMUTH B I. A mortar finite element method using dual spaces for the Lagrange multiplier[J]. SIAM Journal on Numerical Analysis, 2000, **38**(3): 989 - 1012.
- [20] POPP A, SEITZ A, GEE M W, et al. Improved robustness and consistency of 3D contact algorithms based on a dual mortar approach[J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2013, **264**: 67 - 80.

- [21] FENG S Z, CUI X Y, LI G Y. Transient thermal mechanical analyses using a face-based smoothed finite element method (FS-FEM)[J]. International Journal of Thermal Sciences, 2013, **74**: 95 - 103.
- [22] 朱伯芳. 大体积混凝土施工过程中受到的日照影响[J]. 水力发电学报, 1999, **18**(3): 35 - 41. (ZHU Bo-fang. Influence of solar radiation on temperature of mass concrete in the process of construction[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 1999, **18**(3): 35 - 41. (in Chinese))
- [23] ZHOU Mo-zhen, ZHANG Bing-yin, PENG Chong, et al. Three-dimensional numerical analysis of concrete-faced rockfill dam using dual-mortar finite element method with mixed tangential contact constraints[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2016, **40**(15): 2100 - 2122.
- [24] KUNISCH K, RÖSCH A. Primal-dual active set strategy for a general class of constrained optimal control problems[J]. SIAM Journal on Optimization, 2002, **13**(2): 321 - 334.
- [25] 李国英, 米占宽, 傅 华, 等. 混凝土面板堆石坝堆石料流变特性试验研究[J]. 岩土力学, 2004, **25**(11): 1712 - 1716. (LI Guo-ying, MI Zhan-kuan, FU Hua, et al. Experimental studies on rheological behaviors for rockfills in concrete faced rockfill dam[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, **25**(11): 1712 - 1716. (in Chinese))

新书介绍：《非饱和土与特殊土力学——理论创新、科研方法及治学感悟》

陈正汉教授的专著《非饱和土与特殊土力学——理论创新、科研方法及治学感悟》由科学出版社于 2021 年 7 月出版发行。全书内容分为三篇及附录。正文分为 7 章：第一篇（第 1 章和第 2 章）系统介绍作者及其学术团队在非饱和土与特殊土力学的基本理论和本构模型研究方面取得的主要创新成果，对非饱和土与特殊土力学及其工程应用的新进展进行全面系统的总结，并对今后的研究工作提出若干建议；第二篇（第 3 章至第 5 章）对土力学的理论模型和科学研究方法进行系统论述，总结作者在加强团队创新文化建设和学风建设方面的经验，阐述知行合一理念的 formation 及对发展岩土力学理论体系的思考；第三篇（第 6 章和第 7 章）是作者的学术奋斗生涯和治学感悟。书末

附录共 17 个，主要介绍第十届全国土力学及岩土工程学术会议的盛况和办会经验、非饱和土与特殊土专业委员会的章程及开展的国内外学术交流活动、部分同行专家对作者学术成果的评价。内容丰富、自主创新、深入系统、推理严谨、数据翔实、旁征博引、表述精炼是该书的鲜明特色。

该书可供从事岩土力学与工程的教学、科研人员及研究生参考阅读。

顺便指出，陈正汉教授与秦冰博士合著的《缓冲/回填材料的热-水-力耦合特性及其应用》一书已由科学出版社在 2017 年 7 月出版发行。该书共 10 章，是国内关于高放废物深地质处置库的缓冲/回填材料研究成果的第一本专著。

（本刊编辑部）

DOI: 10.11779/CJGE202111002

金塘海峡海床地震反应特征的二维非线性分析

陈国兴^{1,2}, 岳文泽^{1,2}, 阮滨³, 王彦臻^{1,2}

(1. 南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210009; 2. 江苏省土木工程防震技术研究中心, 江苏 南京 210009;

3. 华中科技大学, 湖北 武汉 430074)

摘要: 确保强地震作用时海岸及近海工程的安全是一项重大的工程挑战。利用金塘海峡海底隧道地质勘探数据, 建立海床剖面二维精细化有限元模型, 依据场址区域地震活动构造背景和历史地震记录, 选取两次强地震的井下基岩记录作为基岩输入地震动, 考虑海床土空间分布不均性和非线性特性, 采用并行算法模拟不同地震动水平下的深厚海床场地地震反应。该海床场地对地震动低于 1 Hz 的低频分量和 10 Hz 以上的高频分量分别有显著的放大和滤波作用; 随着基岩地震动水平增大, 海床地表加速度传递函数值逐渐减小, 其卓越频带向低频方向移动; 海床地表峰值加速度放大系数较之一般陆域场地的明显要小; 海床地表谱加速度 β 谱特性和累积绝对速度 CAV 主要受基岩地震动特性和海床局部场地条件的影响。相比于仅有水平向地震作用, 水平向和竖向基岩地震动的耦合作用对该海床场地的设计地震动参数有显著的不利影响。依据现行的抗震规范确定该海床场地的设计地震动参数可能偏于不安全。

关键词: 场地效应; 深厚海床; 场地反应特性; 二维非线性分析; 竖向地震动

中图分类号: TU433

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-1967-09

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

Two-dimensional nonlinear seismic response analysis for seabed site effect assessment in Jintang Strait

CHEN Guo-xing^{1,2}, YUE Wen-ze^{1,2}, RUAN Bin³, WANG Yan-zhen^{1,2}

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China; 2. Civil Engineering and Earthquake Disaster

Prevention Center of Jiangsu Province, Nanjing 210009, China; 3. Huazhong University of Science and Technology, Wuhan 430074, China)

Abstract: Ensuring the safety of coastal and offshore projects subjected to strong earthquakes is a major engineering challenge. A two-dimensional nonuniform gridding and fine finite element model for the seabed cross-section site in Jintang Strait is established using the geological and geotechnical exploration data. According to the regional tectonic setting and historical seismicity around the undersea tunnel site, the downhole array bedrock records during two strong earthquakes are selected as the input bedrock motions, the spatial inhomogeneous variation, nonlinear and hysteretic behaviors of the seabed soil are considered, and the site responses of the seabed deep deposits under various earthquake levels are simulated using the parallel method. The significant amplification and filtering effects of seismic propagation for the low-frequency components below 1 Hz and the high-frequency components higher than 10 Hz of the bedrock motions are observed in the site responses. With the increase of bedrock motion levels, the values of acceleration transfer function of the seabed site decrease, and the predominant frequencies of the seabed site response tend to be lower. The peak acceleration amplification factors of the seabed surface are obviously lower than those of the general land sites. The 5% damping spectral acceleration spectra and the cumulative absolute velocity at the seabed surface are significantly affected by the bedrock motion characteristics and seabed local site conditions. The coupled horizontal and vertical bedrock motions exhibit a substantial negative influence on the design ground motion parameters of the seabed site, compared to those in the cases of only the horizontal bedrock shaking. The determination of the design ground motion parameters of the seabed site based on the current seismic code may be unsafe.

Key words: site effect; seabed deep deposit; site response characteristic; two-dimensional nonlinear analysis; vertical motion

0 引言

近年来, 随着中国“海上丝绸之路”倡议和海洋强国战略的推进, 中国海岸及近海工程建设快速发展。

以上海、杭州、宁波为三大空间顶点的杭州湾区, 地

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2017YFC1500403)

收稿日期: 2021-03-12

处中国沿海开放带、长江经济带、长江三角洲城市群与“一带一路”等多重国家战略的交汇点,是中国经济发展的重要增长极。金塘海峡位于杭州湾南部海域,是宁波、舟山通往上海港及对外经济贸易的海上交通要道。世界历史上,1923年8.2级关东大地震、2011年东日本9级大地震对东京湾区造成毁灭性的破坏;1906年7.8级旧金山大地震、1989年6.9级洛马普里塔地震对旧金山湾区造成严重破坏。中国海域地震频发,渤海、东海、南黄海、台湾海峡及南海海域历史上均多次发生过强烈地震。因此,以金塘海域为案例,开展杭州湾区海床场地地震效应研究,对防御和减轻环杭州湾海岸及近海工程的地震灾害具有重要的现实意义。

海床场地地震效应的研究,能够为海岸港口码头与防波堤、近海海底沉管隧道与油气管线等工程的抗震分析和设计提供科学的参考依据。目前,少量海床场地地震效应的研究主要集中于日本相模湾布设的海底地震观测台阵记录^[1-3];海底水平向地震动明显大于相同震级的陆地地震动;海底竖向地震动谱加速度在短周期段小于陆地地震动,但在长周期大于陆地地震动;海底地震动的竖向/水平向(V/H)谱比在短周期段明显小于陆地地震动,海底不同台站间的V/H谱比也存在较大的差异。类似地,Zhang等^[4]对同一地震和相同震中距地震记录的对比表明:海底水平向峰值加速度(PGA)大于近岸陆上水平PGA;海底竖向/水平向峰值加速度比(V/H PGA)小于近岸陆上的V/H PGA;海底水平向、竖向谱加速度峰值的周期比近岸陆上的更长,且中长周期的海底谱加速度放大系数比近岸陆上的更大。由于海底地震动记录缺乏,且海域钻孔难度大且成本高,难以获取海洋土动力学测试参数,因此,目前数值模拟海床中地震波的传播及地震动特性的研究很少。

先前的解析和数值研究、强震记录数据分析均已证明了深、浅盆地对场地效应的不利影响。研究人员对盆地效应的基本共识:①全盆地共振;②盆地边缘面波的产生及其叠加;③由于盆地的二维或三维几何形状导致入射波的聚焦。在低地震活动性地区,由于缺乏强震记录,数值模拟是评估场地地震效应的主要手段。由于地质构造和沉积环境复杂,近海海床场地通常为海相、海陆交互互相沉积层,基岩面起伏明显,常有突起与凹陷,中部土层呈透镜体或带状分布,浅层沉积土软弱。这是海床场地地震效应数值分析中所面临的关键难题。对于复杂的海床场地地震效应分析,采用二维或三维数值模型是必要的。随着大规模并行计算的发展与普及,计算资源不再是大尺度场地地震

效应分析中难以克服的问题^[5-7]。

海床浅层软土的动力非线性动力特性对海床场地地震效应具有显著的影响。浅层软土较低的波阻抗特性在弱震作用下会引起显著的场地放大作用,而在强震作用下土的非线性动力行为会起主导作用,导致地震波出现明显的衰减^[8]。海湾滨海巨厚地层、河口盆地、海湾跨海剖面非线性地震效应特征的研究成果对研究金塘海峡海床非线性地震效应特征具有直接的借鉴意义^[6-7,9-10]。

本文根据原位地质勘探数据,基于Abaqus软件平台,建立金塘海峡海床场地精细化二维有限元数值模型;根据场址的区域地震地质环境及历史地震数据,从KiK-Net强震台网选取代表性的井下台阵基岩记录作为输入基岩地震动,考虑海床土的非线性特性,探讨了金塘海峡海床二维非线性地震反应特征,期望为有关近海工程的抗震设计提供基础性的科学依据。

1 场地条件

金塘海峡宽度约5~10 km,最大水深约为50 m。在建的甬舟铁路金塘海底隧道全长16.2 km,最大埋深78 m,海域中段隧道长8.3 km,是国内设计长度最长、承受水压最大的水下盾构隧道。跨海甬舟铁路线位的地理位置如图1所示。

通过金塘海峡地球物理、地质和岩土工程勘探,获取了研究区的海床地层结构,如图2所示。金塘海峡海底沉积物表现出明显的海相沉积特征,岩性以粉土、粉砂、粉质黏土、中粗砂为主,深部基岩则为熔结凝灰岩。根据海底沉积物厚度及基岩面和海床面起伏特征可以将研究剖面粗略地划分为海峡西段(横坐标范围0~4000 m)和海峡东段(横坐标范围4000~7000 m)。其中,海峡西段的基岩面和海床面表面起伏明显,水深0~45 m。在基岩面以上海底沉积物自下而上总体上表现为粉质黏土、粉砂和粉土,海底沉积物厚度相对较小,为10~75 m。而海峡东段的基岩面和海床面则较为平坦,水深20~50 m。在基岩面以上海底沉积物自下而上总体上表现为含黏性土碎石、角砾土、粉质黏土、粉土和粉砂,海底沉积物厚度相对较大,为50~75 m。

参考Nakamura^[11]提出的HVSr(Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio)法确定场地的基本频率,其倒数为基本周期,如图2所示。具体方法:计算基岩输入水平向和竖向弱震时海床表面地震动的水平向与竖向傅里叶幅值谱谱比,绘制谱比-频率曲线,其峰值对应的频率即为场地基本频率。由图2可知,金塘海峡海床场地的基本频率为0.7~1.4 Hz。其中,由于海

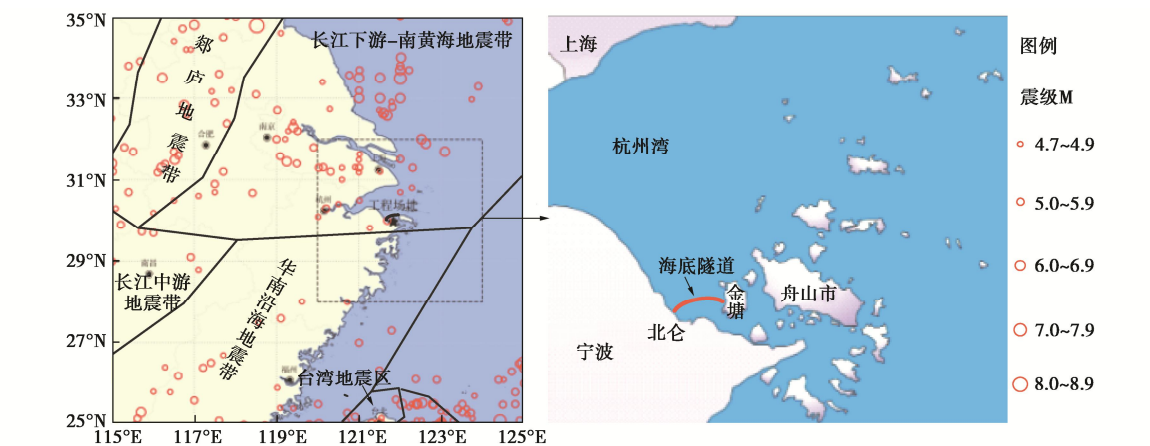


图 1 工程场地场址位置及区域地震地质环境

Fig. 1 Location of project site and tectonic setting of regional seismicity

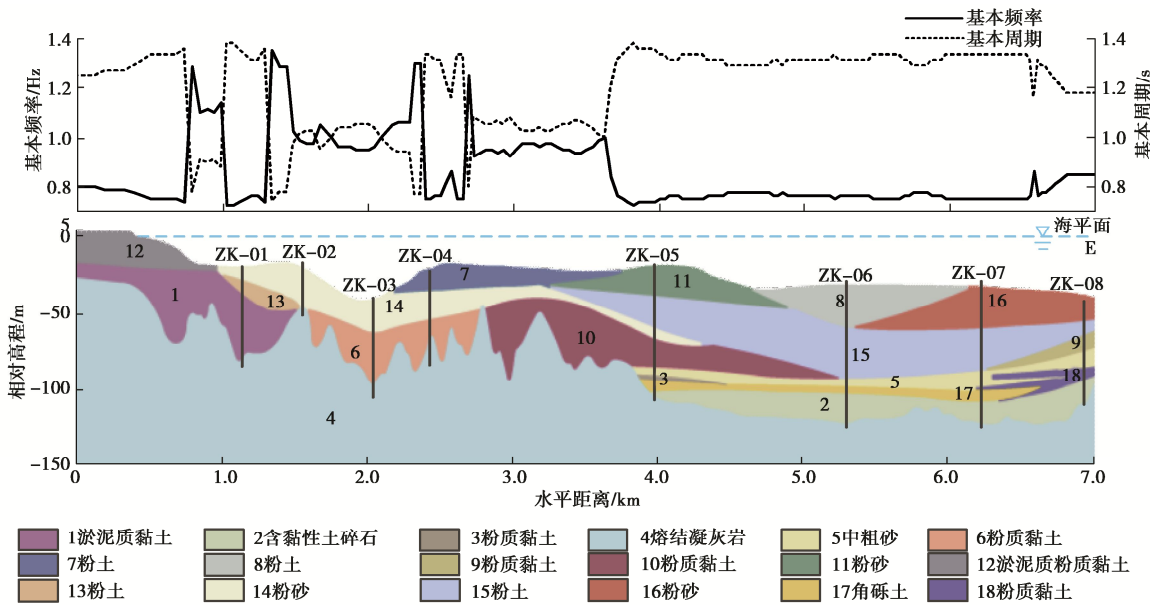


图 2 金塘海峡隧道所处场地的地质剖面图、基本频率和周期

Fig. 2 Geotechnical section, site fundamental frequencies and periods along longitudinal axis of subsea tunnel of Jintang Strait

峡西侧沉积物的厚度较薄且基岩面起伏明显，该区域的场地基本频率波动在 1 Hz 左右，表现出较明显的空间变异性。同时，由于海峡东侧沉积物的厚度较高且基岩面平坦，该区域的场地基本频率为 0.7~0.8 Hz。

2 地震环境与地震动输入

由图 1 可知，研究区域内（工程场址外围 150 km）有史料记载以来发生 $M \geq 4\frac{3}{4}$ 级地震 30 次，其中 $5.0 \leq M < 6.0$ 级地震 14 次， $6.0 \leq M < 7.0$ 级地震 3 次，最大地震为 1505 年南黄海 6.8 级地震，近期的最大地震为 1996 年长江口以东海域 6.1 级地震。根据区域地震活动性，区域存在发生 6~7 级地震的地震活动背景。此外，近场区（场址及其外围 25 km）历史上也发生过多次地震，最大地震为 1523 年宁波镇海海滨 5.5 级地

震，震中烈度为Ⅶ度。1970 年以来华东地震台网记录到多次小地震，最大为 1984 年宁波鄞州 2.8 级地震。注意到 1970 年以来在场址东北 50 km 以外的岱山海域发生过 4 次 4~5 级地震，最大地震 4.5 级；现今小震时有发生，故近场区及附近地震比较活跃，存在发生 5~6 级地震的地震活动背景。根据区域历史地震资料，对金塘海峡海底隧道场址开展了地震安全性评价工作，计算得到 50 年超越概率 63%，10%和 2%的跨海铁路海底隧道沿线基岩水平向峰值加速度分别约为 0.027g，0.083g 和 0.158g，g 为重力加速度。

由于缺乏当地的实际强震动记录，依据海底隧道场址的区域和近场区历史地震资料，从日本 KiK-Net 强震观测台网记录中选取了两次日本海域强震的基岩记录作为该海底隧道的基岩地震动。表 1 给出原始记录的峰值加速度 PGA 和卓越频率 f_p 。地震记录的时程

表 1 基岩输入地震动的原始地震记录信息

台站	地震或震源位置		地震时间	分量	震级 M	震源距 /km	PGA /g	卓越周期 T_p/s	卓越频率 f_p/Hz
	经度/°E	纬度/°N							
MYGH031305181448	141.31	38.73	2013	EW	6.0	135	0.0135	0.08	12.5
MYGH041104111716	141.33	38.79	2011	EW	7.0	212	0.0203	0.07	14.3

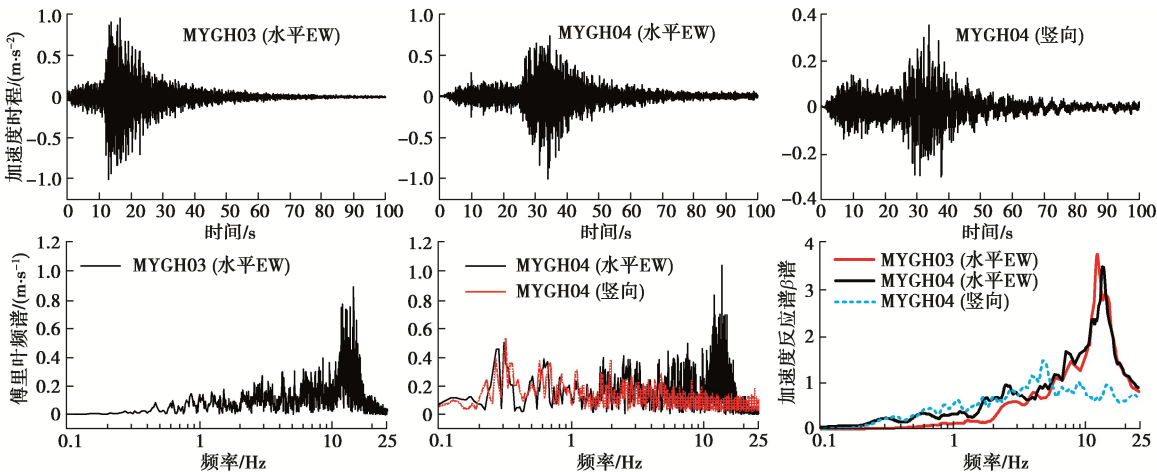


图 3 输入地震动的时程曲线，傅里叶频谱和谱加速度 β 谱（阻尼比 5%）

Fig. 3 Time-histories, Fourier spectra and 5% damping spectral accelerations in the form of β spectra for input bedrock motions

曲线（调幅为 0.1g）及对应的傅里叶频谱、谱加速度 β 谱如图 3 所示。日本海域 2013 年 6 级地震 MYGH031305181448（简记为 MYGH03）台站记录和 2011 年 7 级地震 MYGH041104111716（简记为 MYGH04）台站记录的震源距分别为 135，212 km。参照该工程场址地震安全性评价结果，依次将输入水平地震动调幅为 0.03g（小震）、0.075g（中震）和 0.15g（大震），竖向地震动记录按水平向地震动记录等比例调幅，以考虑基岩地震动水平的影响。

试验，各类土的剪切模量比与阻尼比曲线如图 4 所示^[14]。

3 二维有限元数值模型

根据图 2 中的地质剖面图，建立了金塘海峡大尺度二维精细化有限元数值模型。整个模型长度为 7000 m，深度约为 150 m，共 406080 个单元。单元以四边形单元为主，在不同材料交界面处辅助以三角形单元。单元格尺寸满足小于最小 1/8 波长的要求： $l_{\max} \leq V_s/(8f_{\max})$ ， f_{\max} 为考虑的最大频率，本文取为 25 Hz。模型的底部与两侧边界均采用刘晶波等^[12]提出、章小龙等^[13]改进的黏弹性人工边界，地表为自由边界。从模型底部输入地震动，最大时步为 5×10^{-5} s，以兼顾计算效率与准确性。

结合跨海铁路海底隧道现场岩土勘探，钻孔获取了金塘海峡海床 100 m 以浅的海洋原状土土样，对各钻孔不同埋深的各类原状海洋土进行系列室内共振柱

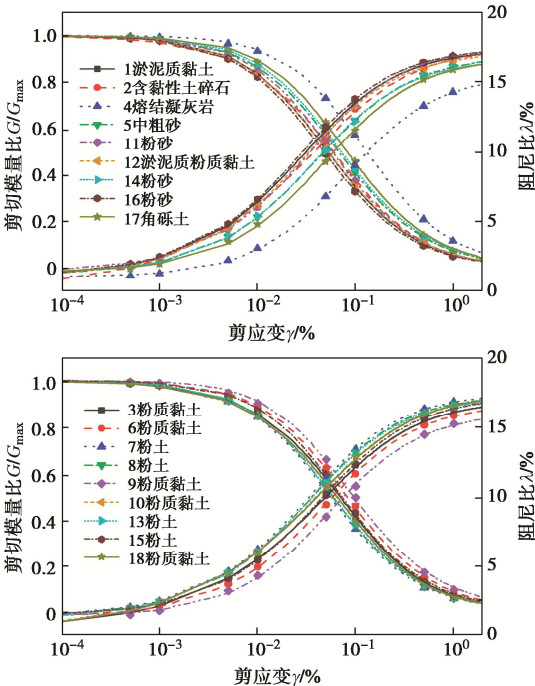


图 4 不同类型沉积土的剪切模量比和阻尼比随剪应变的变化曲线

Fig. 4 Curves of shear modulus ratio G/G_{\max} and damping ratio λ of various marine soils

采用基于 Davidenkov 骨架曲线、不规则加卸载准则构造的 non-Masing 本构模型（简称 DCZ 模型）描

述地震作用下土体应力 - 应变关系^[10, 15], 如图 5 所示。

以自定义子程序模块嵌入 Abaqus 软件。Davidenkov 骨架曲线表达式:

$$\tau = G\gamma = G_{\max}\gamma[1 - H(\gamma)] \quad , \quad (1)$$

式中,

$$H(\gamma) = \left\{ \frac{(\gamma/\gamma_0)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_0)^{2B}} \right\}^A \quad , \quad (2)$$

式中, G_{\max} 为最大剪切模量, $G_{\max} = \rho V_s^2$, ρ 为土体密度, V_s 为土体剪切波速, A , B 和 γ_0 为土的试验参数, 可通过图 4 所示的试验曲线的最佳拟合确定。

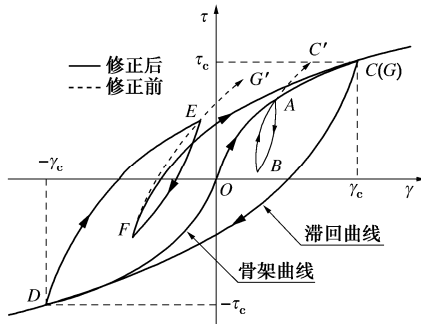


图 5 DCZ 模型的不规则加卸载应力 - 应变曲线

Fig. 5 Shear stress-strain curves of irregular loading-unloading-reloading for DCZ hysteretic model

4 结果与分析

基于并行计算显式算法^[5, 15], 不同工况的计算耗时 12~24 h。现从海床地表地震动加速度传递函数 (ATF) 与峰值加速度 (PGA) 放大系数的空间分布、海床地表谱加速度 β 谱特性和累积绝对速度 (CAV) 4 个方面分析金塘海峡场地的地震反应特征, 对比了单向 (水平向) 和双向 (水平向+竖向) 地震动作用下海床场地地震反应特征的差异, 并给出了钻孔剖面的地表谱加速度 β 谱的均值谱。

4.1 地震动传递函数

ATF 定义为地表与基岩的加速度傅里叶幅值谱的比值。由图 6 的 ATF 色谱可知, 海床场地对地震动低于 1 Hz 的低频分量和高于 10 Hz 高频分量分别有显著的放大和滤波作用。随着基岩地震动峰值加速度 (PBA) 的增加, ATF 的放大倍数减小, 且有向低频方向移动的趋势。究其原因: 由于海床场地的剪切波速较小, 导致海床土在地震作用下的剪应变水平较高, 表现出“高阻尼比”特性; 且 PBA 越大, 海洋土的非线性效应越显著。此外, PBA 相同时, MYGH04 记录激励时的 ATF 值要低于 MYGH03 记录激励时的 ATF

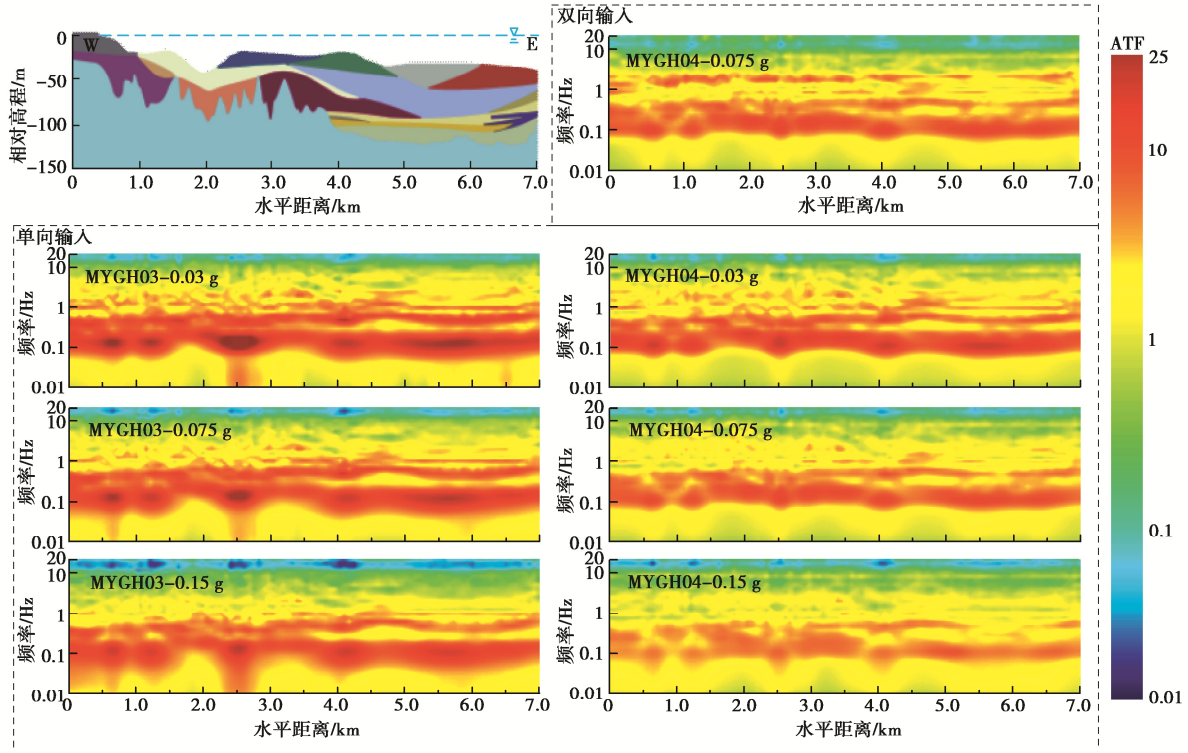


图 6 单向 (水平向) 和双向 (水平向+竖向) 基岩地震动激励时海床地表的水平向加速度传递函数 (ATF)

Fig. 6 Horizontal acceleration transfer functions (ATFs) for seabed surface subjected to unidirectional (horizontal) and bidirectional (horizontal and vertical) bedrock motions

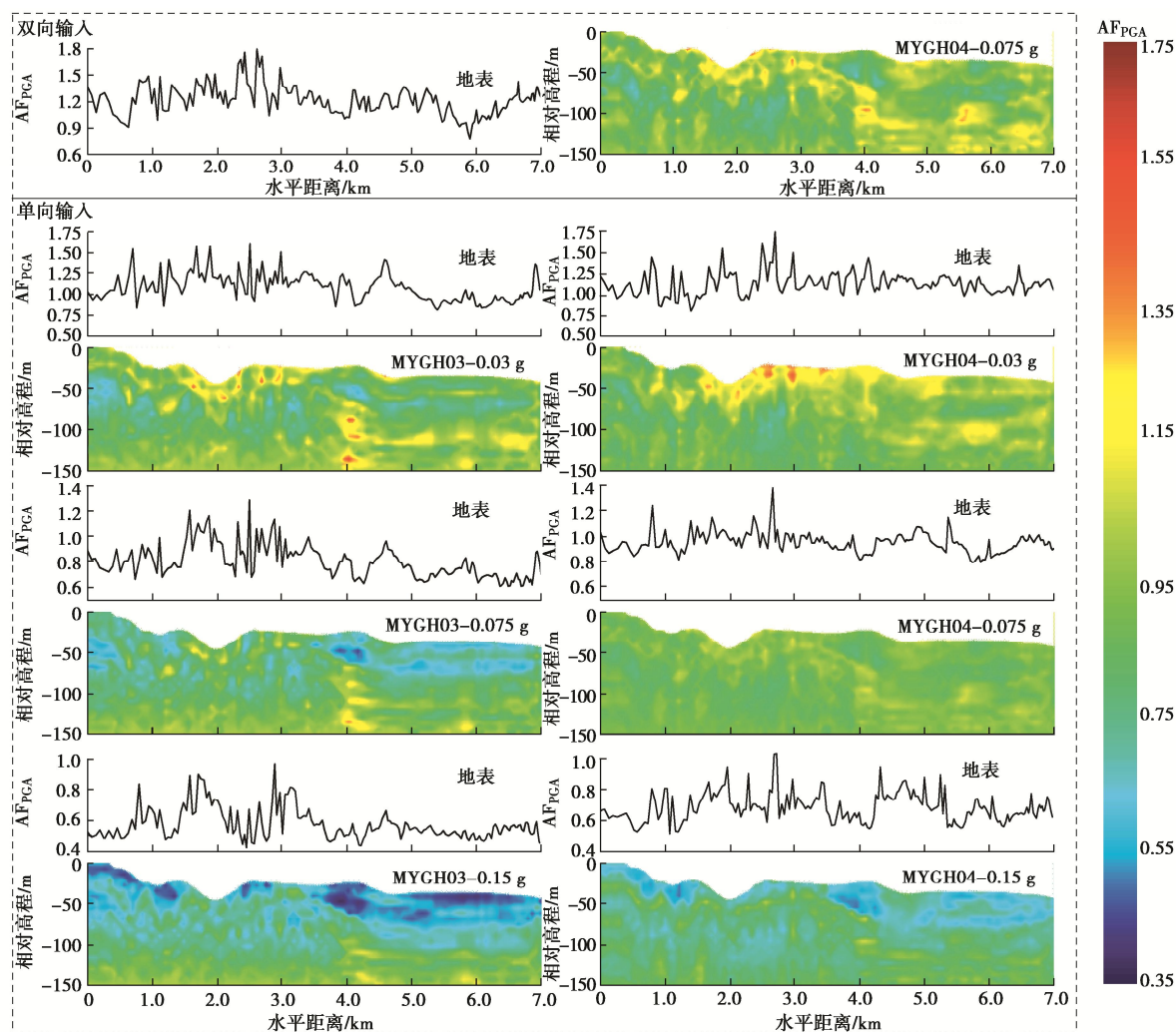


图7 单向(水平向)和双向(水平向+竖向)基岩地震动激励时海床剖面的水平向峰值加速度放大系数的空间分布

Fig. 7 Spatial variation of amplification factors of horizontal peak ground acceleration (AF_{PGA}) of seabed cross-section site subjected to unidirectional (horizontal) and bidirectional (horizontal and vertical) bedrock motions

值。这表明该海床场地的非线性地震反应不仅取决于PBA的水平,还取决于基岩地震动能量大小^[7]。与单向地震动作用相比,双向地震动作用对应的ATF值更大。这表明:仅考虑单向地震动作用会低估海床场地地震反应水平。

4.2 PGA放大系数的空间分布

将海床场地地震反应的PGA与PBA之比定义为峰值加速度放大系数,记为 AF_{PGA} 。图7显示了海床剖面的 AF_{PGA} 色谱。对于水平向PBA为0.03g, 0.075g, 0.15g的工况,海床表面的 AF_{PGA} 分别为0.8~1.7, 0.6~1.3, 0.4~0.9。这一结果明显低于之前对陆地 AF_{PGA} 的认识。究其原因:输入地震动的卓越频谱高于10 Hz,而该海床场地对地震动10 Hz以上的高频分量的滤波作用显著。此外,基岩面起伏对海床的 AF_{PGA} 有显著影响。基岩面起伏在海峡西侧显著、东侧平缓,相应地,西侧海床表面的 AF_{PGA} 变化较为显著,东侧海床表面的 AF_{PGA} 变化相对平缓。与MYGH04记录单向激励相比,双向激励对应的 AF_{PGA} 更大,约

为单向的1.1倍~1.5倍。

4.3 海床表面地震动谱加速度 β 谱特性

图8给出了海床表面地震动谱加速度 β 谱(阻尼比5%)的色谱。从图8可知,与MYGH03记录相比,MYGH04记录的低频分量更为丰富。因此,MYGH04记录激励时海床表面的 β 谱谱值在中长周期1~3 s段明显高于MYGH03记录激励时的 β 谱谱值。同时,由于受土体非线性动力学行为的影响,随着PBA的增大,海床表面的 β 谱谱值总体上呈现减小的趋势。此外,总体而言,同单向地震动作用相比,双向地震动作用对应的 β 谱谱值更大。由表1可知,输入地震动的卓越周期为0.07~0.08 s,而场地基本周期在0.7~1.4 s。从图8可知,谱加速度 β 谱谱值的卓越反应周期介于0.1~1 s,可以认为 β 谱的卓越反应周期同时受输入地震动卓越周期和场地基本周期的影响。 β 谱有两个卓越反应峰值,其第二峰值接近于场地基本周期。因此,可以认为, β 谱第一峰值主要受输入地震动特性控制,而其第二峰值主要受场地基本周期控制。

同单向地震作用相比, 双向地震作用时海床地表的 β 谱第一峰值增大、第二峰值减小。从图 2 可知, 海床场地基本周期的变化在海峡东侧相当平缓、而在西侧的变化幅度较大, 总体上, 东侧的海床地表 β 谱的谱值比西侧的更大。

4.4 地震动累积绝对速度

CAV 定义为加速度的绝对值对时间的积分:

$$CAV=\int_0^{t_{\max}}|a(t)|\,dt\quad ,\quad (3)$$

式中, $|a(t)|$ 为 t 时刻的加速度绝对值, t_{\max} 为加速度时程的持时。

CAV 是衡量地震动对结构损伤能力大小的一个重要指标^[16], 与场地地震灾害密切相关^[17-18]。图 9 显示了海床地表 CAV 分布。在水平向 PBA 为 0.03g, 0.075g, 0.15g 的工况下, MYGH03 记录激励时海床地表 CAV 值介于 2.5~5, 5~9, 9~13 m/s; MYGH04 记录激励时海床地表 CAV 值介于 4~7, 8~12, 13~19 m/s; MYGH04 记录双向激励时海床表面 CAV 值介于 4.5~8.5, 10~15.5, 14~23 m/s。这一结果表明: 随着 PBA 的增大, 海床地表地震动对结构的损伤能力随之增大, 但由于海床土的动力非线性特征, 海床地

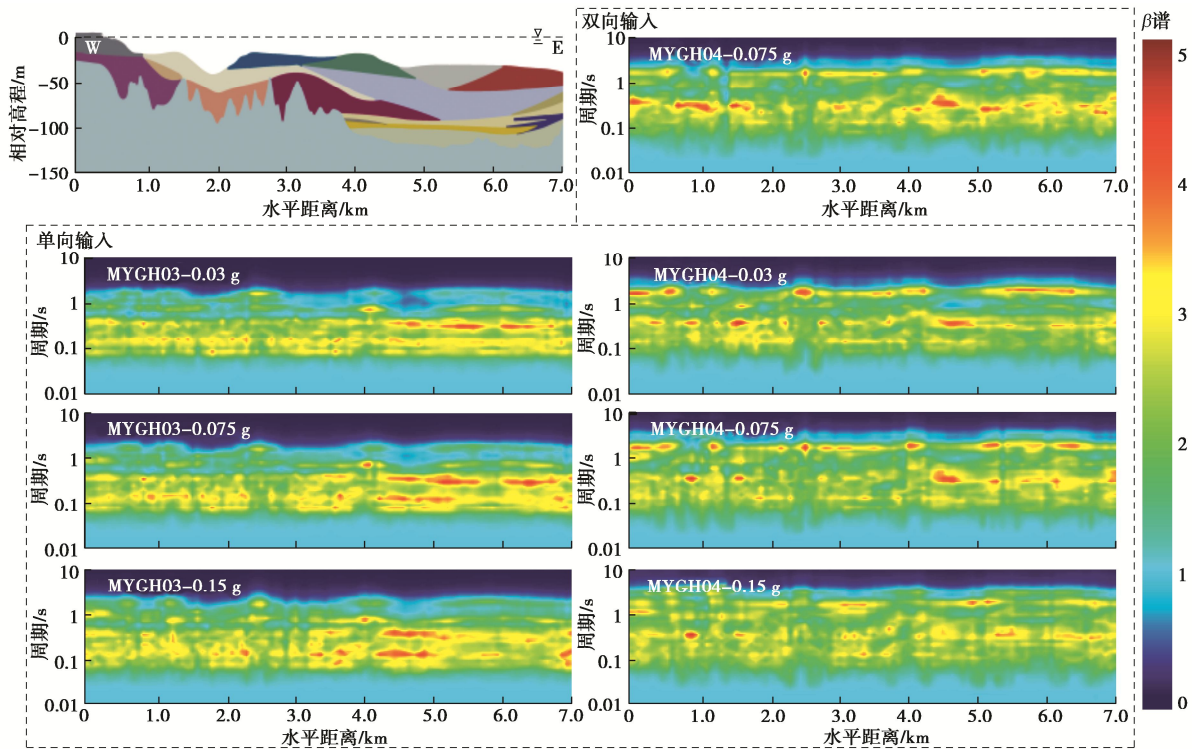


图 8 单向(水平向)和双向(水平向+竖向)基岩地震动激励时海床地表的水平向谱加速度 β 谱(阻尼比 5%)的空间分布

Fig. 8 Spatial variation of 5% damping horizontal spectral acceleration β spectra of seabed cross-section site subjected to unidirectional (horizontal) and bidirectional (horizontal and vertical) bedrock motions

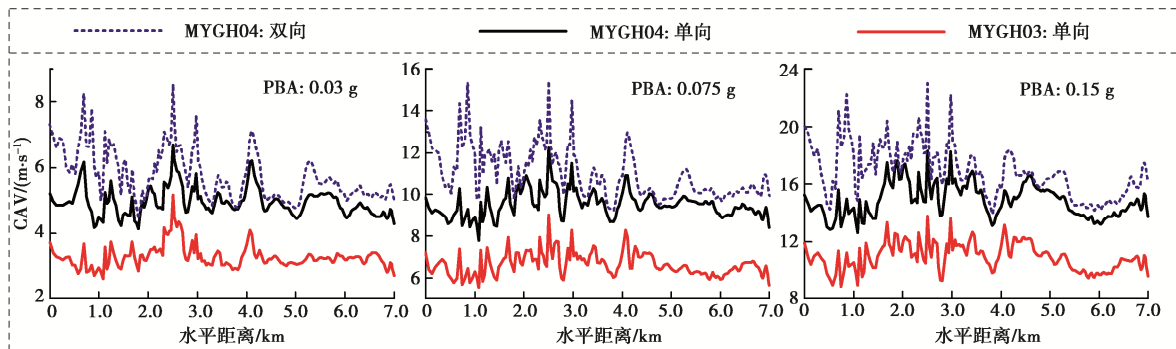


图 9 单向(水平向)和双向(水平向+竖向)基岩地震动激励时海床剖面地表的水平向累积绝对速度(CAV)的比较

Fig. 9 Comparison of cumulative absolute velocities (CAVs) of seabed cross-section site surface subjected to unidirectional (horizontal) and bidirectional (horizontal and vertical) bedrock motions

表 CAV 并非等比例增大。此外,海床的基岩面起伏对海床表面 CAV 的影响显著,基岩面起伏明显的海峡西侧海床表面 CAV 的变化幅度显著高于基岩面起伏平缓的海峡东侧表面 CAV 的变化幅度。MYGH04 记录双向激励的海床地表 CAV 约为单向激励时对应 CAV 的 1.1 倍~1.5 倍;与中远场、中强震的 MYGH03 记录激励的海床地震反应相比,远场强震 MYGH04 记录激励时海床地表的 CAV 值要大得多。

4.5 代表性钻孔剖面的地表谱加速度 β 谱

图 2 所示的代表性钻孔 ZK-01、ZK-02、ZK-03、ZK-04、ZK-05、ZK-06、ZK-07 和 ZK-08,其剪切波速沿深度的变化如图 10 所示,各钻孔剖面地表以下 30 m 深度内的走时平均剪切波速 V_{S30} 分别为 276, 500, 213, 296, 262, 258, 252, 238 m/s, 各钻孔剖面的基本频率 f_s 依次为 0.75, 1.0, 0.95, 0.75, 0.8, 0.8, 0.8, 0.9 Hz, 相应的基本周期 T_s 依次为 1.33, 1.0, 1.05, 1.33, 1.25, 1.25, 1.25, 1.11 s; 各钻孔剖面地表至 $V_s = 500$ m/s 的地震基岩面覆盖层深度 H 分别为 62, 27, 55, 39, 93, 94, 94, 45 m。鉴于目前对海域土的场地分类尚无规范可依,据此,采用文献 [19] 建议的 V_{S30} , H 和 T_s 三指标场地分类法,钻孔 ZK-01、ZK-02、ZK-03、ZK-04、ZK-05、ZK-06、ZK-07、ZK-08 剖面均为 IV 类场地。

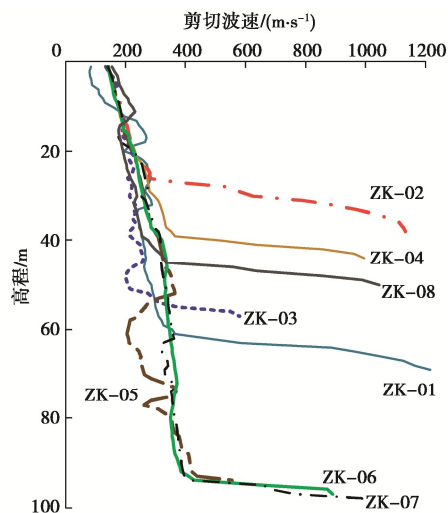


图 10 海床场地各钻孔剪切波速沿深度的变化

Fig. 10 Profiles of shear wave velocity of seabed site

图 11 给出了 MYGH04 记录双向激励时(水平向 0.075g)海床地表的谱加速度 β 谱及其均值谱、上包络线。作为对比,将 GB18306—2015《中国地震动参数区划图》中 IV 类场地设计地震反应谱 β 谱绘制于图 11。可以发现:在周期 $T > 0.15$ s 时,海床场地相关反应谱 β 谱的均值曲线大于 GB18306—2015 规范 β 谱的取值。这意味着在 $T > 0.15$ s 时,如直接采用 GB18306

—2015 规范的 β 谱用于该海峡海床上工程结构的抗震设计将偏于不安全。

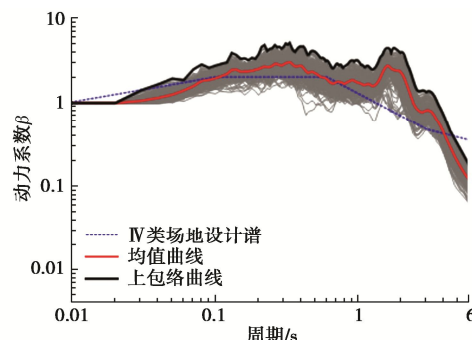


图 11 海床地表谱加速度 β 谱(5%阻尼比)

Fig. 11 Normalized ground motion acceleration response spectra β (5% damping) at seabed surface

5 结 论

本文数值模拟了金塘海峡海床场地的二维非线性地震反应特征,得到 5 点结论。

(1) 金塘海峡海床场地对地震动 1 Hz 以内的低频分量有显著的放大作用,对 10 Hz 以上的高频分量有显著的滤波作用。同时,随着基岩地震动水平的增大,海床场地的加速度传递函数的放大倍数逐渐减小,且其卓越频带有向低频移动的趋势。

(2) 对于基岩地震动水平 0.03g, 0.075g, 0.15g 的工况,海床地表峰值加速度放大系数分别为 0.8~1.7, 0.6~1.3, 0.4~0.9, 显著低于陆域一般场地的地表峰值加速度放大系数。

(3) 海床表面的地震动谱加速度 β 谱和 CAV 的大小受输入地震动特性和海床局部场地条件的影响。随着基岩地震动水平的增大,海床表面的 β 谱谱值总体上呈现减小的趋势、CAV 呈现增大的趋势。基岩面起伏对海床表面的 β 谱谱值和 CAV 也存在一定的影响。

(4) 与双向地震动激励的计算结果相比,仅考虑单向地震动激励将低估该海床场地的地震反应水平,双向地震动激励的海床表面的地震动峰值加速度和 CAV 约为单向地震动激励的 1.1 倍~1.5 倍。

(5) 依据现行《中国地震动参数区划图》对该海床场地工程结构进行抗震设计会偏于不安全。

参考文献:

- [1] DHAKAL Y P, AOI S, KUNUGI T, et al. Assessment of nonlinear site response at ocean bottom seismograph sites based on S-wave horizontal-to-vertical spectral ratios: a study at the Sagami Bay area K-NET sites in Japan[J]. Earth,

- Planets and Space, 2017, **69**(1): 29.
- [2] HU J J, TAN J Y, ZHAO J X. New GMPEs for the Sagami bay region in Japan for moderate magnitude events with emphasis on differences on site amplifications at the seafloor and land seismic stations of K-NET[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 2020, **110**(5): 2577 - 2597.
- [3] TAN J Y, HU J J. A prediction model for vertical-to-horizontal spectral ratios of ground motions on the seafloor for moderate magnitude events for the Sagami Bay region in Japan[J]. Journal of Seismology, 2021, **25**(1): 181 - 199.
- [4] ZHANG Q, ZHENG X Y. Offshore earthquake ground motions: Distinct features and influence on the seismic design of marine structures[J]. Marine Structures, 2019, **65**: 291 - 307.
- [5] 陈国兴, 陈磊, 景立平, 等. 地铁地下结构抗震分析并行计算显式与隐式算法比较[J]. 铁道学报, 2011, **33**(11): 111 - 118. (CHEN Guo-xing, CHEN Lei, JING Li-ping, et al. Comparison of implicit and explicit finite element methods with parallel computing for seismic response analysis of metro underground structures[J]. Journal of the China Railway Society, 2011, **33**(11): 111 - 118. (in Chinese))
- [6] CHEN G X, JIN D D, ZHU J, et al. Nonlinear analysis on seismic site response of Fuzhou basin, China[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 2015, **105**(2A): 928 - 949.
- [7] RUAN B, ZHAO K, WANG S Y, et al. Numerical modeling of seismic site effects in a shallow estuarine bay (Suai Bay, Shantou, China)[J]. Engineering Geology, 2019, **260**: 105233.
- [8] TRIFUNAC M D. Nonlinear soil response as a natural passive isolation mechanism. Paper II. The 1933, Long Beach, California earthquake[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2003, **23**(7): 549 - 562.
- [9] 陈国兴, 李磊, 丁杰发, 等. 巨厚沉积土夹火山岩场地非线性地震反应特性[J]. 岩土力学, 2020, **41**(9): 3056 - 3065, 3076. (CHEN Guo-xing, LI Lei, DING Jie-fa, et al. Nonlinear seismic response characteristics of extremely deep deposit site with volcanic hard rock interlayers[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, **41**(9): 3056 - 3065, 3076. (in Chinese))
- [10] CHEN G X, RUAN B, ZHAO K, et al. Nonlinear response characteristics of undersea shield tunnel subjected to strong earthquake motions[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2020, **24**(3): 351 - 380.
- [11] NAKAMURA. What is the Nakamura method?[J]. Seismological Research Letters, 2019, **90**(4): 1437 - 1443. DOI:10.1785/0220180376.
- [12] 刘晶波, 谷音, 杜义欣. 一致黏弹性人工边界及黏弹性边界单元[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(9): 1070 - 1075. (LIU Jing-bo, GU Yin, DU Yi-xin. Consistent viscous-spring artificial boundaries and viscous-spring boundary elements[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(9): 1070 - 1075. (in Chinese))
- [13] 章小龙, 李小军, 陈国兴, 等. 黏弹性人工边界等效荷载计算的改进方法[J]. 力学学报, 2016, **48**(5): 1126 - 1135. (ZHANG Xiao-long, LI Xiao-jun, CHEN Guo-xing, et al. An improved method of the calculation of equivalent nodal forces in viscous-elastic artificial boundary[J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 2016, **48**(5): 1126 - 1135. (in Chinese))
- [14] 陈国兴, 杨文保, 岳文泽, 等. 金塘海峡海洋土动剪切模量与阻尼比特性研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2020, **40**(1): 1 - 8. (CHEN Guo-xing, YANG Wen-bao, YUE Wen-ze, et al. Experimental studies on the dynamic shear modulus and damping ratio characteristics of marine soils in the Jintang strait[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2020, **40**(1): 1 - 8. (in Chinese))
- [15] CHEN G X, WANG Y Z, ZHAO D F, et al. A new effective stress method for nonlinear site response analyses[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2021, **50**(6): 1595 - 1611.
- [16] WANG J P, YUN X, KUO-CHEN H, et al. CAV site-effect assessment: a case study of Taipei Basin[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018, **108**: 142 - 149.
- [17] BRAY J D, MACEDO J. 6th Ishihara lecture: Simplified procedure for estimating liquefaction-induced building settlement[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017, **102**: 215 - 231.
- [18] MONTGOMERY J, BOULANGER R W. Effects of spatial variability on liquefaction-induced settlement and lateral spreading[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2017, **143**(1): 4016086.
- [19] 陈国兴, 丁杰发, 方怡, 等. 场地类别分类方案研究[J]. 岩土力学, 2020, **41**(11): 3509 - 3522, 3582. (CHEN Guo-xing, DING Jie-fa, FANG Yi, et al. Investigation of seismic site classification scheme[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, **41**(11): 3509 - 3522, 3582. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202111003

填埋场好氧修复三维沉降变形特性及加速稳定化分析

冯世进^{1,2}, 白真白², 郑奇腾²

(1. 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘要: 沉降变形是重要的填埋场稳定化指标, 对于稳定化进程的评估具有重要意义, 然而, 由于氧浓度分布的不均匀, 曝气作用下填埋场内生化降解和沉降变形高度耦合且极为复杂, 已有厌氧填埋场沉降模型难以适用。建立了考虑厌氧-好氧生化降解、液气运移、多组分扩散和弹塑性-降解骨架变形的填埋场多场耦合三维模型, 采用有限体积法和开源计算平台 OpenFoam 进行编程求解, 揭示了垃圾填埋场好氧修复的沉降变形特性。结果表明, 曝气易导致填埋场产生显著的不均匀沉降和垃圾体-曝气井相对位移, 可高达约 0.7 m (模型为 10 m×10 m×高 15 m), 最大不均匀沉降出现在曝气中间阶段; 依据填埋场土地高度利用的国家标准, 好氧修复可降低 88% 的后期维护运营时间, 建议采用填埋场 90% 降解度作为好氧修复的终止标准, 以保证修复后沉降速率满足标准。

关键词: 填埋场; 好氧修复; 多场耦合; 沉降变形; 加速稳定化

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-1976-10

作者简介: 冯世进(1978—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事环境岩土工程、土动力学的教学与科研工作。

E-mail: fsjgly@tongji.edu.cn。

Three-dimensional settlement characteristics and accelerated stabilization of landfills under aerobic remediation

FENG Shi-jin^{1,2}, BAI Zhen-bai², ZHENG Qi-teng²

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering, Ministry of Education, Shanghai 200092, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The settlement is an important index for evaluating the stabilization of a landfill. However, the settlement of an aerated landfill is extremely complex and highly coupled with waste biodegradation due to non-homogeneous distribution of oxygen. Thus, the traditional models for settlement of anaerobic landfills are not applicable to aerobic ones. A three-dimensional multi-field coupled model for landfills is established considering anaerobic-aerobic biodegradation, liquid-gas migration, multi-component diffusion and elastic-plastic-degradation skeleton deformation. The finite volume method and the open source computing platform OpenFoam are used to solve the model, and the settlement and deformation characteristics of an aerobic landfill are revealed. The results show that the aeration can easily induce significant uneven settlement and relative displacement of waste-aeration well, e.g., reaching up to 0.7 m for a 10 m×10 m×15 m model in this paper, and the largest uneven settlement occurs at the intermediate stage of aeration. According to the China's national standard of highly utilizing landfills, the aerobic remediation can reduce the post-maintenance time of landfills by 88%, and a termination condition of 90% degradation degree is suggested for aerobic remediation of landfills to satisfy the criteria in terms of post-aeration settlement rate.

Key words: landfill; aerobic remediation; multi-field coupling; settlement; stabilizing acceleration

0 引言

生活垃圾卫生填埋场的沉降是目前填埋场的主要岩土工程问题之一, 但是不同于传统土, 垃圾有机质含量高、易降解, 其沉降变形主要受生化降解、物理压缩、颗粒错动等的影响^[1]。据统计, 填埋场最大沉降量可达原高度的 50%, 其中杭州天子岭填埋场在运行十年后沉降了 40%。填埋场沉降变形易引发一系列

工程问题, 譬如破坏底部衬垫和顶部覆盖系统的完整性, 造成有害物质泄露^[2]; 同时, 不均匀沉降可能导致填埋场内液气回收系统变形过大并失效, 积聚的高液气压力极可能诱发边坡失稳。但是, 由于垃圾厌氧

基金项目: 国家自然科学基金杰出青年基金项目(41725012); 国家自然科学基金重点基金项目(41931289); 上海市科委社发领域项目(20dz1203402)

收稿日期: 2021-03-29

降解速率相对缓慢, 填埋场沉降变形往往持续 30~50 a, 导致封场后土地难以再利用。因此, 加速填埋场的生化降解和沉降变形, 使其满足后续再利用标准, 可以有效节约和利用土地资源。

生物反应器填埋场通过渗滤液回灌 (厌氧型) 或曝气 (好氧型) 加速垃圾降解速率和沉降稳定化, 厌氧型稳定时间约 15~20 a, 而好氧型可达到 1~2 a。已有填埋场的好氧修复工程案例和填埋柱模型试验揭示了垃圾体好氧降解变形的两个主要特征。

(1) 加速沉降

室内^[3-4]和现场^[5]试验发现好氧降解垃圾的沉降速率是厌氧降解的 5~10 倍, 且氧气浓度越大, 沉降速率越大。

(2) 不均匀沉降

好氧降解速率主要受氧浓度影响, 且差异性较大; 但曝气竖井周边的氧气分布明显不均, 不同区域的沉降速率差异显著^[5-6]。

沉降变形是填埋场稳定化的重要判定指标, 准确预测有助于优化填埋场设计, 判断防渗结构的不协调变形, 从而减少土地占用量, 减轻生态环境压力。国内外许多学者提出了生活垃圾沉降模型, 主要包含瞬时压缩、机械蠕变和降解相变^[7-8], 其中瞬时压缩是垃圾自重沉降^[9-10], 蠕变和降解相变是竖向应力作用下的时间依赖项^[8, 11-13]。基于土体本构理论, 部分学者提出了考虑加筋、降解或蠕变应变的垃圾土力学本构模型^[14-17]。但是, 上述沉降和本构模型主要适用于传统填埋场和厌氧型生物反应器填埋场, 难以描述好氧型生物反应器填埋场的加速沉降。同时, 模型多为一维条件, 无法分析三维条件下不均匀变形。因此, 本文考虑垃圾厌氧-好氧生化降解、液气运移、多组分扩散和弹塑性-降解骨架变形, 建立了填埋场好氧修复多场耦合三维模型, 揭示填埋场好氧修复的沉降变形特性, 最后提出填埋场好氧修复加速稳定化的评价和终止指标, 为填埋场曝气工程提供参考。

1 填埋场厌氧-好氧多场耦合模型建立

城市生活垃圾是一种由固相骨架和孔隙组成的多孔介质材料, 孔隙通道由气、液占据, 在压力梯度驱动下发生渗流。针对垃圾土的复杂材料和结构, 本文采用连续介质方法, 构建代表性体积单元的质量、动量和能量守恒方程, 组成填埋场多场耦合模型, 包括生化降解、液气运移、骨架变形和多组分气体扩散等。

1.1 液相和气相运移方程

多孔介质内液气运移质量守恒方程可以表示为

$$\frac{\partial(nS_w\rho_w)}{\partial t} + \nabla \cdot (nS_w\rho_w\mathbf{v}_w) = Q_w, \quad (1)$$

$$\frac{\partial(nS_g\rho_g)}{\partial t} + \nabla \cdot (nS_g\rho_g\mathbf{v}_g) = Q_g. \quad (2)$$

式中 下标 w 和 g 分别代表液相和气相; n 为孔隙率; t 为时间 (s); S 为饱和度; ρ 为密度 (kg/m^3); \mathbf{v} 为孔隙中流体速度 (m/s); Q 为质量源项 ($\text{kg/m}^3/\text{s}$), 涉及厌氧-好氧降解、液相蒸发和甲烷氧化等作用。

填埋场系统产生的液气压力和温度对渗滤液密度的影响非常小, 因此液相密度近似为常数; 根据理想气体定律, 混合气体的密度可表示为

$$p_g = \rho_g RT / M_g, \quad (3)$$

式中, p_g 为气压 (Pa), T 为温度 (K), R 为理想气体常数 (8.314 J/mol/K), M_g 为混合气体平均摩尔质量 (g/mol)。

采用广义 Darcy 定律描述流体速度和压力梯度的关系, 则达西速度 $\bar{\mathbf{v}}_r$ 可以表示为

$$\bar{\mathbf{v}}_{rw} = -Kk_{rw} / \mu_w \cdot (\nabla p_w - \rho_w \mathbf{g}) = \mathbf{v}_w \cdot (nS_w), \quad (4)$$

$$\bar{\mathbf{v}}_{rg} = -Kk_{rg} / \mu_g \cdot (\nabla p_g - \rho_g \mathbf{g}) = \mathbf{v}_g \cdot (nS_g). \quad (5)$$

式中 K 为垃圾骨架固有渗透系数或渗透矩阵 (m^2); k_{rw} , k_{rg} 分别为液、气相对渗透系数; μ_w , μ_g 分别为液、气动力黏度 (kg/m/s); p_w 为液相压力 (Pa); \mathbf{g} 为重力加速度 (m/s^2)。为了简化控制方程, 引入相动量 M :

$$\left. \begin{aligned} M_w &= Kk_{rw} / \mu_w, \\ M_g &= Kk_{rg} / \mu_g. \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

采用 van Genuchten-Mualem 模型描述相对渗透系数与含水率的关系:

$$\left. \begin{aligned} k_{rg} &= (1 - S_{w,\text{eff}})^{1/2} \left[1 - (S_{w,\text{eff}})^{1/m} \right]^{2m}, \\ k_{rw} &= (S_{w,\text{eff}})^{1/2} \left\{ 1 - \left[1 - (S_{w,\text{eff}})^{1/m} \right]^m \right\}^2, \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

$$S_{w,\text{eff}} = (S_w - S_{w,r}) / (S_{w,m} - S_{w,r}), \quad (8)$$

式中, $S_{w,\text{eff}}$ 为液相有效饱和度, m 为无量纲参数, $S_{w,m}$, $S_{w,r}$ 为垃圾最大和残余液相饱和度。基质吸力与液相有效饱和度的关系为

$$p_c = \begin{cases} p_g - p_w = \frac{\rho_w g}{\alpha} \left[(S_{w,\text{eff}})^{-1/m} - 1 \right]^{1-m} & (p_g > p_w) \\ 0 & (p_g \leq p_w) \end{cases}, \quad (9)$$

其中, p_c 为基质吸力 (Pa), α 为模型常数 (m^{-1})。据此可以推导 S_w 与 p_c 的导数关系, 代入式 (1), (2), 可获得以液气压力为主要变量的液气控制方程。

1.2 多组分气体扩散方程

气相运移方程可以描述混合气的速度和压力, 但是难以分析不同气体组分 (CH_4 , CO_2 , O_2 , N_2) 在孔隙所占体积和质量。因此, 建立表征单元体中各气相组分的质量守恒方程:

$$\frac{\partial(nS_g\rho_g^k)}{\partial t} + \nabla \cdot (nS_g\rho_g^k\mathbf{v}_g) = \nabla \cdot (\mathbf{J}_g^k) + Q_g^k, \quad (10)$$

式中, $\rho_g^k = y_g^k \rho_g$ 代表气相组分 k 的密度 (kg/m^3), y_g^k 为组分 k 的质量分数, J_g^k 为组分 k 对混合气体的扩散通量, Q_g^k 为单元体中因降解、甲烷氧化和蒸发造成的组分 k 质量源项 ($\text{kg}/\text{m}^3/\text{s}$)。

混合气体的摩尔质量 M_g 为

$$M_g = \sum_k (x_g^k M_g^k) = \left(\sum_k (y_g^k / M_g^k) \right)^{-1}, \quad (11)$$

式中, x_g^k 为组分 k 的摩尔 (体积) 分数, M_g^k 为组分 k 的摩尔质量 (g/mol)。根据道尔顿分压定律, 组分 k 的分压 p_g^k 与总气压 p_g 之间的关系为

$$p_g = \sum_k p_g^k = p_g^k / x_g^k. \quad (12)$$

同时, 组分 k 的密度与总气体密度保持质量守恒关系:

$$\rho_g = \sum_k \rho_g^k = \rho_g^k / y_g^k. \quad (13)$$

考虑浓度梯度和分子热运动导致的扩散, 混合气体中单一组分 k 的质量通量 J_g^k 可以表示为

$$J_g^k = \tau_g D_g^k \rho_g \nabla x_g^k, \quad (14)$$

式中, τ_g 为气相扩散弯曲因子, D_g^k 为组分 k 在自由混合气体中的分子扩散系数 (m^2/s),

$$D_g^k = (1 - x_g^k) / \sum_{j \neq k} \frac{x_g^j}{D_{kj}}, \quad (15)$$

其中, D_{kj} 为组分 k 和 j 的二元 Fickian 扩散系数 (m^2/s)。

1.3 垃圾体生化反应方程

(1) 降解模式判别条件

通过曝气或准好氧, 氧气仅存在于填埋场内有限区域, 反应模式和速率取决于局部氧浓度。因此, 好氧填埋场同时存在厌氧和好氧降解模式, Kim 等^[18]建议采用氧气分压 100 Pa 作为反应模式判别条件, 即

$$p_g^{\text{O}_2} = x_g^{\text{O}_2} p_g \begin{cases} \geq 100(\text{Pa}) \rightarrow \text{好氧} \\ < 100(\text{Pa}) \rightarrow \text{厌氧} \end{cases}.$$

(2) 好氧-厌氧反应方程

本文模型采用 Monod 类动力方程描述填埋场内细菌的繁殖过程, 假设生化反应速率与微生物浓度变化率相等, 则厌氧微生物生产率 R_N ($\text{kg}/\text{m}^3/\text{d}$) 和好氧微生物生成率 R_A ($\text{kg}/\text{m}^3/\text{d}$) 可表示为

$$R_N = \frac{\partial X_N}{\partial t} = k_{m,N} k_{\text{temp},N} \frac{S}{k_{s,N} + S} X_N - R_{D,N}, \quad (16)$$

$$R_A = \frac{\partial X_A}{\partial t} = k_{m,A} k_{\text{temp},A} \frac{S}{k_{s,A} + S} \frac{x_g^{\text{O}_2}}{K_{\text{O}_2} + x_g^{\text{O}_2}} X_A - R_{D,A}, \quad (17)$$

式中, 下标 N 和 A 分别代表厌氧和好氧反应, X 为微生物浓度 (kg/m^3), k_m 为最大降解常数 (d^{-1}), k_{temp} 为微生物温度修正因子, k_s 为生长率半饱和常数 (kg/m^3), K_{O_2} 为 O_2 半饱和常数, R_D 为微生物衰减率 ($\text{kg}/\text{m}^3/\text{d}$), S 为垃圾单位体积有机物含量 (kg/m^3)。

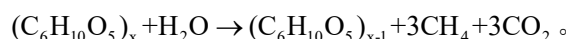
厌氧菌和好氧菌的衰减速率分别表示为^[18]

$$\left. \begin{aligned} R_{D,N} &= 0.05 k_{m,N} (X_N - X_{N,0}), \\ R_{D,A} &= 0.05 k_{m,A} (X_A - X_{A,0}), \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

式中, $X_{N,0}$, $X_{A,0}$ 为初始厌氧菌和好氧菌浓度 (kg/m^3), 当厌氧菌处于好氧环境或好氧菌处于厌氧环境, 相应生化反应停止, 菌落生成率为

$$\left. \begin{aligned} R_N &= \frac{\partial X_N}{\partial t} = -R_{D,N}, \\ R_A &= \frac{\partial X_A}{\partial t} = -R_{D,A}. \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

采用纤维素 ($\text{C}_6\text{H}_{10}\text{O}_5$) 表征有机物, 厌氧反应式为^[19]



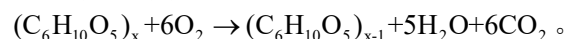
CH_4 , CO_2 产生率与厌氧菌生成率存在如下关系:

$$\frac{R_{\text{CO}_2}}{3 \frac{M_{\text{CO}_2}}{M_{\text{MSW}}}} = \frac{R_N}{Y_{S/B,N}} = k_{m,N} \frac{S}{k_{s,N} + S} X_N / Y_{S/B,N}, \quad (20)$$

$$\frac{R_{\text{CH}_4}}{3 \frac{M_{\text{CH}_4}}{M_{\text{MSW}}}} = \frac{R_N}{Y_{S/B,N}} = k_{m,N} \frac{S}{k_{s,N} + S} X_N / Y_{S/B,N}, \quad (21)$$

式中, R_{CO_2} 和 R_{CH_4} 为 CO_2 和 CH_4 产生率 ($\text{kg}/\text{m}^3/\text{d}$), $Y_{S/B,N}$ 为厌氧菌产出系数 (kg/kg), 取 0.05。

垃圾有机物好氧反应式为



O_2 消耗率、 CO_2 产生率 and 好氧菌生成率存在如下关系:

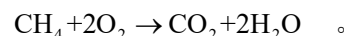
$$\frac{R_{\text{O}_2}}{6 \frac{M_{\text{O}_2}}{M_{\text{MSW}}}} = \frac{R_A}{Y_{S/B,A}} = k_{m,A} \frac{S}{k_{s,A} + S} \frac{x_g^{\text{O}_2}}{K_{\text{O}_2} + x_g^{\text{O}_2}} X_A / Y_{S/B,A}, \quad (22)$$

$$\frac{R_{\text{CO}_2}}{6 \frac{M_{\text{CO}_2}}{M_{\text{MSW}}}} = \frac{R_A}{Y_{S/B,A}} = k_{m,A} \frac{S}{k_{s,A} + S} \frac{x_g^{\text{O}_2}}{K_{\text{O}_2} + x_g^{\text{O}_2}} X_A / Y_{S/B,A}, \quad (23)$$

式中, R_{O_2} 为 O_2 消耗率 ($\text{kg}/\text{m}^3/\text{d}$), $Y_{S/B,A}$ 为好氧菌产出系数 (kg/kg), 取 0.1。

(3) 甲烷氧化反应方程

除了垃圾有机物厌氧-好氧反应, 好氧填埋场内存在甲烷氧化反应, 即在甲烷氧化菌的作用下, 氧气将甲烷氧化为二氧化碳和水蒸气, 并释放热量:



CH_4 氧化速率 $R_{\text{oxi,CH}_4}$ ($\text{kg}/\text{m}^3/\text{s}$) 可以采用双底物 Michaelis-Menten 动力方程描述^[20]:

$$R_{\text{oxi,CH}_4} = f_{V,w} V_{\text{max}} \frac{x_g^{\text{CH}_4}}{D_{\text{CH}_4} + x_g^{\text{CH}_4}} \cdot \frac{x_g^{\text{O}_2}}{D_{\text{O}_2} + x_g^{\text{O}_2}}, \quad (24)$$

式中, V_{max} 为最大 CH_4 消耗速率 ($\text{kg}/\text{m}^3/\text{s}$), D_{CH_4} , D_{O_2} 分别为甲烷氧化的 CH_4 和 O_2 半饱和常数, $f_{V,w}$ 为含水率修正因子, 根据室内试验可以表示为^[20]

$$f_{V,w} = \begin{cases} 0 & (\theta_w \leq \theta_{w,i}) \\ (\theta_w - \theta_{w,i}) / (\theta_{fc} - \theta_{w,i}) & (\theta_{w,i} < \theta_w \leq \theta_{fc}) \\ 1 & (\theta_{fc} < \theta_w < \theta_{w,m}) \end{cases}, \quad (25)$$

式中, $\theta_{w,m}$ 为垃圾饱和体积含水率, $\theta_{w,i}$ 为萎蔫含水率, 当含水率低于该值时甲烷氧化反应停止, θ_{ic} 为田间持水率。垃圾田间持水率和萎蔫含水率分别对应基质吸力 $p_c=33 \text{ kPa}$ 和 $p_c=1500 \text{ kPa}$ [21]。

甲烷氧化反应中 O_2 消耗率 $R_{\text{oxi},\text{O}_2}$ ($\text{kg}/\text{m}^3/\text{s}$) 和 CO_2 生成率 $R_{\text{oxi},\text{CO}_2}$ ($\text{kg}/\text{m}^3/\text{s}$) 可以表示为

$$\left. \begin{aligned} R_{\text{oxi},\text{O}_2} &= 2R_{\text{oxi},\text{CH}_4} \frac{M_{\text{O}_2}}{M_{\text{CH}_4}} \\ R_{\text{oxi},\text{CO}_2} &= R_{\text{oxi},\text{CH}_4} \frac{M_{\text{CO}_2}}{M_{\text{CH}_4}} \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

1.4 垃圾体骨架变形方程

生活垃圾骨架动量守恒可表示为增量平衡方程:

$$\nabla \cdot (\mathbf{d}\sigma) + \mathbf{d}F = \nabla \cdot (\mathbf{d}\sigma) + \mathbf{d}(\rho g) = 0 \quad (27)$$

式中, $\mathbf{d}\sigma$, $\mathbf{d}F$ 分别为总应力增量 (Pa) 和体力增量 (N)。根据多孔介质有效应力原理, $\mathbf{d}\sigma$ 表示为

$$\mathbf{d}\sigma = \mathbf{d}\sigma' + b\mathbf{I}dp = \mathbf{d}\sigma' + b\mathbf{I}d(p_w S_w + p_g S_g) \quad (28)$$

其中, dp 为平均孔压增量 (Pa)。垃圾骨架的弹塑性本构关系采用增量形式表示为

$$\mathbf{d}\varepsilon = \frac{1}{2}(\nabla(\mathbf{du}) + \nabla(\mathbf{du})^T) \quad (29)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{d}\sigma' &= 2\mu\mathbf{d}\varepsilon^e + \lambda\text{tr}(\mathbf{d}\varepsilon^e) \\ &= 2\mu(\mathbf{d}\varepsilon - \mathbf{d}\varepsilon^{\text{ne}}) + \lambda\text{tr}(\mathbf{d}\varepsilon - \mathbf{d}\varepsilon^{\text{ne}}) \end{aligned} \quad (30)$$

其中, \mathbf{du} 为骨架位移增量向量 (m), $\mathbf{d}\varepsilon$ 为骨架应变张量增量, μ , λ 为拉梅常数, $\mathbf{d}\sigma'$ 为有效应力增量 (Pa), $\mathbf{d}\varepsilon^e$ 为力学压缩引起的弹性应变增量, $\mathbf{d}\varepsilon^{\text{ne}}$ 为非弹性应变增量。垃圾骨架总应变 ε 主要包括弹性应变 ε^e 和非弹性应变 ε^{ne} , 后者包括塑性应变 ε^p 和生化降解引起的应变 ε^b , 可表示为

$$\mathbf{d}\varepsilon = \mathbf{d}\varepsilon^e + \mathbf{d}\varepsilon^{\text{ne}} = \mathbf{d}\varepsilon^e + \mathbf{d}\varepsilon^p + \mathbf{d}\varepsilon^b \quad (31)$$

将式 (28) ~ (30) 代入式 (27) 得到了以位移增量 \mathbf{du} 为核心变量的垃圾体沉降变形方程:

$$\begin{aligned} \nabla \cdot [\mu \nabla(\mathbf{du}) + \mu \nabla(\mathbf{du})^T + \lambda \mathbf{I} \text{tr}(\nabla(\mathbf{du}))] - \\ \nabla \cdot [2\mu(\mathbf{d}\varepsilon^{\text{ne}}) + \lambda \mathbf{I} \text{tr}(\mathbf{d}\varepsilon^{\text{ne}})] = -\nabla \cdot (b\mathbf{I}dp) - \mathbf{d}\rho g \end{aligned} \quad (32)$$

(1) 生活垃圾塑性应变计算

垃圾塑性应变 ε^p 的计算采用莫尔-库仑本构模型, 屈服函数 $f(\text{MC})$ 和塑性势函数 $g(\text{MC})$ 为

$$\left. \begin{aligned} f(\text{MC}) &= (\sigma'_1 - \sigma'_3) + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi \\ g(\text{MC}) &= (\sigma'_1 - \sigma'_3) + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

式中, σ'_1 , σ'_3 分别为最大和最小有效主应力, c , φ 和 ψ 为垃圾黏聚力、内摩擦角和剪胀角。根据硬化准则, 塑性应变可以修正为

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{d}\varepsilon^p &= \langle \delta \kappa \rangle \frac{\partial g(\text{MC})}{\partial \sigma'} \\ \langle \delta \kappa \rangle &= \begin{cases} 0 & (f(\text{MC}) < 0) \\ \delta \kappa & (f(\text{MC}) = 0) \end{cases} \end{aligned} \right\} \quad (34)$$

其中, $\delta \kappa$ 为塑性因子, 采用回退算法进行计算:

$$\delta \kappa = \frac{f(\sigma^{\text{trial}})}{(\partial f(\text{MC})/\partial \sigma) : C : (\partial g(\text{MC})/\partial \sigma)} \quad (35)$$

其中, σ^{trial} 为弹性试应力, C 为弹性刚度矩阵, $C=2\mu\mathbf{I}+\lambda\mathbf{I}\otimes\mathbf{I}$ 。

(2) 生活垃圾降解应变计算

定义垃圾生化降解度 D_d 为

$$D_d = (S_0 - S(t))/S_0 \times 100\% \quad (36)$$

式中, S_0 为垃圾单位体积初始有机物含量 (kg/m^3)。

因降解减少的垃圾固相体积增量 dV_s (m^3) 为

$$dV_s = V_0 dS/\rho_s = -V_0 S_0 dD_d/\rho_s = V_{\text{sd}i} dS/S_0 \quad (37)$$

其中, V_0 为表征单元体初始总体积 (m^3), $V_{\text{sd}i}$ 为初始可降解垃圾体积 (m^3), ρ_s 为垃圾固相密度 (kg/m^3)。

McDougall [15] 采用两相变化比率 Λ 描述垃圾土的孔隙体积变化, 即

$$dV_v = \Lambda dV_s \quad (38)$$

式中, dV_v 为孔隙减少体积。不同 Λ 值代表了不同相变规律, $\Lambda=-1$ 代表固相降解损失全部转化为孔隙体积, 即垃圾体骨架最疏松的工况。

因此, 垃圾降解引起的体应变增量 $\mathbf{d}\varepsilon_v^b$ 表示为

$$\mathbf{d}\varepsilon_v^b = -\frac{1+\Lambda}{V_0} dV_s = -\frac{(1+\Lambda)}{(1+e_0)} \frac{V_{\text{sd}i}}{V_{s0}} \cdot \frac{dS}{S_0} \quad (39)$$

式中, V_{s0} 为初始固相总体积 (m^3), $V_{\text{sd}i}/V_{s0}$ 为初始有机质含量 (%)。

1.5 核心控制变量及方程

填埋场厌氧-好氧多场耦合模型包括液气运移方程、多组分气体扩散方程、垃圾体生化反应方程和骨架变形方程, 共 7 个核心变量, 见表 1。

表 1 垃圾体好氧反应多场耦合模型的核心变量

Table 1 Key variables of coupled model for anaerobic-aerobic

landfill		
核心变量	符号	单位
液相和气相压力	p_w, p_g	Pa
气相 CH_4 , CO_2 质量分数	$y_g^{\text{CH}_4}, y_g^{\text{CO}_2}$	—
气相 O_2 , N_2 质量分数	$y_g^{\text{O}_2}, y_g^{\text{N}_2}$	—
骨架位移增量	\mathbf{du}	m

整理得到多场耦合模型的主要控制方程:

(1) 液相运移方程

$$\frac{1}{\rho_w} \nabla \cdot (\rho_w M_w (-\nabla p_w + \rho_w g)) + n \frac{\partial S_w}{\partial t} = \frac{Q_w}{\rho_w} \quad (40)$$

(2) 气相运移方程

$$\begin{aligned} \frac{nS_g}{p_g} \frac{\partial p_g}{\partial t} + \frac{1}{\rho_g} \nabla \cdot (\rho_g M_g (-\nabla p_g + \rho_g g)) - n \frac{\partial S_w}{\partial t} + \\ \frac{nS_g}{M_g} \frac{\partial M_g}{\partial t} = \frac{Q_g}{\rho_g} \end{aligned} \quad (41)$$

(3) 多组分气体扩散方程 (k 为 CH_4 , O_2 , N_2 , CO_2)

$$nS_g \rho_g \frac{\partial y_g^k}{\partial t} + \nabla \cdot (nS_g y_g^k \rho_g v_g) - \nabla \cdot (J_g^k) + y_g^k \left(\frac{nS_g}{p_g} \frac{\partial p_g}{\partial t} - n \frac{\partial S_w}{\partial t} + \frac{nS_g}{M_g} \frac{\partial M}{\partial t} \right) = Q_g^k \quad (42)$$

(4) 骨架变形

$$\nabla \cdot [\mu \nabla (du) + \mu \nabla (du)^T + \lambda I \text{tr}(\nabla (du))] - \nabla \cdot [2\mu(d\varepsilon^{ne}) + \lambda I \text{tr}(d\varepsilon^{ne})] = -\nabla \cdot (bIdp) - d\rho g \quad (43)$$

2 填埋场厌氧-好氧多场耦合模型求解

填埋场厌氧-好氧多场耦合控制方程组具有较强的非线性,已有商业软件难以求解。因此,基于开源计算平台 OpenFOAM,本文采用有限体积法离散控制方程,结合改进 Picard 迭代方法,编写自定义求解器程序,具有求解效率高、计算能力强等优势。

2.1 控制方程顺序迭代思路

采用顺序迭代方法,第 $t+1$ 时刻、第 $i+1$ 迭代的控制方程可以离散表示如下:

液相运移方程,

$$A_w \frac{\partial p_w^{t+1,i+1}}{\partial t} - \nabla \cdot (B_w \nabla p_w)^{t+1,i+1} + C_w \frac{p_g^{t+1,i+1} - p_g^t}{\Delta t} = R_w \quad (44)$$

气相运移方程,

$$A_g \frac{\partial p_g^{t+1,i+1}}{\partial t} - \nabla \cdot (B_g \nabla p_g)^{t+1,i+1} + C_g \frac{p_w^{t+1,i+1} - p_w^t}{\Delta t} = R_g \quad (45)$$

多组分气体扩散方程,

$$A_g^k \frac{\partial (y_g^k)^{t+1,i+1}}{\partial t} - \nabla \cdot (B_g^k \nabla y_g^k)^{t+1,i+1} + \nabla \cdot (C_g^k y_g^k)^{t+1,i+1} + D_g^k (y_g^k)^{t+1,i+1} = R_g^k \quad (k=1,2,3,4) \quad (46)$$

骨架变形过程,

$$\nabla \cdot [A_u \nabla (du^{t+1,i+1})] - \nabla \cdot [B_u \nabla (du^{t+1,i})] = R_u \quad (47)$$

式中 A, B, C, D 和 R 为各方程系数,通过上一时刻或迭代步的显式计算获得。

2.2 有限体积法离散和求解过程

有限体积法将空间变量所在区域划分成多个网格单元,并将时间域划分成一系列时间步 Δt 。为了将控制方程组离散成一组离散方程,将偏微分方程在任一控制体积和任一时间间隔内作空间和时间的高斯积分。通过上个时间步和上个迭代步的结果,计算显项和离散方程系数,随后计算隐式变量。

(1) 矩阵化求解

引入边界条件后,每一控制方程最终被离散为单个控制体中心 M 上的线性方程:

$$\alpha_M^{(x)}(x)_M + \sum_N \alpha_N^{(x)}(x)_N = r_M^{(x)} \quad (48)$$

式中, α_M, α_N, r_M 分别为未知场量 x 时空离散后的

对角系数、相邻系数和源项。

在空间所有控制体上离散各未知场量方程,组合得到该未知场量 x 的线性方程组:

$$[A][x] = [b] \quad (49)$$

式中, $[A]$ 为代数方程组的系数矩阵, $[x]$ 为物理量的未知矢量, $[b]$ 为离散后源项矢量。求解精度设为 10^{-9} 。

(2) 模型总求解步骤

某一时间步内,填埋场厌氧-好氧多场耦合模型的迭代过程如图 1。已知模型完成上一时间 t 的迭代,程序进行到 $t+1$ 的时间步计算。

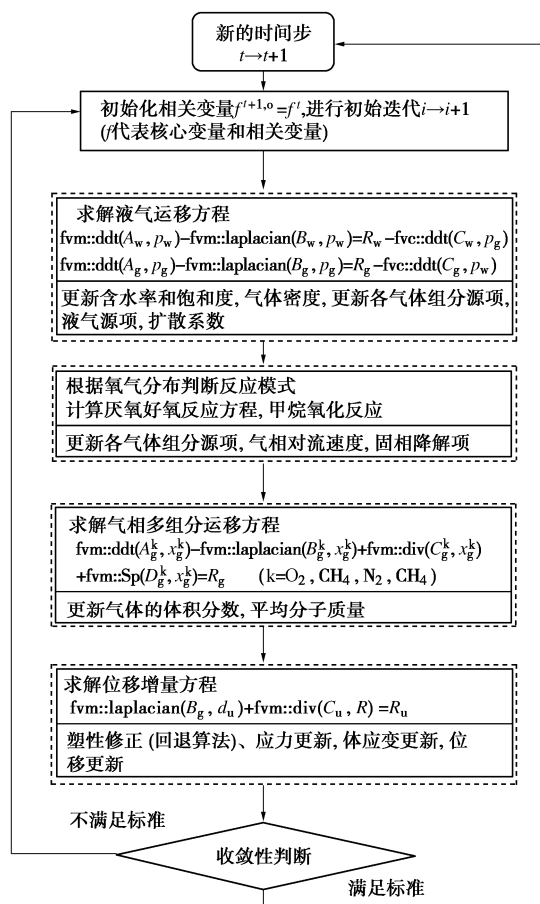


图 1 填埋场耦合模型求解示意图

Fig. 1 Solution procedures of proposed coupled model for landfills

步骤①: 根据上一时刻的已知变量结果, 更新相关变量, 并将核心变量结果赋值到当前第 i 次迭代。

步骤②: 在初始迭代中, 已知第 i 次迭代结果, 通过矩阵求解第 $i+1$ 次迭代结果, 首先计算液气运移方程, 更新含水率、饱和度、气体密度和扩散系数等。

步骤③: 进行生化反应计算, 通过氧气浓度空间分布判定生化反应模式, 并计算甲烷氧化反应和各气体组分源项等。

步骤④: 求解多组分气体扩散方程, 包括 4 种组分, 并更新气体体积分数和平均分子质量。

步骤⑤: 求解位移增量方程, 更新应力、体应力

和位移。

步骤⑥：获得了第 $t+1$ 时刻和第 $i+1$ 次迭代的核心变量值，将本次和第 i 次迭代结果进行收敛性判断，若满足，则进行下一时间步 $t+2$ 的计算，若不满足，将持续迭代，直到满足收敛判断。

（3）收敛判断准则

本文采用绝对收敛和相对收敛两个标准，同时满足才可进入下一时间步计算，判断表达式为

$$\left. \begin{aligned} \max \left| x^{t+1,i+1} - x^{t+1,i} \right| &\leq \varepsilon_{\phi} , \\ \max \left| \frac{x^{t+1,i+1} - x^{t+1,i}}{x^{t+1,i+1}} \right| &\leq \zeta_{\phi} , \end{aligned} \right\} \quad (50)$$

式中， ε_{ϕ} ， ζ_{ϕ} 为变量 x 收敛判别的绝对精度和相对精度，不同物理场可根据其分布范围选择小于 4~6 个数量级作为绝对精度，并以 10^{-4} 作为相对精度。

（4）有限体积法边界推导

为了模拟填埋场顶部覆盖层的降雨或竖井固定流量曝气，将流量边界转化为压力的表达式。根据达西定律，单位面积的固定流量可以表示为

$$\begin{aligned} q(t) &= \bar{v}_{ar} \cdot n = -M_{\alpha} \nabla p_{\alpha} \cdot n + M_{\alpha} \rho_{\alpha} g \cdot n \\ &= -M_{\alpha,n} \nabla p_{\alpha} \cdot n + M_{\alpha} \rho_{\alpha} g \cdot n \quad , \end{aligned} \quad (51)$$

式中， $q(t)$ 为指定流量，可以为常数或时间 t 的函数， n 为网格外法向的单位向量， α 代表液相或气相， $M_{\alpha,n}$ 为 M_{α} 沿表面的法向分量。因此，液相和气相场的边界设为基于压力的 Neumann 边界：

$$\nabla p_{\alpha} \cdot n = M_{\alpha} \rho_{\alpha} g \cdot n / M_{\alpha,n} - q(t) / M_{\alpha,n} \quad . \quad (52)$$

为了模拟上覆压力，采用显式-隐式迭代计算，将应力增量 dt 转化为位移增量 du 的 Neumann 边界：

$$\begin{aligned} &\nabla (2\mu + \lambda) \nabla (du) \cdot n \\ &\quad \text{隐式} \\ &= dt - \underbrace{(\mu \nabla (du) \cdot n + \lambda \operatorname{tr}(\nabla (du))n - (\mu + \lambda) \nabla (du) \cdot n)}_{\text{显式耦合}} + \\ &\quad \underbrace{(2\mu d\varepsilon^{ne} \cdot n + \lambda \operatorname{tr}(d\varepsilon^{ne})n)}_{\text{显示非线性耦合+显示压力耦合}} + bdpn - d\rho g \quad . \end{aligned} \quad (53)$$

3 好氧条件下填埋场沉降变形分析

3.1 模型边界条件和参数

考虑曝气井和气体回收井布置的对称性，可以将填埋场好氧修复工况简化为图 2，模型尺寸为 10 m×10 m×15 m（即井间距为 20 m）。模型网格数量为 40×40×60，曝气井的开孔长度为 7 m，回收井的开孔长度为 3 m；同时，嵌构“动网格”程序，使每一时间步的位移更新在网格上，模拟好氧修复的垃圾骨架变形。

模型边界条件见表 2。曝气压力采用 6 kPa，介于国际上普遍的 2~8 kPa 范围内，井边气体组分质量分

数与空气的相同。曝气井和回收井的液相速度为 0 m/s，代表不透水边界，模型四周为对称边界。对于沉降变形，顶部为 0 Pa 应力边界，不考虑上部结构和堆载，底部和竖井边界位移固定，四周采用滑移边界，即法向位移等于零而切向位移（即竖向沉降）不为零。

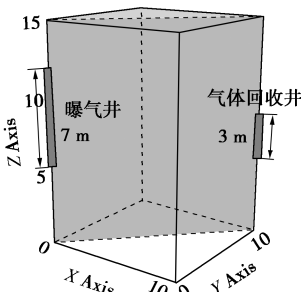


图 2 填埋场好氧修复的几何示意图

Fig. 2 Schematic of aerobic remediation of landfill

模型中垃圾孔隙率为 0.61，干密度为 900 kg/m³，固有渗透系数为 3×10⁻¹² m²，各向异性系数为 3。垃圾液气相对渗透系数采用 van-Genuchten 模型计算，参数 α 和 m 分别取 2 m⁻¹ 和 0.5，液相最大和残余饱和度设为 0.99，0.2。垃圾生化反应和甲烷氧化参数见表 3。由于本文主要关注填埋场好氧沉降，假设通过回灌将垃圾温度控制在 50℃ 以下，即忽略温度变化。

表 2 填埋场好氧修复的边界条件

Table 2 Boundary conditions of aerobic remediaton of landfill						
边界	P_g	P_w	$y_g^{CH_4}, y_g^{CO_2}$	$y_g^{O_2}$	$y_g^{N_2}$	d_u
顶部	0 Pa	不透水	零梯度	零梯度	零梯度	应力 0 Pa
底部	不透水	自由排水	零梯度	零梯度	零梯度	固定
曝气井	6 kPa	不透水	0%	26.6%	73.4%	固定
回收井	0 Pa	不透水	零梯度	零梯度	零梯度	固定
四周			对称边界			滑移

对于垃圾体沉降变形，降解两相变化比率 A 设为 0.8，垃圾颗粒和水的体积模量分别设为 1.0×10^{12} ， 2.0×10^9 Pa。垃圾体骨架的弹性模量和泊松比分别设为 5×10^6 Pa 和 0.3，黏聚力和内摩擦角分别设为 10 kPa 和 30°。模型初始假设垃圾堆体内处于厌氧反应阶段（填埋气为等体积的 CO₂ 和 CH₄），初始有机质含量为 10%，气压为 0 Pa，含水率为 0.4 且位移为 0 m。

表 3 垃圾生化反应和甲烷氧化参数

Table 3 Waste biodegradation and CH ₄ oxidation parameters		
参数	单位	值
好氧和厌氧降解常数 $k_{m,A}, k_{m,N}$	d ⁻¹	0.1, 0.01
好氧和厌氧生长率半饱和和常数 $k_{s,A}, k_{s,N}$	kg/m ³	100
好氧反应氧气半饱和和常数 K_{O_2}	—	0.07
初始好氧菌和厌氧菌浓度 $X_{A,0}, X_{N,0}$	kg/m ³	0.15
最大 CH ₄ 消耗速率 V_{max}	kg/m ³ /s	0.6×10^{-5}
甲烷氧化 O ₂ 半饱和和常数 D_{O_2}	—	0.012
甲烷氧化 CH ₄ 半饱和和常数 D_{CH_4}	—	0.0066

3.2 好氧填埋场沉降变形的空间分布

图3为初始和曝气60 d后填埋场沉降变形的空间分布,网格形变即为填埋场变形。可以发现,60 d好氧修复后填埋场出现不均匀沉降,左侧靠近曝气井的沉降量最大,达到0.8 m,而右侧靠近回收井的沉降仅为0.05 m。沉降是由垃圾有机物降解消耗导致的颗粒间错动和空间坍塌,而不均匀沉降是因为近曝气井处供氧量充足,有机物降解速率较远端更快。因此,填埋场埋置的水平管线应具备一定柔韧性,避免因不均匀沉降导致管道大量破损。此外,曝气井上端垃圾体的沉降要大于下端的,当垃圾与井紧密贴合时,较大相对位移将产生显著的侧摩阻力,导致曝气井破损。

图4为修复200 d内曝气井-回收井对角线平面上的垃圾变形分布。可以发现,随着氧气从左侧曝气井向右运移扩散,垃圾堆体的沉降变形也逐渐向右发展,而由于氧气难以运移到深层垃圾,深层垃圾难以发生好氧反应,几乎不发生变形。依据网格的几何形变,填埋场中部垃圾体除了发生竖向沉降,也产生了向左侧挤压的变形趋势。

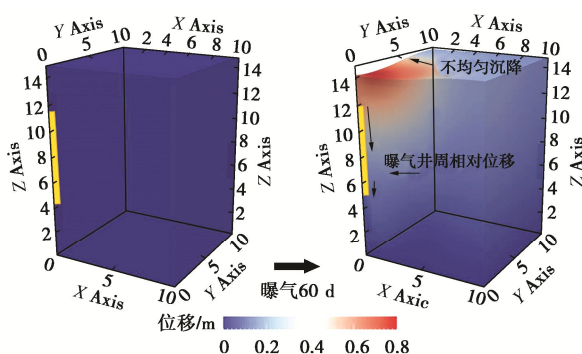


图3 曝气条件下填埋场的沉降变形空间分布

Fig. 3 Spatial distribution of deformation in landfill under aeration

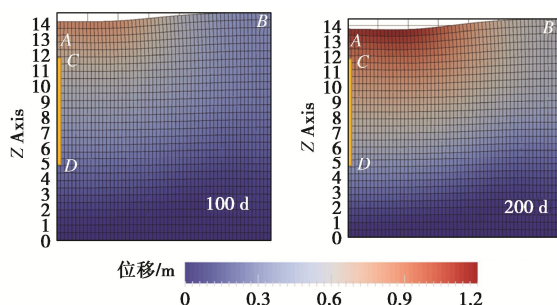


图4 好氧修复过程中垃圾体沉降变形网格示意图

Fig. 4 Grid diagram of waste deformation under aeration

为了深入研究填埋场曝气过程中的不均匀沉降和垃圾体-曝气井相对位移,选取图4中A、B、C、D点进行数据分析,AB竖向位移之差为最大不均匀沉降量,CD竖向位移之差为垃圾体-曝气井相对位移。

3.3 好氧填埋场的不均匀沉降分析

(1) 最大不均匀沉降

图5展示了曝气过程中A、B沉降量及AB不均匀沉降量随时间的变化。A、B沉降均随时间逐渐增大,由于A点靠近曝气井,初期沉降速率较快,200 d内达到1.1 m;随着垃圾好氧降解速率受到反应底物的抑制,A点沉降速率逐渐减慢,200 d后的沉降量仅0.1 m。B点距曝气井处较远,氧浓度较低,沉降速率较缓,500 d累计沉降量为0.6 m。因此,AB点的不均匀沉降量约在第200 d达到最大0.7 m,但是随着A点反应速率减缓、B点逐渐发生好氧反应,AB不均匀沉降在第500天减少至0.5 m。因此,填埋场内最大的不均匀沉降量出现在曝气中间阶段。此外,通过参数分析表明,垃圾初始有机含量越高,不均匀沉降量越显著,且峰值越晚出现;曝气压力越大,不均匀沉降越小,特别是在曝气后期,因为供氧量和好氧影响半径增大,利于远端垃圾堆体发生好氧反应。

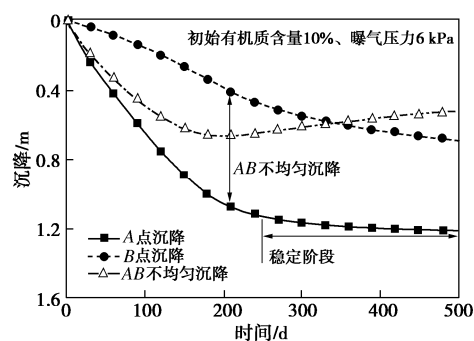


图5 不均匀沉降量随时间的变化规律

Fig. 5 Variation of uneven settlement over time

(2) 垃圾体-曝气井相对位移

图6展示了C、D点沉降量和曝气井-垃圾相对位移(CD沉降量之差)随时间的变化。D点位于曝气井下端,前期沉降较为缓慢,后期略有增加,但最终沉降量仅为0.1 m。这说明氧气主要以横向运移为主,仅有少量运移至曝气井下端,导致此处垃圾好氧降解速率缓慢。在曝气前期,垃圾体-曝气井相对位移迅速增大,在第200天达到了0.4 m,但是随着反应底物的消耗,增速逐渐变缓,在曝气第500天稳定在0.5 m。

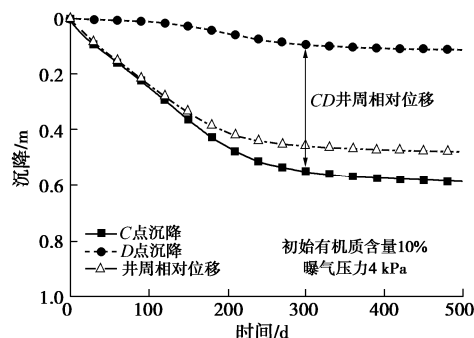


图6 曝气井-垃圾相对位移随时间的变化

Fig. 6 Variation of relative displacement of well-waste over time

图7为曝气井-垃圾相对位移随曝气压力的变化,

当曝气压力从 4 kPa 增到 8 kPa, 井周垃圾有机物的充分降解导致相对沉降量增大, 增幅达 42%。以 4 kPa 曝气为基准, 曝气压力与井周相对沉降量可表示为

$$l(t)/l_0(t) = 0.608 + 0.1p_{\text{aer}} \quad (54)$$

式中, l 为井周相对沉降量 (m), l_0 是 4 kPa 曝气工况的井周相对沉降量, 且 p_{aer} 为曝气压力 (kPa)。因此, 若已知 4 kPa 曝气工况的填埋场相对沉降曲线, 可近似评估其他曝气压力条件下填埋场沉降稳定。

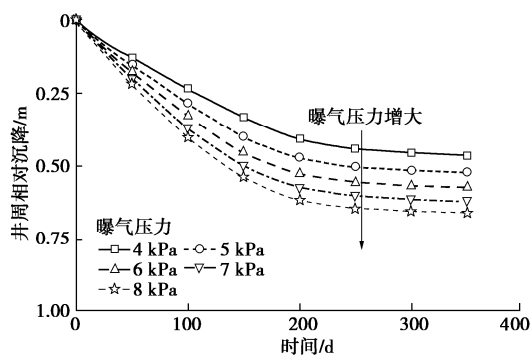


图 7 曝气压力对井周相对沉降量的影响

Fig. 7 Effects of aeration pressure on relative settlement of well
(3) 不均匀沉降控制

提高曝气压力难以有效解决垃圾填埋场好氧修复的不均匀沉降, 而这本质上是因为垃圾有机物的不充分降解。图 8 展示了曝气 100 d 和 300 d 时的氧浓度和垃圾土降解度分布, 可以发现, 两者密切相关, 氧气流向 (黄色箭头) 和分布决定了垃圾土降解程度。一定程度上, 回收井控制了氧气流向, 若开孔段过短, 氧气流经区域向开孔段收缩, 上端和下端区域将出现曝气“死角” (图 8 (a) 第 300 天蓝色区域), 即使延长曝气时间或加大曝气压力也无法改善。通过加长回收井开孔段, 扩大氧气流经区域, 改变流动轨迹, 可以有效减少曝气“死角”体积, 达到减少不均匀沉降的目的。

4 好氧条件下填埋场加速稳定化分析

沉降变形速率可作为填埋场好氧修复终止的判定依据, 我国国家标准《生活垃圾填埋场稳定化场地利用技术要求》提出当填埋场年沉降量≤5 cm 时, 场地满足高度利用标准; 若年沉降量介于 10~30 cm, 则满足中度利用标准。

以上海老港垃圾填埋场为例, 郭亚丽等^[22]发现其 6~10 a 龄期填埋垃圾的有机质含量仅从 10.47% 降至 9.69%, 说明自然厌氧条件下垃圾降解缓慢。为了研究其好氧加速稳定化, 选取 9.69% 初始垃圾有机质含量进行模拟, 模型其他设置与前文相同。图 9 为好氧修复和自然降解条件下填埋场地表平均沉降量随时间

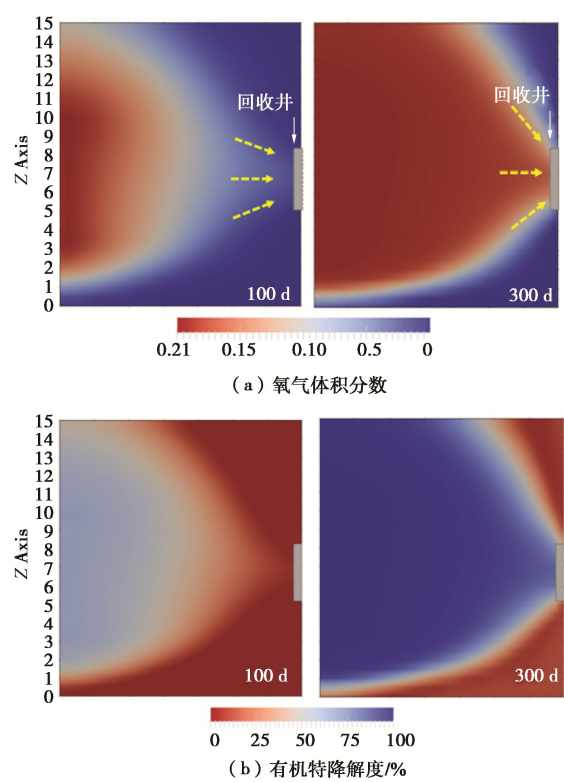


图 8 氧浓度和有机物降解度 D_d 的空间分布

Fig. 8 Distribution of O_2 concentration and degradation degree D_d 的变化。可以发现, 自然厌氧降解模式下的填埋场沉降近似直线, 500 d 内仅沉降了 40 cm, 年沉降量接近 30 cm, 不满足场地高度利用标准。然而, 好氧修复导致填埋场沉降在前 300 d 内迅速发展至 1.4 m, 然后逐渐趋于稳定, 最终的年沉降量仅为 3 cm, 满足高度利用标准, 若承载力满足可建设一般仓储或工业用房。

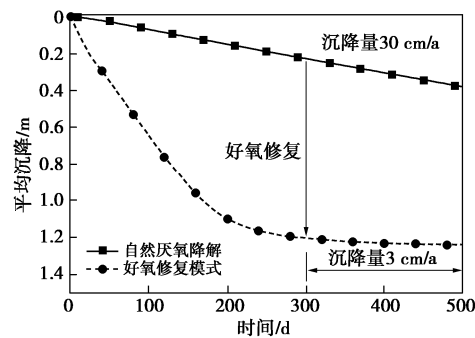


图 9 两种降解模式下填埋场沉降速率

Fig. 9 Settlement rates of landfill under two degradation modes
为了评价填埋场的加速稳定化效果, 本文提出了沉降加速评价参数 A :

$$A = (T_{\text{an}} - T_a) / T_{\text{an}} \quad (55)$$

式中, T_{an} , T_a 为自然厌氧和好氧修复模式下填埋场满足场地高度利用标准的时间 (即沉降速率≤5 cm/a)。以图 9 为例, 厌氧稳定时间为 7.9 a, 而好氧修复仅需 0.9 a, 则沉降加速参数 $A = 88\%$, 表示好氧修复可减少 88% 的后期维护运营时间。

为了保证填埋场好氧修复后相关指标满足利用标准,图10分析了不同好氧修复终止条件(降解度)对工后地表沉降的影响。可以发现,由于曝气单元的有机物降解不均匀,工后仍会出现不均匀沉降,选取首年沉降速率进行判别。若在85%降解度终止曝气,填埋场首年地表最大沉降达到了10 cm,而平均沉降则为5 cm;若在90%降解度终止曝气,沉降值较小,首年地表最大沉降量为7 cm,而平均沉降量为3 cm。因此,通过历时1 a的曝气修复,采用填埋场90%的降解度作为终止标准,工后沉降指标均满足高度利用标准,若终止标准低于85%降解度,终止后第1年的沉降量将会大于土地高度利用标准。

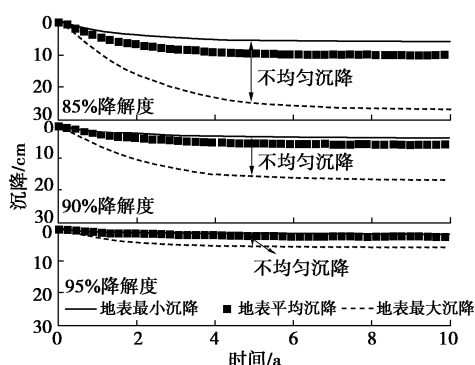


图10 好氧修复后地表沉降随时间的变化

Fig. 10 Change of surface subsidence over time after aeration

5 结 论

依托有限体积法和开源 OpenFoam 软件平台,本文建立了考虑厌氧-好氧生化降解、液气运移、多组分扩散和弹塑性-降解骨架变形的填埋场多场耦合三维模型,揭示了垃圾填埋场好氧修复的沉降变形特性,特别是不均匀沉降,提出了好氧修复加速稳定化的评价和终止指标,得到5点结论。

(1) 由于曝气过程中氧浓度分布不均,不同位置的垃圾降解度差异显著,近曝气井处的沉降速率较快,远端较慢,最终导致地表沉降不均匀,可达0.7 m。

(2) 随着持续曝气,氧气将逐渐运移至远离曝气井的垃圾,加速其降解速率,因此不均匀沉降呈先增大后减小的趋势,最大值出现在曝气中间阶段。

(3) 氧气流向和分布决定了垃圾土降解程度,延长气体回收井的开孔段,有助于扩大氧气流经区域,减少曝气“死角”,有助于降低最终的不均匀沉降量。

(4) 由于曝气井上下垃圾降解速率的不同,垃圾体与曝气井将产生显著的相对位移,最大可达0.67 m,应予以关注,避免较大的侧摩阻力导致井破损。

(5) 依据国家规范对填埋场土地高度利用的沉降指标,高龄填埋场自然厌氧需7.9 a,好氧修复仅需0.9

年(减少88%);建议采用90%降解度作为填埋场好氧修复的终止标准,以保证工后沉降速率满足标准。

参考文献:

- [1] 孔宪京,孙秀丽.城市固体废弃物沉降模型研究现状及其进展[J].大连理工大学学报,2006,46(4):615-624. KONG Xian-jing, SUN Xiu-li. Current situation and advance of research on settlement model for municipal solid wastes[J]. Journal of Dalian University of Technology, 2006, 46(4): 615-624. (in Chinese)
- [2] 李秀兰,刘东燕,罗云菊.山地城市垃圾填埋场渗滤液环境问题的探讨[J].地下空间与工程学报,2006,2(5):855-858. (LI Xiu-lan, LIU Dong-yan, LUO Yun-ju. Discussion on the environmental problems from leachate of solid waste in mountainous city[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2006, 2(5): 855-858. (in Chinese))
- [3] NIKOLAOU A, GIANNIS A, GIDARAKOS E. Comparative studies of aerobic and anaerobic treatment of MSW organic fraction in landfill bioreactors[J]. Environmental Technology, 2010, 31(12): 1381-1389.
- [4] KO J H, MA Z Y, JIN X, et al. Effects of aeration frequency on leachate quality and waste in simulated hybrid bioreactor landfills[J]. Journal of the Air & Waste Management Association, 2016, 66(12): 1245-1256.
- [5] RAGA R, COSSU R. Landfill aeration in the framework of a reclamation project in Northern Italy[J]. Waste Management, 2014, 34(3): 683-691.
- [6] HEYER K U, HUPE K, RITZKOWSKI M, et al. Pollutant release and pollutant reduction - Impact of the aeration of landfills[J]. Waste Management, 2005, 25(4): 353-359.
- [7] HOSSAIN M S, GABR M A, BARLAZ M A. Relationship of compressibility parameters to municipal solid waste decomposition[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2003, 129(12): 1151-1158.
- [8] MARQUES A C M, FILZ G M, VILAR O M. Composite compressibility model for municipal solid waste[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2003, 129(4): 372-378.
- [9] BEAVEN R, POWRIE W. Determination of the hydrogeological and geotechnical properties of refuse in relation to sustainable landfilling[C]// Proceedings of the Annual Madison Waste Conference, 1996, Madison.
- [10] BAREITHER C A, BENSON C H, EDIL T B. Compression

- behavior of municipal solid waste: immediate compression[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, **138**(9): 1047 – 1062.
- [11] BAREITHER C A, BENSON C H, EDIL T B. Compression of municipal solid waste in bioreactor landfills: mechanical creep and biocompression[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, **139**(7): 1007 – 1021.
- [12] SIVAKUMAR BABU G L, REDDY K R, CHOUKSEY S K. Constitutive model for municipal solid waste incorporating mechanical creep and biodegradation-induced compression[J]. Waste Management, 2010, **30**(1): 11 – 22.
- [13] OLIVIER F, GOURC J P. Hydro-mechanical behavior of Municipal Solid Waste subject to leachate recirculation in a large-scale compression reactor cell[J]. Waste Management, 2007, **27**(1): 44 – 58.
- [14] MACHADO S L, CARVALHO M F, VILAR O M. Constitutive model for municipal solid waste[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, **128**(11): 940 – 951.
- [15] MCDUGALL J. A hydro-bio-mechanical model for settlement and other behaviour in landfilled waste[J]. Computers and Geotechnics, 2007, **34**(4): 229 – 246.
- [16] SIVAKUMAR BABU G L, REDDY K R, CHOUSKEY S K, et al. Prediction of long-term municipal solid waste landfill settlement using constitutive model[J]. Practice Periodical of Hazardous, Toxic, and Radioactive Waste Management, 2010, **14**(2): 139 – 150.
- [17] 柯 瀚, 董 鼎, 陈云敏, 等. 考虑剪缩性的城市固体废物非线性弹性模型[J]. 浙江大学学报(工学版), 2017, **51**(11): 2158 – 2164. (KE Han, DONG Ding, CHEN Yun-min, et al. Nonlinear elastic model for municipal solid waste considering dilatancy effect[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2017, **51**(11): 2158 – 2164. (in Chinese))
- [18] KIM S Y, TOJO Y, MATSUTO T. Compartment model of aerobic and anaerobic biodegradation in a municipal solid waste landfill[J]. Waste Management & Research, 2007, **25**(6): 524 – 537.
- [19] THEMELIS N J, KIM Y H. Material and energy balances in a large-scale aerobic bioconversion cell[J]. Waste Management & Research, 2002, **20**(3): 234 – 242.
- [20] ABICHOU T, MAHIEU K, CHANTON J, et al. Scaling methane oxidation: From laboratory incubation experiments to landfill cover field conditions[J]. Waste Management, 2011, **31**(5): 978 – 986.
- [21] SPOKAS K, BOGNER J, CHANTON J. A process-based inventory model for landfill CH₄ emissions inclusive of seasonal soil microclimate and CH₄ oxidation[J]. Journal of Geophysical Research: Biogeosciences, 2011, **116**(G4): G04017.
- [22] 郭亚丽, 赵由才, 徐迪民. 上海老港生活垃圾填埋场陈垃圾的基本特性研究[J]. 上海环境科学, 2002, **21**(11): 669 – 671. (GUO Ya-li, ZHAO You-cai, XU Di-ming. Study on basic characteristics of aged refuse at Shanghai Laogang landfill[J]. Shanghai Environmental Sciences, 2002, **21**(11): 669 – 671. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202111004

截排减压抗浮多井系统简化计算及设计方法

朱东风^{1,2}, 曹洪¹, 骆冠勇^{*1}, 潘泓¹, 罗赤字²

(1. 华南理工大学土木与交通学院, 广东 广州 510640; 2. 广东省建筑设计研究院有限公司, 广东 广州 510010)

摘要: 对于截排减压抗浮系统中的减压井群(多井系统), 目前除采用数值法进行渗流分析外, 尚无实用的简化计算方法, 不利于推广使用。鉴于此, 提出了简化计算方法: 对于圆形止水帷幕内侧均匀分布的多井系统, 假定止水帷幕内侧边界水头为常数, 通过共形映射推导得到多井系统的水头分布; 对于非圆形止水帷幕, 可将其等效为圆形近似求解; 采用阻力系数法, 在考虑止水帷幕透水和绕渗的基础上, 将止水帷幕内外侧渗流场串联起来, 求解得到总流量。经算例验证, 简化算法与有限元法相比结果差距较小, 且仅需提供不多的几何参数, 即可求得较精确的结果。在排水减压抗浮设计时, 控制板底水头和井周水力坡降是关键, 为兼顾安全性和经济性, 需对参数 n , r , h_w 及 r_w 反复调整以达到最佳效果。

关键词: 抗浮; 渗流; 多井系统; 止水帷幕; 共形映射

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-1986-08

作者简介: 朱东风(1984—), 男, 博士后, 主要从事渗流及岩土工程方面的研究工作。E-mail: dongfengzhu@163.com。

Simplified calculation and design method of multi-well system for anti-uplifting based on intercepting and discharging water

ZHU Dong-feng^{1,2}, CAO Hong¹, LUO Guan-yong¹, PAN Hong¹, LUO Chi-yu²

(1. School of Civil Engineering and Transportation, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China; 2. Guangdong

Architectural Design and Research Institute Co., Ltd., Guangzhou 510010, China)

Abstract: For the multi-well system in the anti-uplifting system based on intercepting and discharging water, there is no practical simplified method except the numerical method for seepage analysis, which is not conducive to its application. In view of this, a simplified method is proposed. The idea is as follows: for the multi-well system with even distribution inside the circular cut-off wall, the hydraulic head on the inside boundary of the cut-off wall is assumed to be constant, and the distribution of the hydraulic head of the multi-well system is deduced through conformal mapping. For the non-circular cut-off wall, it can be equivalent to a circle to obtain an approximate solution. The resistance coefficient method is adopted to connect the inner and outer seepage fields of the cut-off wall in series on the basis of considering the water leakage and by-pass seepage of the cut-off wall, and the total flow can be obtained. After verification, a comparison with the finite element method shows that the difference between the simplified algorithm and the finite element method is smaller, and it only needs to provide a few geometric parameters to get more accurate results. The control of the hydraulic head at the bottom of the floor and the hydraulic slope around the well are the key points in the anti-uplifting design process based on drainage decompression. Moreover, in order to give consideration of both safety and economy, parameters n , r , h_w and r_w need to be adjusted repeatedly to achieve the best effect.

Key words: anti-uplifting; seepage; multi-well system; cut-off wall; conformal mapping

0 引言

在截排减压抗浮系统中, 位于止水帷幕内侧的减压井系统是主要的排水通道, 确定井流量和止水帷幕内侧的水头分布是抗浮设计的关键一环, 将为水泵及管路的设计以及验算底板配筋和裂缝宽度提供依据^[1-2]。特别是对于采用了人工疏水层的地下结构, 由于疏水层厚度和透水性较均匀, 非常适合采用简化计算方法。

然而, 目前除了采用渗流分析之外, 尚无实用的简化计算方法来确定多井系统流量和水头分布。

对于多井系统的求解, 在不存在隔水边界的条件

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51978282); 广东省自然科学基金项目(2018A030313383, 2020A1515010583)

收稿日期: 2021-01-04

***通信作者** (E-mail: luogy@scut.edu.cn)

下, 相互干扰的井群在任意一点处的水位降深等于各单井在这一点降深的叠加^[3]。基于叠加原理, 毛昶熙给出了任意布置的承压和无压井群在任意一点降深的解^[4]。如果井群沿着闭合边界布置, 井群区域的降水漏斗接近圆形, 各井的影响半径接近相等, 各单井的流量也近似相同, 则可以得到将井群等效为圆环分布时的流量和降深结果^[4-5]。近似计算时, 常将沿任一封闭轮廓布置的井群虚拟为一个“大井”, 井群轮廓以内的水位近似与“大井”水位相同, 则井群流量可采用 Dupuit 公式表达, 即“大井公式”^[4]。当存在隔水边界且完全不透水时, 任一点的水位降深可按镜像叠加法求解, 即隔水边界可按照对称布置的两个抽水井来模拟, 线源边界按照对称布置的一个抽水井和一个注水井来模拟。在基坑降水设计过程中, 吴林高^[6]采用该方法对止水帷幕内侧开始抽水至抽水稳定时的非稳定渗流过程进行了求解。

然而,止水帷幕并不完全隔水,止水帷幕底部的绕渗问题是存在的,止水帷幕墙体本身的透水性也不能忽视,例如板桩接缝渗水、止水帷幕因施工缺陷渗水等^[7]。在截排减压抗浮系统中,这些绕渗和墙体透水的流量是排水的主要来源。对于止水帷幕的绕渗和墙身透水问题,毛昶熙^[4]给出了不考虑桩厚度和桩身透水性,只考虑桩底绕渗的单宽流量计算公式。王仁东^[8]则考虑了止水帷幕厚度,采用保角变换法求出了桩底绕渗情况下的水头和流量解,并分析了不考虑止水帷幕厚度对结果的影响。胡瑶^[9]则对考虑墙体透水时的镜像叠加法作了初步的近似计算和数值模拟研究。

本文以止水帷幕内侧呈圆形（或等效为圆形）均匀布置的多井系统为研究对象，考虑止水帷幕的绕渗和墙身透水问题，提出止水帷幕内侧多井流量和水头分布的实用简化计算方法，并给出截排减压抗浮系统设计流程，为该方法推广应用扫清障碍。

1 简化计算思路及基本假定

1.1 简化计算思路

在抗浮计算和设计时,首先需要明确抗浮需求,即根据地下结构自身能提供的抗浮力及周边环境条件,为地下结构确定一个合理的上限水位,明确排水抗浮目标。

当采用截排减压抗浮系统时,需要求解的几个问题是排水总流量、减压后底板下的水头分布以及减压井布置的数量、位置、井径和井口高程参数。

为求解上述问题,以止水帷幕为界将渗流场分为内侧和外侧两部分(图1),两侧的总流量相同,在止水帷幕处再以恰当的形式联合起来。由于外侧渗流场

较为简单，关键是要求解内侧渗流场。

1.2 简化计算基本假定

假定止水帷幕为圆形,减压井沿圆周均匀布置于其内侧。对于其它不规则多边形止水帷幕,可根据复变函数论中的 Schwarz-Christoffel 变换,将其共形映射为圆形^[10],井点坐标及待求点坐标同理可映射到圆形渗流场中。当多边形等边时,这种映射关系可解析,不等边时需要采用数值法求解。

设止水帷幕内侧半径为 R , 减压井数为 n , 单井流量为 q , 减压井所在圆周半径为 r , 两井间圆心角为 2β , 见图 1。减压井半径为 r_w , 井口高程为 h_w 。外侧渗流场影响半径为 R_0 , 远场边界水头为 H_0 。

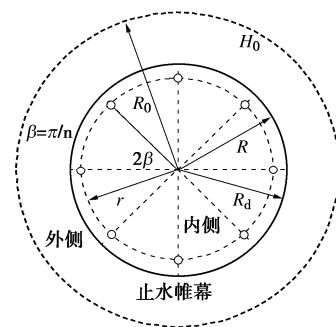


图 1 止水帷幕内外侧渗流场

Fig. 1 Seepage fields inside and outside cut-off wall

根据对称性, 只取两口减压井间的一半区域分析, 即图 2 中的扇形域 OM_1M_2 , 减压井位于 M_3 , 在 OM_2 线上。假定止水帷幕内侧为等水头线, 其水头可与止水帷幕外侧区域相联系 (见下节内容)。这里等水头线假定并不完全合理, 例如 M_1 距离减压井比 M_2 更远, 其水头可能比 M_2 点更高, 但差距不大, 且采用 M_1 点作控制水头并不影响抗浮安全性。

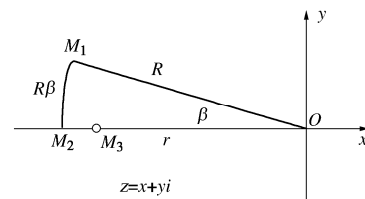
图 2 z 平面

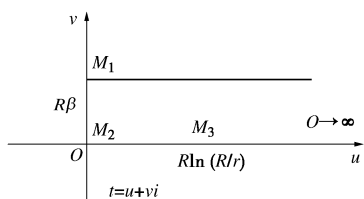
Fig. 2 z plane

2 止水帷幕内侧渗流场求解

2.1 平面映射

(1) z 平面映射到 t 平面

要求解 OM_1M_2 区域的不规则渗流场, 可先将其映射到一个规则平面, 这里可用复变函数中的对数变换将扇形域共形映射 (保角变换) 到一个带形域^[10], 即将 z 平面映射到 t 平面, 见图 2, 3。

图 3 t 平面Fig. 3 t plane

即作如下对数变换:

$$t = C_1 \ln z + C_2 \quad (1)$$

在 z 平面和 t 平面中, M_1, M_2 点分别有:

$$M_1: z = R \cdot e^{i\pi(1-1/n)}, t = iR\pi/n;$$

$$M_2: z = R \cdot e^{i\pi}, t = 0.$$

将其代入式 (1) 得 $C_1 = -R$, $C_2 = R \ln(e^{i\pi} R)$ 。

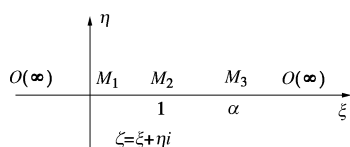
即有

$$t = R \ln \frac{R \cdot e^{i\pi}}{z} \quad (2)$$

(2) ζ 平面映射到 t 平面

继续将图 4 中的上半平面 ζ 平面映射到 t 平面, 这里使用 Schwarz-Christoffel 变换^[10]:

$$t = C_3 \int \frac{d\zeta}{\sqrt{\zeta} \cdot \sqrt{\zeta-1}} + C_4 \quad (3)$$

图 4 ζ 平面Fig. 4 ζ plane

在 M_1, M_2 点分别有:

$$M_1: t = iR\pi/n, \zeta = 0;$$

$$M_2: t = 0, \zeta = 1.$$

将其代入式 (3) 得 $C_3 = R/n$, $C_4 = 0$ 。即有

$$t = \frac{2R}{n} \ln(\sqrt{\zeta} + \sqrt{\zeta-1}) \quad (4)$$

在 M_3 点有: $t = R \ln(R/r)$, $\zeta = \alpha$ 。

将其代入式 (4) 求得 $\alpha = \cosh^2[n \ln(R/r)/2]$ 。

将式 (4) 代入式 (2) 求得 z 平面和 ζ 平面的映射关系:

$$\zeta = \frac{1}{4} [(Re^{i\pi}/z)^{n/2} + (Re^{i\pi}/z)^{-n/2}]^2 \quad (5)$$

(3) ζ 平面映射到 ω 平面

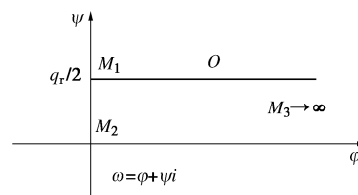
建立图 5 所示的复势平面 ω 平面, 并将 ζ 平面映射到 ω 平面, 以建立 z 平面和复势平面 ω 的关系, 这里继续采用 Schwarz-Christoffel 变换:

$$\omega = C_5 \int \frac{d\zeta}{\zeta^2(\zeta-1)^{1/2}(\zeta-\alpha)} + C_6 \quad (6)$$

图 5 中 q_r 为 M_3 点单井在单位厚度的出水量,

$q_r = q/(KT)$, 为研究区域 OM_1M_2 总流量的两倍, K, T 分别为研究区域土层的渗透系数和厚度。

在 M_1, M_2 点分别有:

图 5 ω 平面Fig. 5 ω plane

$$M_1: \omega = i \frac{q_r}{2}, \zeta = 0;$$

$$M_2: \omega = 0, \zeta = 1.$$

将其代入式 (6) 得 $C_5 = -\frac{q_r}{2\pi} \sqrt{\alpha(\alpha-1)}$, $C_6 = -\frac{q_r}{2\pi} (\ln 2 - i\pi)$ 。

即有

$$\omega = -\frac{q_r}{2\pi} \ln \frac{\sqrt{\alpha-1}\sqrt{\zeta} - \sqrt{\alpha}\sqrt{\zeta-1}}{\sqrt{\alpha-1}\sqrt{\zeta} + \sqrt{\alpha}\sqrt{\zeta-1}} \quad (7)$$

将 $\alpha = \cosh^2[n \ln(R/r)/2]$ 及式 (5) 代入式 (7) 得

$$\omega = -\frac{q_r}{2\pi} \ln \frac{(re^{i\pi}/z)^n - 1}{(R/r)^{-n} - (Re^{i\pi}/z)^n} \quad (8)$$

式 (8) 即为复势平面与原渗流场 z 平面的映射关系。

2.2 特征点的势函数

(1) M_1M_2 段

令 $z = R \cdot e^{i\theta}$, $(\pi - \beta) < \theta \leq \pi$, 代入式 (8) 得

$$\omega = -\frac{q_r}{2\pi} n(\pi - \theta)i \quad (9)$$

$$\psi = -\frac{q_r}{2\pi} n(\pi - \theta) \quad \left(0 \leq \psi \leq \frac{q_r}{2}\right) \quad (10)$$

上式表明, 在 M_1M_2 段, 势函数为常数 0, 流函数呈线性分布, 与计算基本假定相符。

(2) OM_1 段

令 $z = se^{i\pi(1-1/n)}$, $0 \leq s \leq R$, 代入式 (8) 得

$$\omega = \frac{q_r}{2\pi} \ln \frac{(s/R)^n + (R/r)^n}{1 + (s/r)^n} + i \frac{q_r}{2} \quad (11)$$

在 O 点, 令 $s \rightarrow 0$, 有

$$\omega = \frac{q_r n}{2\pi} \ln \frac{R}{r} + i \frac{q_r}{2} \quad (12)$$

由于 M_1 处位势为 0, 上式表明 O 点位势高于(或水头低于) M_1 点 $\frac{q_r n}{2\pi} \ln \frac{R}{r}$ 。

(3) OM_2 段

令 $z = se^{i\pi}$, $0 \leq s \leq R$, 代入式 (8) 得

$$\omega = \begin{cases} \frac{q_r \ln \frac{(R/r)^n - (s/R)^n}{(s/r)^n - 1}}{2\pi} & (r < s < R) \\ \frac{q_r \ln \frac{(R/r)^n - (s/R)^n}{1 - (s/r)^n} + i \frac{q_r}{2}}{2\pi} & (0 < s < r) \end{cases} \quad (13)$$

在 M_3 点, 令 $s=r$, 可见势函数趋于正无穷, 水头则趋于负无穷。

(4) 井边

在 M_3 点附近, 取井边附近的两点 z_1 和 z_2 :

$$\left. \begin{aligned} z_1 &= (r + r_w) e^{i\pi} \\ z_2 &= (r - r_w) e^{i\pi} \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

代入式 (8) 得求得两点的势函数 φ_1 , φ_2 为

$$\left. \begin{aligned} \varphi_1 &= \frac{q_r}{2\pi} \ln \frac{(R/r)^n - [(r + r_w)/R]^n}{[(r + r_w)/r]^n - 1} \\ \varphi_2 &= \frac{q_r}{2\pi} \ln \frac{(R/r)^n - [(r - r_w)/R]^n}{1 - [(r - r_w)/r]^n} \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

若 $r_w \ll r$, 则两点的势函数值可近似为

$$\varphi_1 \approx \varphi_2 \approx \varphi_w = \frac{q_r}{2\pi} \ln \frac{2r \operatorname{sh}[n \ln(R/r)]}{nr_w} \quad (16)$$

式中, φ_w 为井边圆周势函数的近似值。对于不在 OM_2 线上的其它井边圆周上各点, 也有同样的特性, 表明井边不同方位的水头近似为常值。

(5) 场地水头换算

令场地水头为 H , 水头与势函数 φ 的关系为 $H = -\varphi$, 由于势函数零点位于圆弧 M_1M_2 上, 现以井口高程 h_w 为基点, 根据势函数算得场地水头为

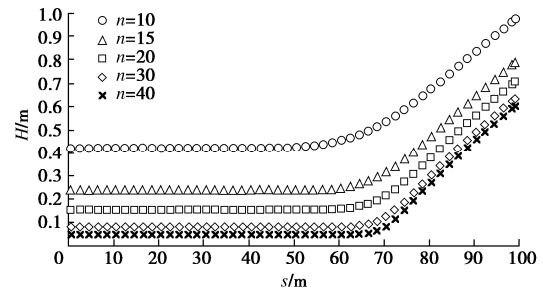
$$H = -\varphi + \frac{q_r}{2\pi} \ln \frac{2r \operatorname{sh}[n \ln(R/r)]}{nr_w} + h_w \quad (17a)$$

若抗浮设计时以 OM_1 线上的水头值为设计依据, 利用式 (11), (17a) 可得该线上距离圆心为 s ($0 \leq s \leq R$) 的点的水头值为

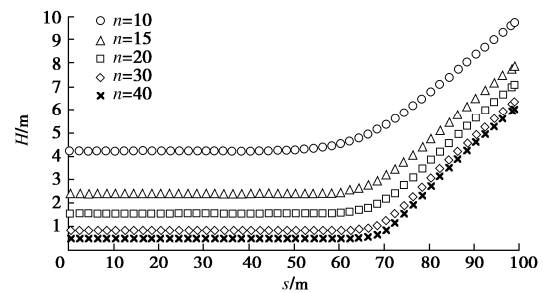
$$H = \frac{q_r}{2\pi} \ln \frac{2r \operatorname{sh}[n \ln(R/r)][1 + (s/r)^n]}{nr_w[(s/R)^n + (R/r)^n]} + h_w \quad (17b)$$

现设置不同条件, 观察 OM_1 线上的水头随井数量 n 的变化, 令 $R=100$ m, $Q=300$ m³/d, $r_w=0.5$ m, $T=0.5$ m。这里 T 取 0.5 m 相当于设置一层人工疏水层。其它条件及 OM_1 线水头分布见图 6。

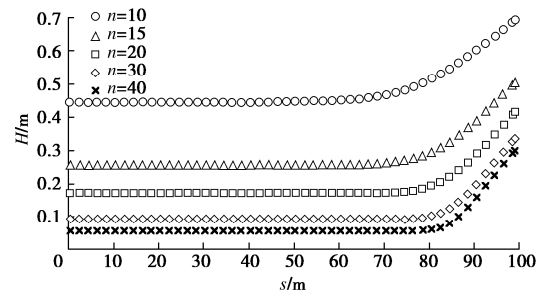
从图 6 可以看到, 当土层渗透系数较大时 (本算例为 7×10^{-3} cm/s, 但一般可认为渗透系数约大于等于 1×10^{-3} cm/s 即为较大), 设置较少数量的减压井就可以达到较好的降压效果 (平均约为每万平方 3~4 口井), 随着土层渗透系数的降低, 要达到相同的降压效果减压井数量需要迅速增加; 同时, 当井数量达到一定值, 如每万平方 10 口井, 再增加井数量减压效果亦不明显; 当减压井适当靠近止水帷幕布置, 减压范围较大, 减压效果更明显。



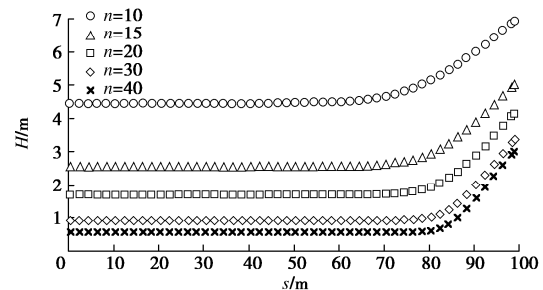
(a) $r=70$ m, $K=7 \times 10^{-2}$ cm/s



(b) $r=70$ m, $K=7 \times 10^{-3}$ cm/s



(c) $r=85$ m, $K=7 \times 10^{-2}$ cm/s



(d) $r=85$ m, $K=7 \times 10^{-3}$ cm/s

图 6 不同井数量 n 时 OM_1 的水头分布

Fig. 6 Distribution hydraulic head of OM_1 with different numbers of wells

3 止水帷幕内外侧渗流场串联求解

3.1 流量连续性条件

设止水帷幕内侧半径为 R , 外侧半径为 R_d , 内侧水头为 H_R , 外侧水头为 H_d ; 止水帷幕厚度为 b , 渗透系数为 K_w ; 渗流场影响区半径为 R_0 , 影响区边缘水头为 H_0 。减压井总流量 $Q=nq$ 。总流量在止水帷幕外侧按轴对称均匀分布, 向内侧的渗流及通过止水帷幕的水量按质量守恒也为 Q 。止水帷幕厚度 b 相对较小, 在计算中可简化成有阻力的薄墙。

3.2 止水帷幕外侧水头损失

止水帷幕外侧渗流场可分承压和潜水两种模式。取止水帷幕外侧单位宽度圆环流场分析,根据达西定律,对主要含水层为承压土层有(图7(a)):

$$H_0 - H_d = \frac{Q}{2\pi K_0 T_0} \ln \frac{R_0}{R_d}, \quad (18a)$$

式中, K_0 为止水帷幕外侧承压强透水层的渗透系数, T_0 为承压强透水层的厚度。如有多层渗透系数相差不大的强透水层,可采用等效渗透系数。

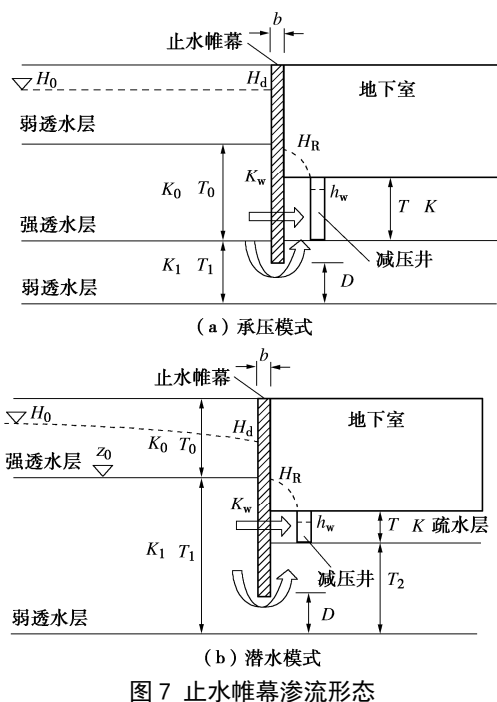


图7 止水帷幕渗流形态

Fig. 7 Seepage patterns of cut-off wall

式(18a)也可写为

$$\left. \begin{aligned} H_0 - H_d &= \frac{Q}{K_0} \xi_1, \\ \xi_1 &= \frac{1}{2\pi T_0} \ln \frac{R_0}{R_d}. \end{aligned} \right\} \quad (18b)$$

当止水帷幕外侧主要含水层为潜水层则有(图7(b)):

$$H_0^2 - H_d^2 = \frac{Q}{\pi K_0} \ln \frac{R_0}{R_d}, \quad (19a)$$

式中, K_0 为止水帷幕外侧潜水层的渗透系数。该式设潜水层底面为水头基准面,若潜水层为多层土,则最下一层土的底面为基准面,若取其它基准面,且潜水层底面高程为 z_0 ,则式(19a)变为

$$H_0 - H_d = \frac{Q}{2\pi K_0 T'_0} \ln \frac{R_0}{R_d}. \quad (19b)$$

式(19b)也可写为

$$\left. \begin{aligned} H_0 - H_d &= \frac{Q}{K_0} \xi_1, \\ \xi_1 &= \frac{1}{2\pi T'_0} \ln \frac{R_0}{R_d}. \end{aligned} \right\} \quad (19c)$$

$$\left. \begin{aligned} T'_0 &= (h_0 + h_d)/2, \\ h_0 &= H_0 - z_0; \quad h_d = H_d - z_0. \end{aligned} \right\} \quad (19d)$$

由于式(19d)中包含未知量 H_d ,使得后续计算需要迭代,即先赋予 H_d 一个略小于 H_0 的初值代入式(19c), (19d)算得 ξ_1 ,并由后续算得流量 Q ,然后将 Q 值回代式(19c)求得 H_d 的新值,如此反复迭代3~4次即可达到较好的精度。

3.3 止水帷幕处的水头损失

止水帷幕处的渗流包含墙体透水和墙底绕渗两部分^[11],设墙体透水总流量为 Q_1 ,墙底绕渗总流量为 Q_2 ,即有

$$Q_1 + Q_2 = Q = nq. \quad (20)$$

根据止水帷幕外侧渗流场的不同,可按两种模式计算。

(1) 承压模式

当止水帷幕外侧渗流场为承压模式时(图7(a)),对于止水帷幕墙体透水部分,根据达西定律可以按以下近似公式计算:

$$H_d - H_R = \frac{Q_1}{2\pi R K_w} \cdot \frac{b}{T_0/2 + T/2}. \quad (21a)$$

式(21a)也可写为

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &= \frac{(H_d - H_R) 2\pi R K_w}{\xi_a}, \\ \xi_a &= \frac{b}{T_0/2 + T/2}. \end{aligned} \right\} \quad (21b)$$

对于止水帷幕墙底绕渗部分,可根据努麦诺夫提出的“局部水头损失的总和计算法”求得,具体过程可见文献[11, 12],见下式:

$$H_d - H_R = \frac{Q_2}{2\pi R K_1} \left[\frac{b}{D} + \frac{2}{\pi} \left(\frac{T_1}{D} \ln \frac{T_1 + D}{T_1 - D} + \ln \frac{T_1^2 - D^2}{D^2} \right) \right], \quad (22a)$$

式中, K_1 为止水帷幕底部弱水层的渗透系数, D 为止水帷幕底部弱水层的厚度,式(22a)也可写为

$$\left. \begin{aligned} Q_2 &= \frac{(H_d - H_R) 2\pi R K_1}{\xi_b}, \\ \xi_b &= \frac{b}{D} + \frac{2}{\pi} \left(\frac{T_1}{D} \ln \frac{T_1 + D}{T_1 - D} + \ln \frac{T_1^2 - D^2}{D^2} \right). \end{aligned} \right\} \quad (22b)$$

(2) 潜水模式

当止水帷幕外侧渗流场为潜水模式时(图7(b)),止水帷幕墙体透水部分的流量计算表达式与式(21b)相同,但 ξ_a 的形式有所不同,见下式:

$$\xi_a = \frac{b}{H_d - z_0 + T}. \quad (23)$$

因 H_d 值未知,也需要先赋予初值并迭代计算。对于止水帷幕墙底绕渗部分,其流量计算表达式与式

表 1 计算结果比较
Table 1 Comparison of calculated results

n	模型 1								模型 2							
	$Q/(m^3 \cdot d^{-1})$		H_d/m		$H_R/m(M_1)$		$H_R/m(M_2)$		$Q/(m^3 \cdot d^{-1})$		H_d/m		$H_R/m(M_1)$		$H_R/m(M_2)$	
	本文	有限元	本文	有限元	本文	有限元	本文	有限元	本文	有限元	本文	有限元	本文	有限元	本文	有限元
4	606	560	5.3	5.2	2.3	2.9	2.3	2.0	392	368	5.3	5.4	3.0	3.7	3.0	2.7
8	741	717	5.2	4.9	1.5	1.7	1.5	1.5	503	504	5.1	5.2	2.1	2.1	2.1	2.1
16	823	802	5.1	4.9	1.0	1.1	1.0	1.1	574	586	5	5	1.4	1.5	1.4	1.5
24	850	836	5.1	4.8	0.9	0.9	0.9	0.9	597	611	5	5	1.2	1.3	1.2	1.3
332	862	851	5.1	4.8	0.8	0.8	0.8	0.8	607	627	5	4.9	1.1	1.2	1.1	1.2

(22b) 相同, 但 ξ_b 的内容有变化, 见下式:

$$\xi_b = \frac{b}{D} + \frac{1}{\pi} \left(\frac{T_1}{D} \ln \frac{T_1 + D}{T_1 - D} + \ln \frac{T_1^2 - D^2}{D^2} + \right. \\ \left. \frac{T_2}{D} \ln \frac{T_2 + D}{T_2 - D} + \ln \frac{T_2^2 - D^2}{D^2} \right) \quad (24)$$

将式 (21b), (22 b) 相加并代入式 (20) 可得

$$\left. \begin{aligned} H_d - H_R &= \frac{Q}{2\pi R} \xi_s, \\ \xi_s &= \frac{\xi_a \xi_b}{K_w \xi_b + K_1 \xi_a} \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

3.4 止水帷幕内侧水头损失

在式 (17a) 中, 令 $\varphi=0$, $q_r=Q/(nKT)$, 可得

$$H_R - h_w = \frac{Q}{2\pi nKT} \ln \frac{2r \operatorname{sh}[n \ln(R/r)]}{nr_w} \quad (26a)$$

或写为

$$\left. \begin{aligned} H_R - h_w &= \frac{Q}{K} \xi_2, \\ \xi_2 &= \frac{1}{2\pi nT} \ln \frac{2r \operatorname{sh}[n \ln(R/r)]}{nr_w} \end{aligned} \right\} \quad (26b)$$

将式 (18b) 或 (19b)、(25)、(26b) 相加可得

$$H_0 - h_w = Q \left(\frac{\xi_1}{K_0} + \frac{\xi_2}{K} + \frac{\xi_s}{2\pi R} \right) \quad (27)$$

$\xi_1, \xi_2, \xi_a, \xi_b$ 均称为阻力系数, 求得这 4 个系数即可由式 (27) 求得总流量 Q, q_r 。并可由式 (17b) 求出特征点水头, 作为地下结构抗浮设计的依据。这种以求阻力系数的方式联合求解止水帷幕内外侧渗流场的方法也叫阻力系数法。

4 算例验证

为验证本文简化算法, 建立两个计算模型, 分别采用有限元法和本文算法计算。模型 1 为承压模式, 几何参数 $T=1\text{ m}, T_0=4\text{ m}, T_1=3\text{ m}, D=2.5\text{ m}, R=80\text{ m}, R_0=200\text{ m}, r=65\text{ m}, r_w=0.5\text{ m}, b=0.8\text{ m}, h_w=0\text{ m}, H_0=5.8\text{ m}$, 渗透系数 $K=5 \times 10^{-2}\text{ cm/s}, K_0=5 \times 10^{-2}\text{ cm/s}$,

$K_1=5 \times 10^{-4}\text{ cm/s}, K_w=5 \times 10^{-5}\text{ cm/s}$ 。模型 2 为潜水模式, 模拟人工疏水层, 几何参数 $T=0.5\text{ m}, T_0=3\text{ m}, T_1=7\text{ m}, T_2=3.5\text{ m}, D=2.5\text{ m}, z_0=3\text{ m}, R=80\text{ m}, R_0=200\text{ m}, r=65\text{ m}, r_w=0.5\text{ m}, b=0.8\text{ m}, h_w=0\text{ m}, H_0=5.8\text{ m}$, 渗透系数 $K=5 \times 10^{-2}\text{ cm/s}, K_0=5 \times 10^{-2}\text{ cm/s}, K_1=5 \times 10^{-4}\text{ cm/s}, K_w=5 \times 10^{-5}\text{ cm/s}$ 。有限元模型采用华南理工大学岩土工程研究所开发的《多层透水地层渗流分析程序》建立, 模型 1 中表层弱透水覆盖层渗透系数取为 $5 \times 10^{-4}\text{ cm/s}$, 将主要计算结果列于表 1。

从表 1 来看, 两种方法计算的总流量值 Q 十分接近, 仅在井数量为 4 时差值略大; 从有限元结果看到, M_1 点的水头在井数为 4 时比 M_2 点高近 1 m, 随着井增多 (两点与井点的间距差逐渐缩小) 而趋近相同。这印证了本文算法基本假定的合理性, 一般在 2 万多平方米的面积上布井数量必多于 8 口。随着井的增加, H_d 值变化不大, 表明外侧渗流场由于止水帷幕的存在而不受内侧布井方式的影响。

图 8 为 OM_1 和 OM_2 线的水头分布结果 ($n=32$ 与 $n=24$ 时结果相比差距较小, 故不显示)。可以看到, 有限元结果始终比本文方法的计算结果略高, 随着井数量的增加差值逐渐减小, 两个模型分别从 35 cm 减小到 7 cm 和从 43 cm 减小到 11 cm, 这是由于有限元计算时考虑了井损的影响 (井损系数 0.1), 这从有限元计算时井口位置的水头值始终无法归零可以看到。

以文献[11]中 5.3 节的工程案例为例, 场地表层粉质黏土为覆盖层, 渗透系数为 $5.8 \times 10^{-4}\text{ cm/s}$, 止水帷幕外侧渗流场按承压模式考虑, 确定几何参数 $T=1.6\text{ m}, T_0=9.6\text{ m}, T_1=5.7\text{ m}, D=3.7\text{ m}, R=69.3\text{ m}, R_0=300\text{ m}, r=28.3\text{ m}, r_w=1\text{ m}, b=0.774\text{ m}, h_w=0.05\text{ m}, H_0=9.5\text{ m}$, 渗透系数 $K=2.2 \times 10^{-1}\text{ cm/s}, K_0=2.2 \times 10^{-1}\text{ cm/s}, K_1=2 \times 10^{-4}\text{ cm/s}, K_w=5 \times 10^{-5}\text{ cm/s}$ 。求得场地总流量 Q 为 $1479\text{ m}^3/\text{d}$, 止水帷幕内侧水头 H_R 为 0.87 m, 实测总流量平均值为 $1563\text{ m}^3/\text{d}$, 地下室侧墙周边平均水头值为 1.7 m。这里总流量计算偏小是因为止水帷幕存在集中渗漏现象, 计算水头偏低是由于板底砂层厚薄不均, 地下室侧墙附近的板底砂层较薄甚至缺失。

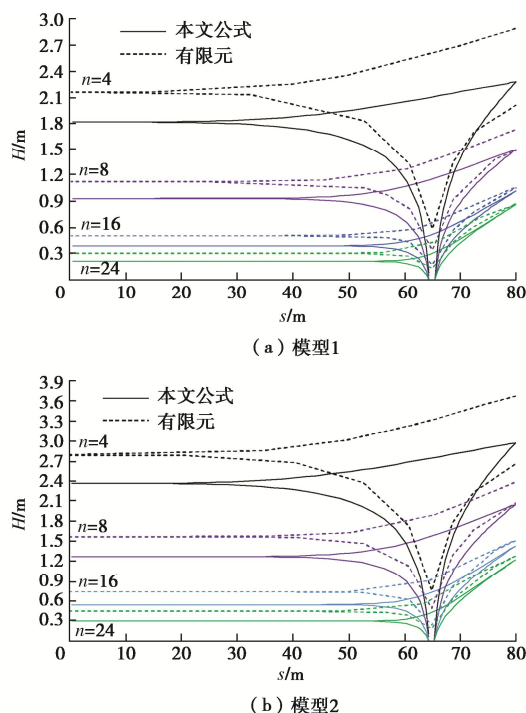
图8 水头计算结果比较 (OM_1 和 OM_2)

Fig. 8 Comparison of calculated results of hydraulic head

5 截排减压抗浮设计及流程

在排水减压抗浮设计时, 为防止单井流量 $q(q=Q/n)$ 过大引起井周土体颗粒启动流失而掏空底板下的土体, 或流失的土颗粒在井壁沉积而产生淤堵, 需要对井周水力坡降作如下限制:

$$i = \frac{Q}{2n\pi r_w K T} \leq i_{cr} \quad (28)$$

式中 i 为井周计算水力坡降; i_{cr} 为井周土体(滤层以外)的临界水力坡降, 对于级配连续的稳定土体可取 $0.4 \sim 0.5$ ^[13], 对于级配不稳定的土体(管涌土)可取 $0.1 \sim 0.2$ ^[14]; r_w 为井半径, 当井壁外侧设置滤层时, 应取至滤层外边缘。

此外, 为保证结构抗浮安全性, 对底板水头值也要作一定限制, 为与场地抗浮设防水位区分, 这里采用抗浮控制水位 H_c 表示, 并采用下式计算:

$$H_{\max} \cdot \kappa \leq H_c = \frac{G + F_t}{A\gamma_w} \quad (29)$$

式中 G 为结构自重及荷载; F_t 为被动抗浮措施提供的抗浮力; A 为结构底面积; γ_w 为水的重度; H_c 为抗浮控制水位; H_{\max} 为结构底板下的水头最大值; κ 为大于等于 1 的安全系数。

在抗浮设计时, 为达到较好的减压效果并兼顾经济性, 可以对参数 n , r , h_w , r_w 进行调整。对一般工程而言, h_w 可取至底板顶面以下 $20 \sim 30$ cm 的位置为

宜; 若取至底板顶面以上时, 减压井井盖需要采用繁琐的承压防水措施, 因此 h_w 的调整余地不大。参数 r_w 对整个渗流场的影响也很有限。因此, 可确定 4 个参数的调整优先级依次为 $n > r > h_w > r_w$ 。至此, 归纳全文, 可以给出截排减压抗浮系统的设计流程, 见图 9。

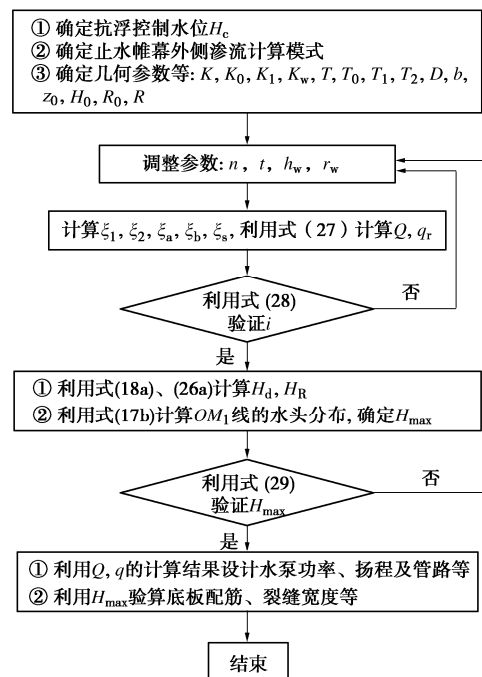


图9 截排减压抗浮设计流程

Fig. 9 Anti-uplifting design process

6 结 论

(1) 对于圆形止水帷幕内均匀布置的多井系统, 采用共形映射方法, 可以方便求得止水帷幕内侧的水头分布。经计算, 当采用渗透系数较大(约大于等于 1×10^{-3} cm/s)的人工疏水层时, 用较少的井数即可达到良好的降压效果, 约为每万平方米 $3 \sim 4$ 口。

(2) 采用阻力系数法, 将止水帷幕内外侧渗流场串联起来, 是求解多井系统总流量的关键。经算例验证, 本文简化计算结果与有限元结果相比差值较小, 且当井数较多时 M_1 , M_2 点的水头趋近相同, 与基本假定相符。

(3) 板底土层厚度和渗透性较均匀时, 采用本文简化算法, 仅需提供不多的几何参数, 即可求得较精确的流量和水头结果, 对采用人工疏水层的场地尤为适用。

(4) 在进行截排减压抗浮设计时, 控制板底水头值和井周水力坡降是关键, 为兼顾安全性和经济性, 需要对参数 n , r , h_w , r_w 进行反复调整以达到最佳效果。

参考文献:

- [1] 朱东风, 曹 洪, 骆冠勇, 等. 截排减压抗浮系统在抗浮事故处理中的应用[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(9): 1746 - 1752. (ZHU Dong-feng, CAO Hong, LUO Guan-yong, et al. Application of interception and drainage anti-floating system in treatment of uplift accidents[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(9): 1746 - 1752. (in Chinese))
- [2] 曹 洪, 潘 泓, 骆冠勇. 地下结构截排减压抗浮概念及应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(12): 2542 - 2548. CAO Hong, PAN Hong, LUO Guan-yong. A new anti-floatation method by drainage: concept and application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(12): 2542 - 2548. (in Chinese)
- [3] 安徽省水利科学研究所. 多层地基和减压沟井的渗流计算理论[M]. 北京: 水利出版社, 1980. (Anhui Water Resources Research Institute. Theory of Seepage Flow for Calculating Layered Media and Relief Ditches and Relief Wells[M]. Beijing: Water Resources Press, 1980. (in Chinese))
- [4] 毛昶熙. 渗流计算分析与控制[M]. 2 版. 北京: 中国水利水电出版社, 2003. (MAO Chang-xi. Seepage Computation Analysis & Control[M]. 2nd ed. Beijing: China Water Power Press, 2003. (in Chinese))
- [5] U.S. Army Corps of Engineers. Design, Construction, and Maintenance of Relief Wells (Engineer Manual No. 1110-1914)[M]. Washington D.C.: Department of the Army, 1992.
- [6] 吴林高. 工程降水设计施工与基坑渗流理论[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003. (WU Lin-gao. Design and Execution of Dewatering & Theory of Seepage in Deep Excavation[M]. Beijing: China Communications Press, 2003. (in Chinese))
- [7] 曹 洪, 朱东风, 范 泽, 等. 止水帷幕缝隙渗漏变化过程试验研究[J]. 水利学报, 2019, 50(6): 699 - 709. (CAO Hong, ZHU Dong-feng, FAN Ze, et al. Laboratory study of leakage process for cut-off wall with crack[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2019, 50(6): 699 - 709. (in Chinese))
- [8] 王仁东. 略去流床板桩厚度对滤流(渗流)计算的影响[J]. 浙江大学学报, 1957(3): 9 - 27. (WANG Ren-dong. The influence on seepage calculation without considering sheet pile thickness[J]. Journal of Zhejiang University, 1957(3): 9 - 27. (in Chinese))
- [9] 胡 瑶. 考虑基坑防渗结构的井的计算方法研究[D]. 广州: 华南理工大学, 2018. (HU Yao. Study on Calculation Method of Well Considering Impervious Structure of Foundation Pit[D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2018. (in Chinese))
- [10] 钟玉泉. 复变函数论[M]. 3 版. 北京: 高等教育出版社, 2004. (ZHONG Yu-quan. Complex Function Theory[M]. 3rd ed. Beijing: China Higher Education Press, 2004. (in Chinese))
- [11] 朱东风. 地下结构截排减压抗浮法渗控关键问题研究[D]. 广州: 华南理工大学, 2019. (ZHU Dong-feng. A Study on Seepage Control Issues of Anti-uplift Method for Underground Structures Based on Intercepting and Discharging Water[D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2019. (in Chinese))
- [12] 阿拉文, 努麦诺夫. 滤流理论[M]. 王仁东译. 北京: 高等教育出版社, 1959. (Аравин, Нуменов. Percolation Theory[M]. WANG Ren-dong trans. Beijing: Higher Education Press, 1959. (in Chinese))
- [13] ZHU D F, CAO H, PAN H, et al. Laboratory study of retention and clogging performance of no-fines concretes[J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2021, 25(8): 1471 - 1490.
- [14] 刘 杰. 土的渗透破坏及控制研究[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2014. (LIU Jie. Piping and seepage control of soil[M]. Beijing: China Water Power Press, 2014. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202111005

相变材料改良膨胀土冻融性能试验研究及微观机理分析

黄英豪, 陈永, 朱洵, 吴志强, 朱锐, 王硕, 吴敏

(南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210024)

摘要: 季冻区膨胀土经历的复杂冻融过程会造成土体冻融性能的劣化。相变材料在相变过程中能够以潜热的形式储存和释放大能量, 可用于改良土体的冻融性能。以北疆高寒地区渠基膨胀土为研究对象, 室内模拟渠道沿线实际气候条件的冻融循环试验, 选用石蜡基液体相变材料(pPCM)和石蜡基微胶囊相变材料(mPCM), 对经历冻融循环后不同相变材料掺入量的改良膨胀土进行体积变形试验、无侧限抗压强度试验、DSC 热循环试验和 SEM 电镜扫描试验, 结果表明: pPCM 在一定程度提高了土体破坏时的韧性; 在改善渠基土内部温度场, 提升土体的热稳定性方面性能要略优于 mPCM。mPCM 可以降低土体的胀缩变形; 有效抑制了土体强度的衰减, 以 8% 的掺量最为显著; mPCM 减小了冻融对土体微观孔隙损伤的影响, 宏观上减弱了冻融循环对土体强度的衰减作用。试验研究表明, mPCM 改良膨胀土在抵抗反复冻融循环问题上具有明显的优势, 可为实际工程设计提供参考。

关键词: 冻融循环; 膨胀土; 相变材料; 体积变形; 无侧限抗压强度; 差示扫描量热法; 电镜扫描

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-1994-09

作者简介: 黄英豪(1979—), 男, 山东菏泽人, 博士, 教授级高级工程师, 主要从事环境岩土工程方面科研和技术咨询。E-mail: yhhuang@nhri.cn。

Experimental study and micro-mechanism analysis of freeze-thaw performance of expansive soils improved by phase-change materials

HUANG Ying-hao, CHEN Yong, ZHU Xun, WU Zhi-qiang, ZHU Rui, WANG Shuo, WU Min

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

Abstract: The complex freeze-thaw process experienced by expansive soils in seasonally frozen regions will cause the deterioration of freeze-thaw performance of soils. The phase-change materials can store and release a large amount of energy in the form of latent heat during the phase change process, and can be used to improve the freeze thaw performance of soils. For the case study of expansive soils in the canal base in high and cold regions of northern Xinjiang, the freeze-thaw cycle tests under the actual climatic conditions along the canal are conducted. The paraffin-based liquid phase-change material (pPCM) and the paraffin-based microcapsule phase-change material (mPCM) are selected. After undergoing freeze-thaw cycles, the modified expansive soils with different blending amounts of phase-change materials are subjected to the volume deformation tests, unconfined compressive strength tests, DSC thermal cycle tests and SEM tests. The results show that the pPCM can improve the toughness of soils under failure to some extent, and it is slightly better than mPCM in improving the internal temperature field of the foundation soils in the canal and improving the thermal stability of the soils. The mPCM can reduce the expansion and contraction deformation of the soils. It effectively inhibits the attenuation of the strength of the soils, and the mixing amount of 8% is the most significant. The mPCM reduces the impact of freeze and thaw on microscopic pore damage of the soils, and macroscopically weakens the attenuation effect of freeze and thaw cycles on soil strength. The tests show that the mPCM-modified expansive soils have obvious advantages in resisting repeated freeze-thaw cycles, which can provide a reference for the design of actual projects.

Key words: freeze-thaw cycle; expansive soil; phase-change material; volume deformation; unconfined compressive strength; differential scanning calorimetry; scanning electron microscope

0 引言

在中国西北高寒地区, 受极端恶劣气候的影响, 冻胀和融沉是引起土体劣化的根本原因^[1]。多项研究

基金项目: 国家自然科学基金项目(51879166); 冻土工程国家重点实验室开放基金项目(SKLFSE201909)

收稿日期: 2021-01-17

表明^[2-4], 经过冻融循环后, 土体颗粒之间的结构联接以及排列方式发生了改变, 对土体原有的物理力学性质也会产生影响。因此, 在季节性冻土区开展路基、输水等工程时, 冻融循环作用应首先受到关注。

膨胀土是一种具有裂隙性、强衰减性、强胀缩性的高塑性黏土^[5-6]。大量工程实践表明, 膨胀土不宜直接用于渠道工程的建设, 需对其进行处理。目前, 为了克服冻融循环作用对膨胀土的劣化影响, 实际工程中主要采用强夯压实^[7]、添加土工格栅^[8]和添加纤维^[9]等; 或者是在膨胀土中掺入石灰^[10]、粉煤灰^[11]和水泥^[12]等化学试剂作为固化剂。综上所述, 目前对膨胀土的处理方法大多为被动式处理, 仍存在一定的局限性, 因此需要探索更加先进、有效的主动式处理技术。相变材料 (Phase change materials, 简称 PCM) 作为一种新型控温材料, 通过固相和液相之间的转化, 可以产生大量的潜热, 能够调控土体内部温度场, 降低其胀缩特性, 进而提高其稳定性, 因具有胀缩性小、环保、无毒、成本低、性能稳定及相变点可控等优势逐渐受到青睐。目前相变材料已广泛应用于太阳能利用^[13]、建筑隔热保温^[14]、电池热管理^[15]等储能控温领域, 在改善混凝土^[16]、沥青路面^[17]等的低温抗裂及耐久性方面取得了较多成果。根据上述相变材料在节约能源和改善工程结构内部温度场的作用, 说明相变材料在控制温度正负变化方面具有一定的可行性, 理论上可以改良寒区膨胀土的冻融性能。目前使用相变材料对土体直接进行处理的研究还相对较少, 仅 Mahedi 等^[18]在此方向初有研究, 因此开展寒区膨胀土相变控温处理试验研究, 可为寒区膨胀土处治技术提供新的依据。

选取北疆某大Ⅱ型输水渠道沿线膨胀土为研究对象, 膨胀土段工程占渠道总长的 32%, 渠道沿线的年平均地温 3.4℃, 冬季极端低温达 -40.3℃, 夏季平均气温约为 20℃。这些因素共同作用^[19-20]形成了明显的冻融循环过程, 造成渠基膨胀土变形破坏, 对渠道的稳定性影响严重。通过对 3 种不同掺入量石蜡基液体相变材料(pPCM)、石蜡基微胶囊相变材料(mPCM)改良的膨胀土进行体积变形试验、无侧限抗压强度试验、DSC 热循环和 SEM 电镜扫描试验, 研究了冻融循环作用下改良膨胀土的体积、力学性质和热稳定性的变化规律, 并从微观角度对 PCM 改良膨胀土冻融性能加以分析, 以期明确相变材料对土体冻融性能演化规律的影响。

1 试验材料与试样制备

1.1 试验材料

(1) 膨胀土

本次试验所用土料取自北疆供水总干渠渠道工程现场, 取样深度在 1.5 m 附近, 呈黄色。通过一系列室内试验得到土料为高液限黏土, 其基本物理性质如表 1 所示, 粒径累积分布曲线见图 1。其中, 土料的不均匀系数为 16, 曲率系数为 1.56, 说明土的级配良好。同时, 土料的自由膨胀率为 86%, 具有中膨胀性。

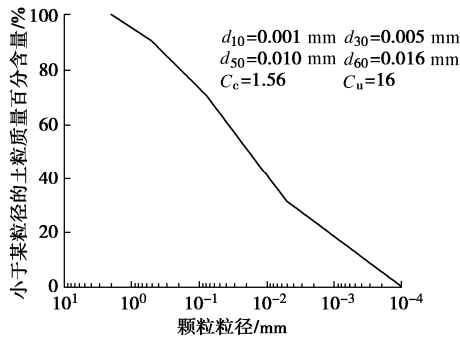


图 1 土料的粒径分布曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curve of soils

表 1 膨胀土的基本物理性质

Table 1 Basic physical properties of expansive soils

G_s	$\rho_{dmax}/(g \cdot cm^{-3})$	$w_{op}/\%$	$w_L/\%$	$w_P/\%$	I_P
2.70	1.71	18.4	52.6	18.4	34.2

(2) 相变材料

试验所选用的 PCM 为上海某公司生产的商用石蜡基 PCM (包括 pPCM、mPCM 两种不同形式) 见图 2。PCM 外观无色、无味, 相变温度为 4.5℃~5.5℃。在室温下 pPCM 为液态, 热焓值为 258 J/g。mPCM 是由内核材料和外壳材料两部分组成, 其中芯材为 pPCM, 壳材为密胺树脂, 芯壁质量比约为 9:1, 热焓值为 198.1 J/g, mPCM 的物理外观为白色至略偏白色的粉末, 粒径为 8~12 μm。mPCM 在高温下非常稳定, 当加热到 200℃时, 泄漏率小于 1%, 相变过程中的膨胀和收缩也可以忽略不计, 在极高、低温下性能稳定。

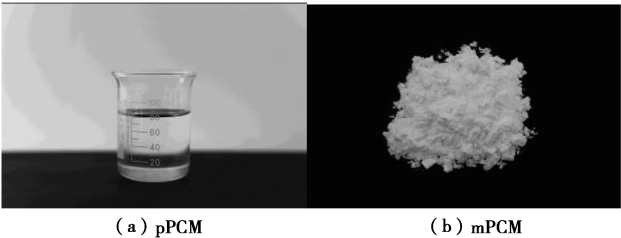


图 2 相变材料

Fig. 2 Phase-change materials

1.2 试样制备

首先根据试验目标的掺入比 (按干土重量的 5%, 8%和 10%) 分别向风干土中添加 mPCM 和 pPCM 并

混合均匀, 然后根据试样预设的含水率用喷雾器向土中均匀地喷洒一定量的蒸馏水, 搅拌均匀后装入密封袋闷料一昼夜, 使水分分布均匀。按照土工试验规范, 采用分层击实法分 3 层制样, 控制所有试样的压实度均为 95%, 含水率均为 18.4%, 试样高度为 80 mm, 直径为 39.1 mm。将制备好的试样用保鲜膜包裹分组编号后, 放入略大于试样的密封袋中待用, 确保试样不与外界接触, 避免水分散失。

2 试验方案

2.1 冻融循环试验

渠道现场经历的冻融循环过程本身较为复杂, 室内试验中难以完全模拟, 参考文献[21]中的做法, 首先对现场实际边界条件进行概化, 然后根据相似理论确定环境温度的持续时间。图 3 为北疆渠道总干渠段沿线某气象站观测到的 2013 年—2014 年地表温度分布, 由渠道温度变化最终确定室内模拟现场环境温度控制过程如表 2 所示。多项实验结果^[22-23]表明, 经历大约 7 次冻融循环后, 膨胀土的物理力学性质逐渐趋于稳定, 因此将试样的最终冻融循环次数设计为 7 次。冻融循环试验采用程式高低温试验装置进行室内模拟试验。

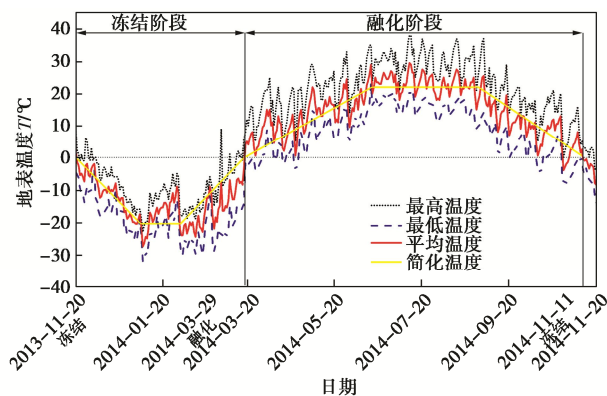


图 3 渠道沿线地表全年气温分布曲线 (2013 年—2014 年)

Fig. 3 Distribution curves of annual temperature of surface along the channel (2013-2014)

表 2 环境温度简化控制过程

Table 2 Simplified control process of ambient temperature

阶段		温度/℃	持续时间/h
冻结阶段	阶段 1	0~-20	3
	阶段 2	-20~-20	2
	阶段 3	-20~0	3
融化阶段	阶段 1	0~22	6
	阶段 2	22~22	4
	阶段 3	22~0	6

2.2 体积变形试验

考虑到冻融循环过程中试样的体积变形具有不均

匀性、微小性^[24], 每组设置 5 个平行试样。参考文献[25]中的方法对每个试样分别沿高度的 1/5 处进行 5 次直径测量, 沿上下两端面的垂直方向进行 3 次高度测量, 然后各取平均值根据公式计算出试样的体积。每次试样尺寸测量结束后, 用电子天平对其进行称重, 对冻融循环过程中试样的质量变化情况进行监控, 避免水分的散失和外界补给带来的试验误差。

2.3 无侧限抗压强度试验

采用南京土壤仪器厂有限公司生产的无侧限抗压仪进行无侧限抗压强度试验, 以此获取不同含水率下膨胀土试样经历多次冻融循环后的力学指标。分别对经过 0 (初始状态), 1, 3, 7 次冻融循环作用后的试样 (每组设 3 个平行试样) 进行无侧限抗压强度试验, 轴应变达到 20% 时停止剪切试验, 剪切速率为 1 mm/min。

2.4 DSC 差示扫描量热法

采用差示扫描量热法(DSC)测试不同相变材料改良土的相变温度和潜热, 试验仪器为冻土工程国家重点实验室的 QL-2000 差示扫描热量仪。冷却和加热速率设置为 5℃/min, 所测样品重量为 10±2 mg, 采用精度为 10⁻⁴ g 的高精度天平进行试样称取。测试开始时, 从室温降至-20℃保持 2 min, 将温度升高至 20℃, 样品在 20℃保持 2 min, 然后再冷却到-20℃。

2.5 SEM 电镜扫描试验

微观试验采用冻土工程国家重点实验室的 Quanta450 电镜扫描仪。对经历不同冻融循环次数的试样中切取体积大小为 8 mm×8 mm×15 mm 的土样, 采用液氮真空冷却干燥法, 最大限度地保证土体的原始孔隙与结构, 然后将其喷好金属镀膜连同基座一并放入扫描电镜样品区, 通过调节试样位置, 在观察区附近聚焦, 选取具有代表性的点进行拍照。分别对不同冻融次数后 PCM 掺量为 0, 5%, 8%, 10% 的改良土进行电镜扫描, 扫描倍数设为 100, 1000, 5000。

3 试验结果与分析

3.1 试样质量监控

石蜡是一种固-液相变材料, 当石蜡在土体中掺量过高时, 土体中的毛细孔隙无法容纳过量的石蜡, 导致其易从表面渗出。图 4 为试样的质量损失随冻融循环的变化曲线。素膨胀土试样在 7 次冻融循环后质量损失为 0.51%, 除极少数土粒外, 都为水分损失, 这说明此试验方法密封性较为良好。其中试样在冻结时, 水分损失较大, 这主要是因为试样在冻结过程中, 内部水分向外迁移, 表面附着许多冰晶, 有部分冰晶粘到保鲜膜上, 与试样分离, 融化时保鲜膜上的水分

大部分又被试样吸回。由图 4 (a) 可以看出, pPCM 试样的质量损失较大, 7 次冻融循环后, 5%, 8%, 10% 掺量的试样质量损失分别可达 1.14%, 2.32%, 3.15%。这是因为 pPCM 不溶于水且不浸入土, 在融化过程中 pPCM 由固态相变为液态, 受重力差的影响, 部分 pPCM 由试样上部向下部迁移的同时并由四周析出, 而试样融化时保鲜膜上的 pPCM 只有少量被吸回。mPCM 试样的水分损失与素膨胀土试样情况相似, 这说明 mPCM 性能稳定, 具有良好的实际工程应用基础。

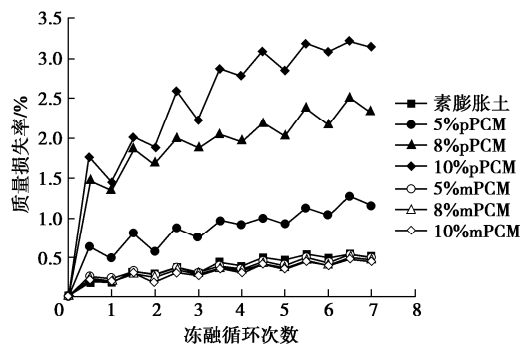


图 4 冻融循环过程中试样质量损失情况

Fig. 4 Quality losses of samples during freeze-thaw cycles

3.2 体积变形特征

图 5 为 PCM 不同掺量试样体积在经历冻融循环作用的变化情况, 其中横坐标中的“F”表示试样冻结完成, “T”表示试样融化完成。由图 5 可知, 在整个冻融循环过程中素膨胀土试样的体积整体变化为“冻胀融缩”。当掺入 PCM 后, 在整个冻融循环试验过程中, 5%的 mPCM 掺量可使体积变化减少约 9%, 8%的 mPCM 掺量可使体积变化减少约 34%, 随着掺量增大到 10%, 体积变化减少程度增加至约 39%; 对 pPCM 而言, 5%pPCM 使体积变化减少约 7%, 当掺入量增大时, 初次冻融循环过程中 8%, 10%pPCM 会使体积变化分别减少约 21%, 28%, 然而随着冻融循环次数的增加, 由于 pPCM 泄露的原因, 多次冻融循环作用后仅有微小改良体积变化的作用, 这也与 Mahedi 等^[18]在研究 pPCM 改善黄土冻融性能的情况相似。

在负温条件下, 水相变为冰, 体积会增大 9%左右, 而膨胀土土颗粒在此过程中会因冻结作用失水发生收缩, 融化作用则为逆过程。由于冻结时水的体积增加量大于土颗粒的收缩量, 融化时则恰好与此相反, 因此试样在冻融循环过程中宏观表现为“冻胀融缩”。将 PCM 运用于膨胀土试样中, 在相变过程中以潜热形式储存或释放热量, 能够调控膨胀土试样内部温度场, 降低其胀缩特性, 进而提高土体稳定性。

整个冻融循环试验过程中在减小体积变化方面 mPCM 要比 pPCM 性能优越, 这是因为 PCM 属于有机烃类, 虽然热焓值 pPCM 高于 mPCM, 但 pPCM 不溶于水且不浸入土, 在融化过程中 pPCM 由固态相变为液态, 受重力差的影响, 部分 pPCM 由试样上部向下部迁移的同时并由四周析出, 发生泄露; 而 mPCM 属于固体小颗粒, 在冻融循环过程中化学性能稳定, 能够随温度的正负变化发生相变进行产热、储热, 从而降低试样的体积变化率。

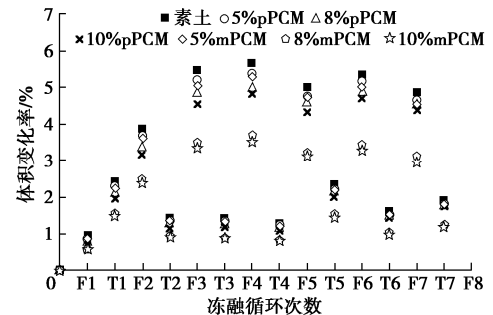


图 5 冻融循环过程中试样体积变化情况

Fig. 5 Change of sample volume during freeze-thaw cycles

3.3 力学特性探究

(1) 应力 - 应变关系

图 6 为 PCM 改良膨胀土的应力 - 应变曲线 (由于不同掺量之间应力 - 应变曲线形态类似, 限于篇幅, 仅列出 0, 8%PCM 掺量的应力 - 应变关系曲线), 其中 FT 代表冻融循环次数, 本次试验中改良膨胀土的应力 - 应变曲线均表现出应变软化型。由图 6 (a) 可以发现, 冻融循环作用对膨胀土试样的应力 - 应变曲线有着显著影响, 其中以第 1 次循环最为突出。初始状态下, 膨胀土试样的塑性变形历时较长, 当经历冻融循环作用后, 塑性变形历时明显减小, 随着冻融循环次数的增加, 膨胀土的物理力学性质逐渐趋于稳定。由图 6 (b), (c) 可以发现, pPCM 改性膨胀土试样的应力 - 应变曲线峰值后的轴向应力 - 应变曲线平缓下降, 明显不同于 mPCM 骤然垂直下降的趋势, 这表明 pPCM 在一定程度上能提高土体的韧性。究其原因主要是因为 pPCM 不浸入土, 土颗粒之间的孔隙由空气变为 pPCM, 而 pPCM 性能近似胶凝材料, 且在空气和水中都能硬化, 因此延缓了土体的应力软化。由于 mPCM 外壳属于脆性材料, 且 mPCM 的耐压强度很小, 因此加剧了土体的脆性属性。

(2) 无侧限抗压强度

对于一般应变软化型土, 取其应力 - 应变曲线峰值对应的应力为无侧限抗压强度。图 7 为冻融循环对不同掺量 PCM 试样的强度影响曲线, 其中参数 F (强度衰减系数) 为每次冻融循环试样无侧限抗压强度与

初始状态试样的无侧限抗压强度之比。可以发现,初始状态下(0次循环),随着 pPCM 含量的升高,土体的无侧限抗压强度先增大后减小,这是由于 pPCM 含量较低时 pPCM “胶结”了土颗粒,组成了一种强度较高的混合物质,随着含量增加至 10%, pPCM 可能会出现分布比较集中的情况,在试样内部逐渐形成了一个液体薄弱面,从而降低了土体强度。而随着 mPCM 含量的升高,土体无侧限抗压强度逐渐减小,这是因为 mPCM 的耐压强度远小于膨胀土^[26],掺量越高试样的无侧限抗压强度越低。

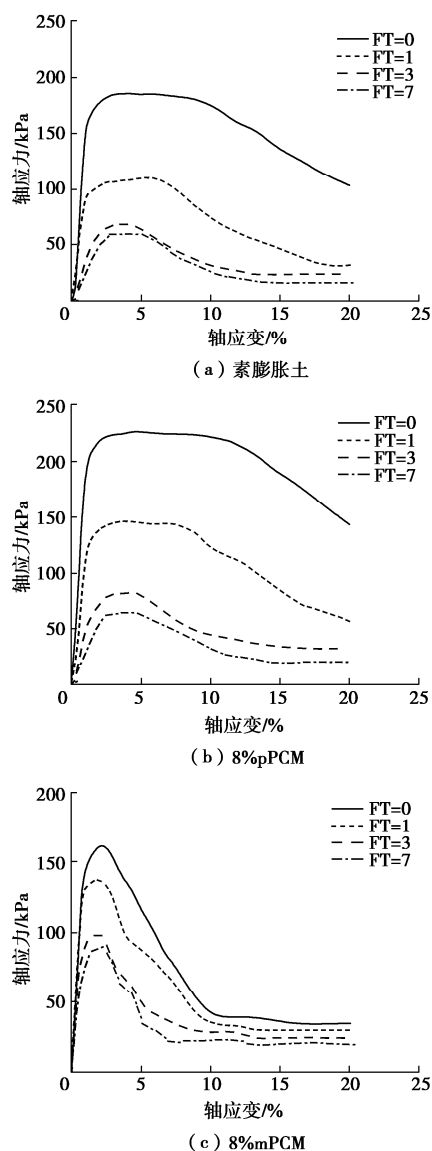


图6 应力-应变关系曲线

Fig. 6 Stress-strain curves

从图7中可以看出,第1次冻融循环对素膨胀土土体强度的衰减作用最大,随着冻融循环次数的增加,试样强度衰减逐渐减缓,3次后趋于稳定。两种PCM在改善土体强度衰减方面存在较大差异,具体表现为:由图7(b)可知,5%,10%pPCM试样的强度衰减系数均低于素膨胀土试样,仅8%掺量下观察到对土体

强度衰减略有改善;而 mPCM 对土体强度衰减具有积极作用,尤其以 8%掺量最为明显。随着冻融循环次数的增加(图7(c),(d)),pPCM 无法改善强度衰减变得更加明显,而 mPCM 除掺量 10%外仍然可以表现出积极作用,这说明较低含量的 mPCM 可以抑制冻融循环作用对土体的强度的衰减。上述现象的出现主要是因为 mPCM 是一种性能稳定的高分子材料^[26],可以在冻融循环过程中以潜热形式储存或释放热量来抵抗外界温度变化对土体的损伤;而 pPCM 在正、负温周期性变化时很不稳定,由于泄露的原因未能展现出良好的效果。

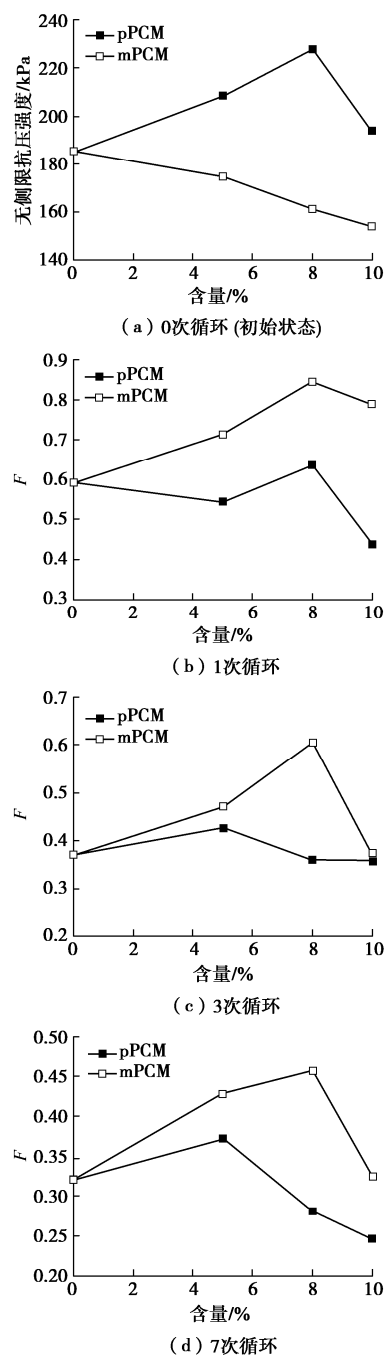


图7 冻融循环作用对试样强度的影响

Fig. 7 Influences of freeze-thaw cycles on strength of samples

3.4 土体微观机理分析

(1) 热特性

为了探究素膨胀土试样中除水分外其他物质随温度变化是否会发生热量变化, 将干燥状态下膨胀土试样进行试验, 发现完全干燥的土颗粒在 DSC 试验过程中不发生能量的转换, 因此可认为仅有水发生相变。膨胀土及相变材料改性膨胀土的 DSC 曲线如图 8 所示 (冻结放出的潜热能量较大, 导致试样温度又升高, 所以 DSC 曲线会出现回折现象), 向上峰表示吸热曲线峰, 而向下峰表示放热峰, 曲线峰面积表示相变潜热 (限于篇幅, 仅列出掺比 10% 的试样)。从图 8 中可以看出, pPCM 与 mPCM 的掺入使得膨胀土的相变潜热分别下降了约 13.40%, 10.93%, 这说明 pPCM 与 mPCM 分别在 $5.21^{\circ}\text{C} \sim 2.76^{\circ}\text{C}$, $4.61^{\circ}\text{C} \sim 1.63^{\circ}\text{C}$ 相变释放的热量“储存”在土颗粒间, 可能使得有一部分的水未相变为冰。在 DSC 图谱中发现 mPCM 试样的相变潜热要比 pPCM 试样少 5.84 J/g , 这是因为相同质量情况下, mPCM 还有高分子外壳组成。掺入 pPCM 与 mPCM 后, “原始峰”相变温度起始点由 -7.61°C 分别变为 -5.97°C , -6.30°C , 这说明 PCM 掺入的土体在冻结和融化过程中均有升温, 同时可以发现, 相变峰的宽度也分别略有增加, 过冷现象也有不同程度的减缓, 这表明在试验温度区间内, PCM 的掺入延迟了冰透镜的形成, 这对于改善渠基土内部温度场, 提升土体热稳定性来说是有益的。

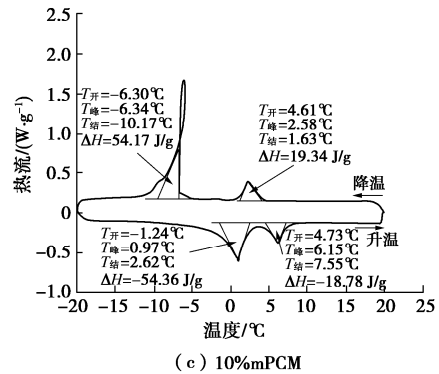
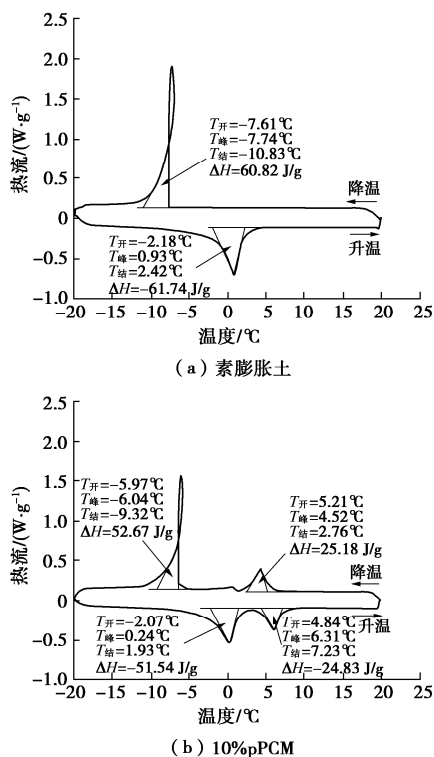


图 8 DSC 特征曲线

Fig. 8 DSC characteristic curves

(2) 微观结构分析

选取性能较为稳定的 mPCM 进行微观试验, 图 9 为 100 倍电镜扫描后的图像。可以看出, 初始状态下 (0 次循环) 土颗粒之间胶结联结形成整体, 土样表现为整体性较好, 试样经历 1 次冻融循环后试样孔隙开始发育, 7 次冻融循环后的孔隙明显大于 1 次冻融循环后的孔隙, 且 7 次冻融循环后土体内部形成了明显的贯通裂隙。mPCM 的掺入使得初始状态下裂隙比素土试样略有增加, 而 7 次冻融后的孔隙增加量较素土明显减少, 宏观表现为土体力学强度先减小而后随着冻融循环次数的增加逐渐大于素膨胀土, 这与前文力学分析得到的结论一致。对 mPCM 改良土样局部放大 1000, 5000 倍后得到图 10, 可以看出低含量的 mPCM 主要分布在土体孔隙内, 随着含量的增加 mPCM 开始聚集成团状, 这是使得初始状态下土体力学强度略有下降的重要原因之一。

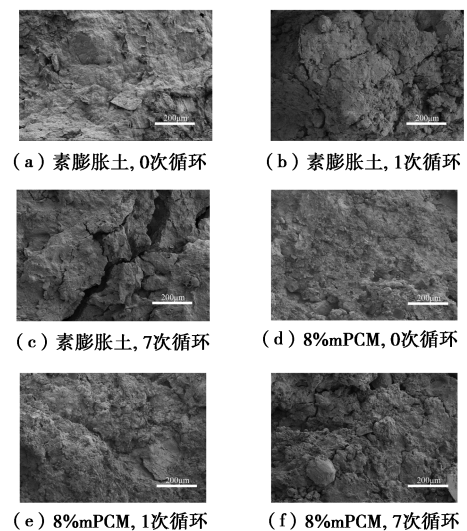


图 9 100 倍下素膨胀土和 8% mPCM 改良土的 SEM 照片

Fig. 9 SEM photos of 100 times plain expansive soils and 8% mPCM-modified soils

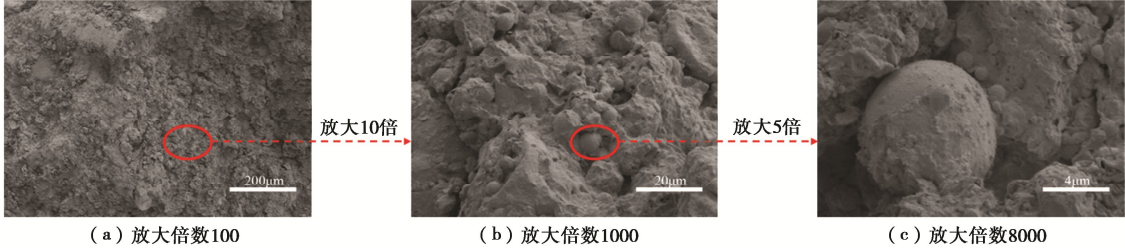


图 10 10% mPCM 改良土微观形态图

Fig. 10 Microscopic morphology photos of 10% mPCM-improved soils

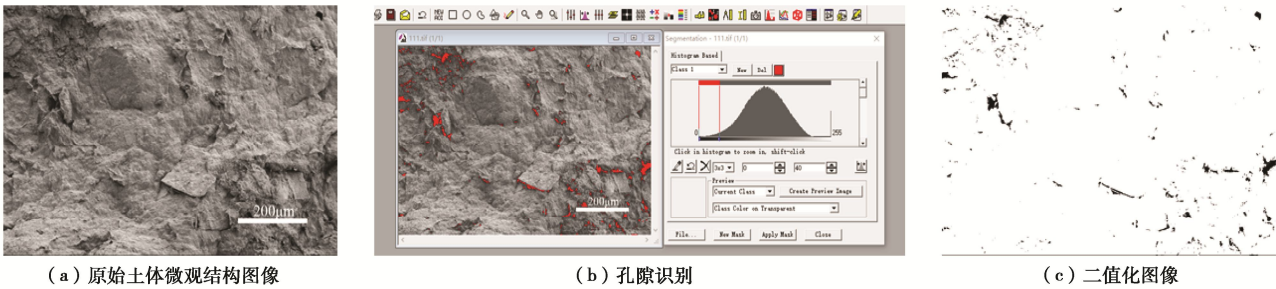


图 11 土体微观参数分析过程

Fig. 11 Analysis process of microscopic parameters of soils

通过图像处理软件 Image-Pro Plus (IPP)对电镜扫描后的图像进行定量分析(图 11),可以提取土体孔隙相关参数,例如颗粒的形态、孔隙大小、面积等。参考文献[27]选择合适的阈值对 100 倍下的图像进行二值化处理,并降噪分割孔隙,得到了试样不同冻融次数后的面孔隙度(土体某平面上孔隙所占的比例),如图 12 所示。随着冻融循环次数的增加,土样内部孔隙率明显增大,至 7 次循环结束后,素膨胀土样孔隙度增加了 15.40%,宏观上表现为冻融循环作用对土体力学性质的劣化影响。掺入 mPCM 后,随冻融循环次数的增加,土样内部孔隙率增加速率逐渐减缓,且掺量越高增加程度越不明显,至 7 次循环结束后,土样孔隙度增幅分别减少了 24.61%, 39.61%, 60.79%, 宏观表现为 mPCM 改良了冻融循环作用对土体力学强度的衰减作用,这也与前文分析得到的数据结果一致。

(3) PCM 改良机理分析

通过上述试验结果及分析,概化出冻融环境下 PCM(以 mPCM 为例)改良膨胀土结构损伤的演化过程。如图 13 所示当土体发生冻结时,PCM 相变释放和储存的热量与外界温度变化相抵抗,延迟了冰透镜的形成,减少了土颗粒间自由水的迁移和冻结,减

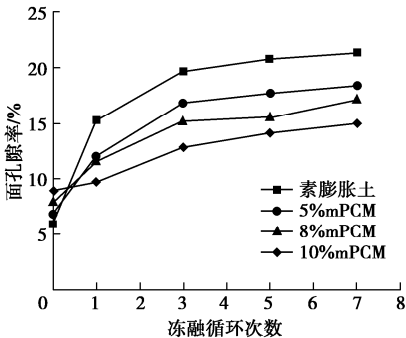


图 12 试样面孔隙度随冻融循环次数的变化

Fig. 12 Variation of porosity of sample surface with number of freeze-thaw cycles

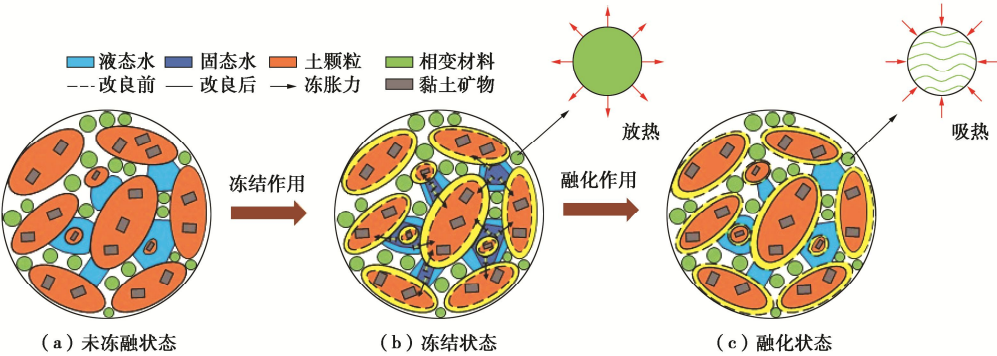


图 13 冻融循环下 mPCM 改良土微观结构演化示意图

Fig. 13 Schematic diagram of microstructural evolution of mPCM-modified soils under freeze-thaw cycles

弱了固态水的冻胀力, 因此土粒中的黏土矿物失水减少, 土粒的干缩量减小, 土粒间的孔隙变小; 而当土体发生融化时, 由于冻结时土粒失水较少, 因此土粒中的黏土矿物吸水也减少, 土粒的膨胀率也相应减小, 土粒间的孔隙变化进一步减弱。因此, PCM 伴随着环境温度正负波动, 以潜热形式储存或释放热量, 能够调控膨胀土试样内部温度场, 减少土粒的胀缩和孔隙水的反复冻融, 很大程度上减缓了土体微观结构的疲劳损伤(孔隙粗化、结构疏松等)。

4 结 论

本文针对相变材料改良北疆渠基膨胀土冻融性能进行了一系列室内试验研究, 得到 5 点结论。

(1) 在冻融循环过程中, mPCM 明显地降低土体的体积变化, 但随着掺量的增加, 改良效果逐渐减缓; 而 pPCM 对减弱土体胀缩变形作用不明显。

(2) 初始状态下, 土体的无侧限抗压强度随 pPCM 掺量的增加先增大后减小; 而随 mPCM 掺量的增加逐渐减小。随后的冻融循环过程中, mPCM 的掺入减小了土体的强度衰减, 以 8% 的掺量最为显著, 而 pPCM 未展现出良好的改良效果。pPCM 在一定程度上能提高土体的韧性, 而 mPCM 加剧了土体的脆性。

(3) PCM 相变释放和储存的热量与外界温度相抵抗, 延迟了冰透镜的形成, 降低了土体的相变潜热, 使得土体冻结时间有所增加, 过冷现象不再明显, 热稳定性有所提升。

(4) 微观结构表明, 冻融循环作用使土体内部微观孔隙增大, 导致宏观上无侧限抗压强度的衰减。而 mPCM 使得土样内部孔隙率增加速率有所减缓, 减小了冻融对土体孔隙损伤的影响, 宏观上改良了冻融循环作用对土体力学强度的衰减作用。

(5) mPCM 可以显著降低膨胀土的胀缩变形, 抑制土体强度的衰减, 提高土体的热稳定性。直接掺入 pPCM 可能难以提高土体的冻融性能, 因此需要探寻高效利用的掺入方法。此外, 在实际工程中, 建议根据区域气候条件和目标温度, 选择熔点和潜焓合适的 PCM。

参考文献:

- [1] 朱 洵, 蔡正银, 黄英豪, 等. 湿干冻融耦合循环作用下膨胀土力学特性及损伤演化规律研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(6): 1233 - 1241. (ZHU Xun, CAI Zheng-yin, HUANG Ying-hao, et al. Study on the mechanical properties and damage evolution of expansive soils under the coupled
- cycle of wet-drying and freeze-thaw[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(6): 1233 - 1241. (in Chinese))
- [2] LIU J K, CHANG D, YU Q M. Influence of freeze-thaw cycles on mechanical properties of a silty sand[J]. Engineering Geology, 2016, **210**: 23 - 32.
- [3] 蔡正银, 朱 洵, 黄英豪, 等. 冻融过程对膨胀土裂隙演化特征的影响[J]. 岩土力学, 2019, **40**(12): 4555 - 4563. (CAI Zheng-yin, ZHU Xun, HUANG Ying-hao, et al. The influence of freeze-thaw process on the evolution characteristics of expansive soil cracks[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(12): 4555 - 4563. (in Chinese))
- [4] ZHOU Z W, MA W, ZHANG S J, et al. Effect of freeze-thaw cycles in mechanical behaviors of frozen loess[J]. Cold Regions Science and Technology, 2018, **146**: 9 - 18.
- [5] 蔡正银, 朱 洵, 黄英豪, 等. 湿干冻融耦合循环作用下膨胀土裂隙演化规律[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(8): 1381 - 1389. (CAI Zheng-yin, ZHU Xun, HUANG Ying-hao, et al. Evolution rules of fissures in expansive soils under cyclic action of coupling wetting-drying and freeze-thaw[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(8): 1381 - 1389. (in Chinese))
- [6] AL-MUKHTAR M, KHATTAB S, ALCOVER J F. Microstructure and geotechnical properties of lime-treated expansive clayey soil[J]. Engineering Geology, 2012, **139/140**: 17 - 27.
- [7] 谭罗荣. 膨胀土地基强夯处理效果的研究[J]. 岩土力学, 1990, **11**(3): 39 - 46. (TAN Luo-rong. Effect of powerful ramming to foundation of expansive soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 1990, **11**(3): 39 - 46. (in Chinese))
- [8] 谢永利, 刘新荣, 晏长根, 等. 特殊岩土工程边坡研究进展[J]. 土木工程学报, 2020, **53**(9): 93 - 105. (XIE Yong-li, LIU Xin-rong, YAN Chang-gen, et al. Research progress of special soil and rock engineering slopes[J]. China Civil Engineering Journal, 2020, **53**(9): 93 - 105. (in Chinese))
- [9] ELIF ORAKOGLU M, LIU J K, NIU F J. Dynamic behavior of fiber-reinforced soil under freeze-thaw cycles[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017, **101**: 269 - 284.
- [10] TOKSÖZ HOZATLIOĞLU D, YILMAZ I. Shallow mixing and column performances of lime, fly ash and gypsum on the stabilization of swelling soils[J]. Engineering Geology, 2021, **280**: 105931.
- [11] ZHOU S Q, ZHOU D W, ZHANG Y F, et al. Study on

- physical-mechanical properties and microstructure of expansive soil stabilized with fly ash and lime[J]. *Advances in Civil Engineering*, 2019, **2019**: 1 – 15.
- [12] 吴建涛, 姚开想, 杨 帅, 等. 引江济淮工程膨胀土水泥改性剂量研究[J]. *岩土工程学报*, 2017, **39**(增刊 1): 232 – 235. (WU Jian-tao, YAO Kai-xiang, YANG Shuai, et al. Cement amount of modified expansive soils in water diversion project from Yangtze River to Huaihe River[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, **39**(S1): 232 – 235. (in Chinese))
- [13] VIGNESWARAN V S, KUMARESAN G, DINAKAR B V, et al. Augmenting the productivity of solar still using multiple PCMs as heat energy storage[J]. *Journal of Energy Storage*, 2019, **26**: 101019.
- [14] CHOI S H, PARK J, KO H S, et al. Heat penetration reduction through PCM walls via bubble injections in buildings[J]. *Energy Conversion and Management*, 2020, **221**: 113187.
- [15] JIANG L, ZHANG H Y, LI J W, et al. Thermal performance of a cylindrical battery module impregnated with PCM composite based on thermoelectric cooling[J]. *Energy*, 2019, **188**: 116048.
- [16] BENTZ D P, TURPIN R. Potential applications of phase change materials in concrete technology[J]. *Cement and Concrete Composites*, 2007, **29**(7): 527 – 532.
- [17] SAKULICH A R, BENTZ D P. Increasing the service life of bridge decks by incorporating phase-change materials to reduce freeze-thaw cycles[J]. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2012, **24**(8): 1034 – 1042.
- [18] MAHEDI M, CETIN B, CETIN K S. Freeze-thaw performance of phase change material (PCM) incorporated pavement subgrade soil[J]. *Construction and Building Materials*, 2019, **202**: 449 – 464.
- [19] 谭 娇, 丁建丽, 张钧泳, 等. 1961—2014 年新疆北部地区气温时空变化特征[J]. *干旱区研究*, 2018, **35**(5): 1181 – 1191. (TAN Jiao, DING Jian-li, ZHANG Jun-yong, et al. Spatiotemporal variation of temperature in north Xinjiang during the period of 1961-2014[J]. *Arid Zone Research*, 2018, **35**(5): 1181 – 1191. (in Chinese))
- [20] 马 巍, 王大雁. 中国冻土力学研究 50a 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))
- [21] 黄英豪, 蔡正银, 朱 锐, 等. 季冻区渠道湿干冻融离心模拟试验设备的研制[J]. *岩土工程学报*, 2020, **42**(7): 1181 – 1188. (HUANG Ying-hao, CAI Zheng-yin, ZHU Rui, et al. Development of centrifuge model test equipment for canals in seasonal frozen areas under cyclic action of wetting-drying and freeze-thaw[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2020, **42**(7): 1181 – 1188. (in Chinese))
- [22] 王大雁, 马 巍, 常小晓, 等. 冻融循环作用对青藏黏土物理力学性质的影响[J]. *岩石力学与工程学报*, 2005, **24**(23): 4313 – 4319. (WANG Da-yan, MA Wei, CHANG Xiao-xiao, et al. Physico-mechanical properties changes of Qinghai—Tibet clay due to cyclic freezing and thawing[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2005, **24**(23): 4313 – 4319. (in Chinese))
- [23] HOTINEANU A, BOUASKER M, ALDAOOD A, et al. Effect of freeze-thaw cycling on the mechanical properties of lime-stabilized expansive clays[J]. *Cold Regions Science and Technology*, 2015, **119**: 151 – 157.
- [24] 陈正汉. 非饱和土与特殊土力学的基本理论研究[J]. *岩土工程学报*, 2014, **36**(2): 201 – 272. (CHEN Zheng-han. On basic theories of unsaturated soils and special soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2014, **36**(2): 201 – 272. (in Chinese))
- [25] 许 雷, 刘斯宏, 鲁 洋, 等. 冻融循环下膨胀土物理力学特性研究[J]. *岩土力学*, 2016, **37**(增刊 2): 167 – 174. (XU Lei, LIU Si-hong, LU Yang, et al. Physico-mechanical properties of expansive soil under freeze-thaw cycles[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, **37**(S2): 167 – 174. (in Chinese))
- [26] PILEHVAR S, CAO V D, SZCZOTOK A M, et al. Physical and mechanical properties of fly ash and slag geopolymer concrete containing different types of micro-encapsulated phase change materials[J]. *Construction and Building Materials*, 2018, **173**: 28 – 39.
- [27] 唐朝生, 施 斌, 王宝军. 基于 SEM 土体微观结构研究中的影响因素分析[J]. *岩土工程学报*, 2008, **30**(4): 560 – 565. TANG Chao-sheng, SHI Bin, WANG Bao-jun. Factors affecting analysis of soil microstructure using SEM[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2008, **30**(4): 560 – 565. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202111006

冻土-结构相互作用体系振动台试验及数值分析

邢爽, 吴桐, 李曰兵, 潘鑫洲

(东北电力大学建筑工程学院, 吉林 吉林 132000)

摘要: 基于冻土-结构动力相互作用体系的振动台试验, 利用自行研制的室内冻土冻结系统, 再现了地震激励下, 冻土地中上部结构和地基的震害现象以及砂质粉土的液化现象。研究地震作用下, 不同冻结深度的冻土地震响应及其对上部结构的地震响应的影响规律。另外, 利用非线性有限元软件建立了考虑冻土对温度的依存性及地基液化引起的等效剪切刚度变化的非线性计算模型, 为后续的计算分析奠定了基础。分析表明, 地表的地震响应由于土体非线性化进展, 随着输入地震波倍率的增大而变小, 峰值频率变小。上部结构和地基的相互作用明显, 地表面的增幅随着冻结深度的增加而降低, 上部结构的地震响应和峰值频率变大。此可为季冻区冻土-结构动力相互作用研究提供参考。

关键词: 振动台试验; 桩基础; 冻土; 液化; 地震响应

中图分类号: TU445

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-2003-10

作者简介: 邢爽(1982—), 女, 副教授, 硕士生导师, 主要从事岩土动力学和冻土冻胀防治研究等方面的教学和科研工作。E-mail: xingshuang2016@163.com。

Shaking table tests and numerical analysis of frozen soil-structure interaction system

XING Shuang, WU Tong, LI Yue-bing, PAN Xin-zhou

(School of Civil Engineering, Northeast Electric Power University, Jilin 132000, China)

Abstract: Based on the shaking table tests on frozen soil-structure dynamic interaction system, the earthquake damage phenomenon of the superstructure and foundation of frozen soil site and the liquefaction phenomenon of sandy silt under earthquake excitation are reproduced by using the self-made indoor frozen soil freezing system, the seismic response of frozen soil sites with different freezing depths and its influence on the seismic response of superstructure are investigated. In addition, a nonlinear model considering the dependence of frozen soil on temperature and the change of equivalent shear stiffness caused by liquefaction of foundation is established by using the nonlinear finite element software, which lays a foundation for the subsequent calculation and analysis. The analysis shows that the seismic response and the peak frequency of the surface decrease with the increase of the input seismic waves due to the non-linear progress of the soil. The interaction between the superstructure and the foundation is obvious, the amplitude of ground surface decreases with the increase of the freezing depth, and the seismic response and the peak frequency of superstructure increase. The above results can provide reference for the study on frozen soil-structure dynamic interaction in seasonal frozen areas.

Key words: shaking table test; pile foundation; frozen soil; liquefaction; seismic response

0 引言

中国冻土分布广泛, 多年冻土和季节性冻土分别占国土面积的 21.5%和 53.5%^[1-2], 并且其中大部分冻土地区位于地震活动区。冻土地表被一层冬冻夏融的冻结-融化层覆盖, 冻土层的存在使均质地变为双层地基或多层地基, 改变了地基土的动力特性和卓越周期, 对地震引起的地面运动将产生影响, 从而直接影响上部建筑物的抗震性能的稳定与安全^[3]。1986年中国发生了德都地震震群。2月9日, 黑龙江德都县发生 5.0 级地震。同年 3月1日发生 5.4 级地震。两次地震德都地区均处于冬季封冻季节, 场地冻

土深 3 m。地震使震中樟河镇的 7 栋 3 层房屋(其中 2 栋是 4 层)受到严重损害。然而, 这个地区使用期限超过 15 年的大多数泥木房屋, 即木屋架, 木柱, 草瓦房屋的柔性结构损害很轻。同年夏季, 8月16日发生震级 5.0 级地震。此时, 德都地区冻土层全部融化, 地震造成的震害与冬季造成的震害后果相反。对刚性的多层建筑物没有带来新的破坏。相反, 对冬季破坏很轻的单层泥木结构房屋破坏严重。本次

基金项目: 国家自然科学基金青年科学基金项目(51908106); 吉林省科技发展计划项目(20200801010GH)

收稿日期: 2021-01-25

表 1 振动台相关参数

Table 1 Parameters of shaking table

振动台尺寸	最大加速度/(m·s ⁻²)		最大位移/mm	频率范围/Hz	最大荷载/kg
	无荷载时	有荷载时			
1200 mm×600 mm	24.5	0.8	100	0.5~200	300

震害现象充分表明研究冻土地建筑结构的地震响应有着非常重要的意义。

冻土作为一种特殊的土体，具有常规土典型的非线性，温度、围压的变化也会导致冻土的动力学性能的变化^[4-8]。冻土的动力学特性是寒区工程建设抗震设计的重要依据之一。已有的研究表明冻土的动力特性与常规土有着明显的差别。目前对于冻土的研究主要集中在冻土的动强度和动力学特性以及冻土的本构关系上，对于冻土地震反应及其对上部结构的地震反应的影响规律还不明确，相应的研究成果^[9-13]还不多。刘鸿绪等人通过实地观测与室内分析计算，研究了季节冻土层对房屋地震破坏的影响，表明刚性结构冬期震害比夏季严重，建议应考虑冻土层对各类结构地震反应的影响^[14]。Yang 等通过振动台试验，采用水泥砂浆层模拟冻土，研究了冻土-液化土-单桩三者之间的相互作用，分析了由于存在冻土层这一因素对于地基液化和桩基承载性能的影响^[15]。

已有的研究中，虽利用振动台试验针对土结相互作用体系的动力响应进行了研究^[16-18]，但缺乏考虑冻土地震上部建筑结构的震害响应研究。而冻土独特的物理力学性质以及动力荷载的特殊性使得在寒区工程建设时必须综合考虑冻土和地震荷载问题。但是，现行的《抗震设计规范对场地的分类和抗震设计按照常规土进行，没有考虑冻土层对地震动响应和反应谱的影响。近年来，随着国家一系列关于寒区经济政策的实施，在冻土地区进行水利工程、工业与民用建筑及交通运输工程的建设，就必须对冻土及其与工程建筑物相互作用的一系列工程冻土学理论和实践问题做出解答，以确保冻土地基上工程建筑物的稳定性、耐久性及经济合理性，因此，研究冻土地震及其上部结构的地震动响应规律具有重要的科学意义和工程应用价值。

本文基于振动台试验，利用自行研制的人工土体冻结系统，再现了地震作用下，冻土地震中地基和上部结构的震害现象以及砂质粉土地基的液化现象，研究地震作用下，不同冻结深度的冻土地震的震害响应及其对上部结构地震响应的影响规律。并利用非线性有限元程序，建立一套通用的可用于冻土-结构相互作用研究的模拟分析方法，有利于促进冻土与结构相互作用体系的地震响应研究的发展，从而对现行规范中冻土地震抗震设计提出初步建议。

1 振动台模型试验

1.1 振动台系统介绍

本试验所采用的振动台可水平双向加载，驱动台面尺寸为 1.2 m×0.6 m，其中加振方向是 1.2 m 长度方向。振动台具体参数见表 1。

1.2 土体边界条件模拟

在实际的环境下，地基在理论上是无边界的，而在振动台试验过程中，由于受试验环境的影响，只能用有限尺寸土槽装模型土来模拟地基。这样，地基边界上的波动反射以及土-结构相互作用体系振动形态的变化将会给试验结果带来一定的误差，即所谓“边界效应”。为消除边界效应的影响，本试验采用自制的柔式叠层剪切土箱，剪切土箱内尺寸为宽 600 mm、深 400 mm、高 480 mm。该模型箱由矩形平面钢框架由下而上叠合制成，层间放置轴承使各层之间可以相对自由滑动，使土体模型的剪切变形不受约束，以模拟土体在动荷载作用下的剪切变形。由于本试验采用的是饱和地基，为防止试验时漏水，试验土箱内壁贴厚度为 2 mm 预制的橡胶模，组装完成的层状剪切模型土箱如图 1 所示，图 2 为层状剪切土箱激振变形示意图。

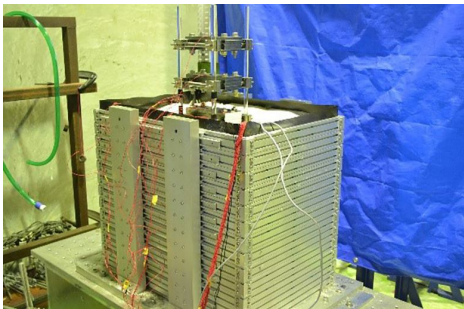


图 1 振动台模型体系

Fig. 1 Shaking table model system

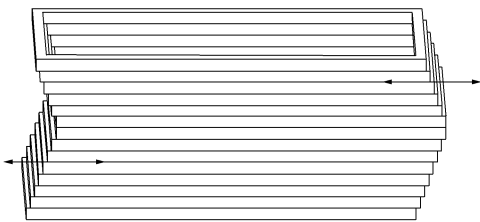


图 2 层状剪切土箱激振变形示意图

Fig. 2 Schematic diagram of seismic deformation of layered shear soil box

1.3 模型的相似设计

振动台模型试验结果的可靠性取决于试验模型能否真实地再现原型结构体系的实际工作状态。在现有的冻土 - 结构动力相互作用的振动台试验中, 由于冻土的复杂性和特殊性, 一般只将上部结构和基础按一定的比例进行缩小, 而忽略了土体的相似模拟, 为了使模型试验结果可以真实地反映实际结构的性状, 本试验使用重力场的相似法则。已知模型的几何尺寸、质量密度和弹性模量等参数, 假定原型与模型均符合线弹性应力应变关系, 可得到材料力学特性及结构动力特性的相似关系。为了反映动力作用效应, 应用动力作用线性累积损伤原理, 并考虑结构的振动与地基土层的动力特性, 遵循 Bockingham π 定理分析建立了模型的几何尺寸、弹性模量、密度、时间和加速度等物理量相似关系, 具体相似比见表 2。

表 2 振动台模型试验相似比例

Table 2 Scaling factors for shaking table tests				
类型	参数	相似关系	相似比	
			结构	地基土
几何特征	长度	λ	25	25
	位移	$\lambda\lambda_e$	25	25
材料特征	弹性模量	λ_E	3	1
	密度	λ_ρ	1	1
	应变	λ_e	1	1
	应力	λ_σ	3	1
动力特征	时间	$(\lambda\lambda_e)^{0.5}$	5	5
	加速度	1	1	1

1.4 上部结构和地基模型的设计与制备

图 3 为振动台模型试验概要图, 上部结构模拟 2 层框架结构, 柱、梁、基础梁使用与桩相同的丙烯圆棒, 柱、梁直径 12 mm, 基础梁直径 18 mm。各接合部用螺栓刚性接合, 各层上以 3 kg 的铁板为质量负重。基础质量为 4.52 kg, 建筑物模型质量为 12.28 kg, 基础固定时上部结构的固有振动频率为 25.3 Hz。桩基建筑物模型的上部构造由 4 根丙烯制成的圆形桩支撑, 桩径为 15 mm, 桩长为 497 mm。桩头及桩端作为固定条件。另外, 桩头通过使用黏接剂与上部结构固定。饱和地基模型土采用砂质粉土, 密度为 2.65 g/cm³, 粒径为 0.635~0.976 mm, 平均粒径 D_{50} 约为 0.205 mm。颗粒为次棱角状, 颗粒长径比分布为 1.16~2.27, 颗粒圆度分布为 1.09~1.84。采用人工落雨法制作地基模型, 将试样分为 10 层, 每层试料的落下高度控制为定值。通过不同的落下高度可以获取不同相对密度的试样。本研究中制作的地基模型的相对密度为 60%。结构与土体的参数见表 3, 4。

1.5 冻土模型的制备

关于冻土地基的制作, 使用了如图 4 所示的冻结

系统。冻土模型利用循环制冷机和冷冻板制作。首先制备与土槽(柔式叠层剪切箱)相同尺寸的冷冻板, 将其平放在未冻结土的上部, 然后利用冷冻机将制冷剂冷却到理想温度(-20℃), 并使其在冷冻板里均匀循环, 使其形成温度均匀恒定的冷场源, 模拟天然冻土的形成过程。在冻结循环之前, 在冻土中设置温度传感器和冻结深度计用以观察测量冻土深度, 分阶段进行不同冻结深度的冻土-结构的振动台试验。

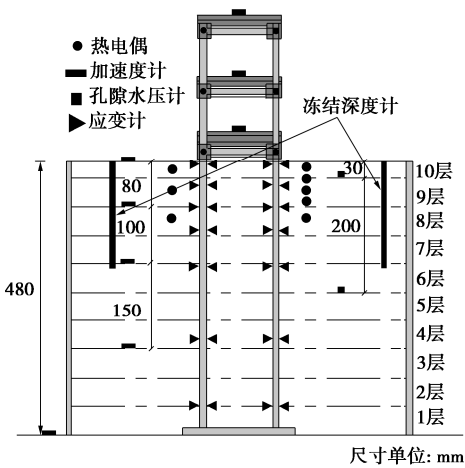


图 3 振动台模型试验概要图

Fig. 3 Overview of shaking table test model

表 3 结构参数

Table 3 Parameters of buildings			
结构种类	密度 /(g·cm ⁻³)	杨氏模量 /(N·mm ⁻²)	泊松比
建筑物上部	10.40	205000	0.30
柱	1.19	5000	0.35
建筑物下部	10.40	205000	0.30
基础	10.40	205000	0.30
桩	7.03	11720	0.30

表 4 土体参数

Table 4 Parameters of soils			
密度 /(g·cm ⁻³)	含水率/%	内摩擦角 /(°)	黏聚力 /(N·mm ⁻²)
1.98	24	35	1.0×10^{-6}

注: 土体的抗压强度和弹性模量等会随着温度的改变而变化。

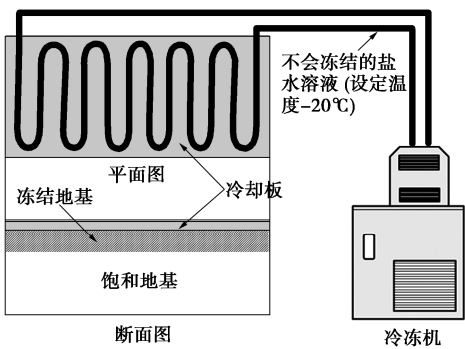


图 4 土体冻结系统

Fig. 4 Soil freezing procedure

图 5 是地基深度 1, 5, 11 cm 的地基温度与冻结时间的关系。如图 5 所示, 地表 1 cm 深度的温度下降较快, 1 d 内降至零下。随着地基深度的增大, 地基的温度变化变小, 地基深度 5 cm 和 11 cm 处的温度分别于 2 d 和 5 d 时下降到零下。另外, 地基达到零下时温度的下降速度变慢。以上数据表明, 这种室内土壤冻结方法可以有效模拟自然条件下土壤冻结, 冻结锋面由地表逐渐下移, 可以明确冻土冻结深度变化并可以考虑冻土的物性对于冻结温度依存性, 是一种简单有效的室内土壤冻结方法。

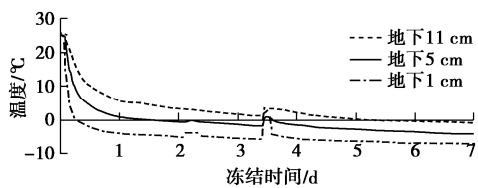


图 5 地基温度与冻结时间的关系

Fig. 5 Relationship between ground temperature and freezing time

1.6 传感器的布置

为观察不同地震波激励下, 冻土 - 结构动力相互作用振动台试验的地震反应, 试验中分别布置了加速度计、应变片, 以量测地基、桩基础和上部结构的地震响应, 同时在距地表 3, 23 cm 的位置布置了孔隙水压力计, 以量测地基中孔隙水压力的变化。另外, 为分阶段进行不同冻结深度的冻土 - 结构的振动台试验, 在地基土中深度 2, 5, 9 和 14 cm 处分别设置了温度传感器 (测温精度为 $-50^{\circ}\text{C}\sim 50^{\circ}\text{C}$), 并在土体两侧埋入冻结深度计用以观测冻土深度, 测点布置如图 3 所示。

1.7 振动台试验加载制度

本试验采用依次改变输入振动台的加速度波形种类及加速度振幅的方法实施。输入波使用告示波 (随机相位) 和兵库县南部地震波 (兵库波)。图 6 为 0.179g 告示波和 0.143g 兵库波的加速度时程曲线。告示波和兵库波交替进行, 每种地震波按 3 种级别依次进行加载。首先进行了饱和地基的试验, 然后分别进行了冻结 2 cm、冻结 5 cm、冻结 9 cm 和冻结 14 cm 地基的振动台试验, 具体试验加载制度见表 5。由于篇幅有

限, 本文选取告示波激励下, 饱和地基、冻结 9 cm 和冻结 14 cm 的试验结果进行分析。

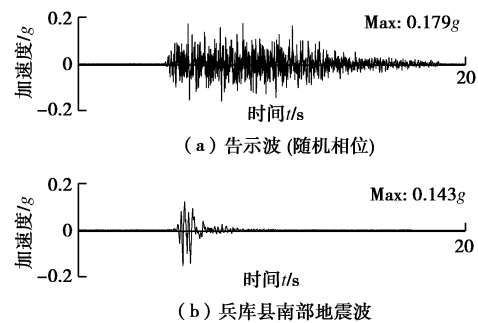


图 6 输入地震波的加速度时程曲线

Fig. 6 Time histories of acceleration of input waves

1.8 振动台试验结果分析

(1) 孔隙水压比

图 7 为试验前和激励 0.358g 告示波后饱和地基的地表情况。试验过程中, 0.072g 告示波输入时, 结构振动幅度小, 地表无出水现象。0.358g 告示波激励后, 如图 7 (b) 所示, 土体表面出现大量积水, 并出现“喷砂”现象, 说明饱和砂土发生液化。这一现象与图 8 (b) 的孔压比时程曲线结果相吻合。

图 8 为不同工况条件下孔隙水压比时程曲线。由图 8 (a), (b) 可知, 饱和地基 0.072g 告示波激励时, 3 cm 深度处和 23 cm 深度处的孔隙水压比上升较小, 没有发生液化现象, 与地基各深度处的反应谱特征一致。3 cm 深度处孔隙水压力比在开始段出现瞬时负压。0.358g 告示波激励时 23 cm 深度处的孔隙水压比在 5 s 附近迅速上升达到 0.8, 地基土液化, 与地基不同深度处的加速度反应谱中峰值变小、卓越周期影响范围变广的液化特征相对应。另外, 反映出地基液化程度随着输入地震波激励振幅的增大而增大。

对比图 8 (a), (c), (e) 可知: 深度 3 cm 处的孔隙水压比都很小, 几乎没有上升; 在深度 23 cm 处, 饱和地基和冻结 9 cm 地基中孔隙水压比没有太大的差异, 但是在冻结 14 cm 地基中可以明显的看出其孔隙水压比大于在饱和地基和冻结 9 cm 地基。由图 8 (d), (f) 可知, 冻结地基中深度 3 cm 处, 孔隙水压比很小, 几乎没有上升, 这是由于此处处于冻结层中,

表 5 试验加载制度

Table 5 Test loading system

激励地震波	加速度峰值	工况代号				
		饱和地基	冻结 2 cm	冻结 5 cm	冻结 9 cm	冻结 14 cm
告示波	0.072g (0.4 倍)	1-WN	1-F2	1-F5	1-F9	1-F14
	0.179g (1.0 倍)	2-WN	2-F2	2-F5	2-F9	2-F14
	0.358g (2.0 倍)	3-WN	3-F2	3-F5	3-F9	3-F14
兵库波	0.057g (0.4 倍)	4-WN	4-F2	4-F5	4-F9	4-F14
	0.143g (1.0 倍)	5-WN	5-F2	5-F5	5-F9	5-F14
	0.286g (2.0 倍)	6-WN	6-F2	6-F5	6-F9	6-F14

冻结层抑制了土体发生液化, 与图 11 (d) 中地基加速度反应谱的特征相对应。在冻结地基深度 23 cm 处, 孔隙水压力比达到 1.0, 冻土下面的融土部分完全液化。

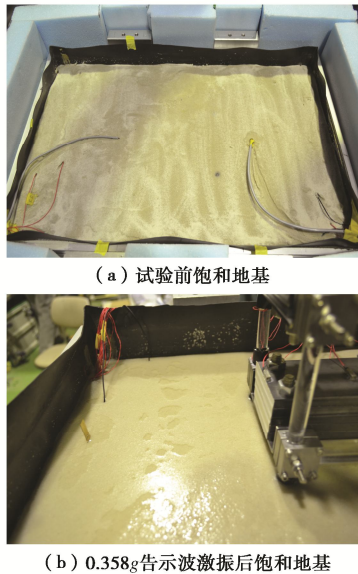


图 7 试验前与试验后地表形态对比图

Fig. 7 Comparison of surface morphologies before and after tests

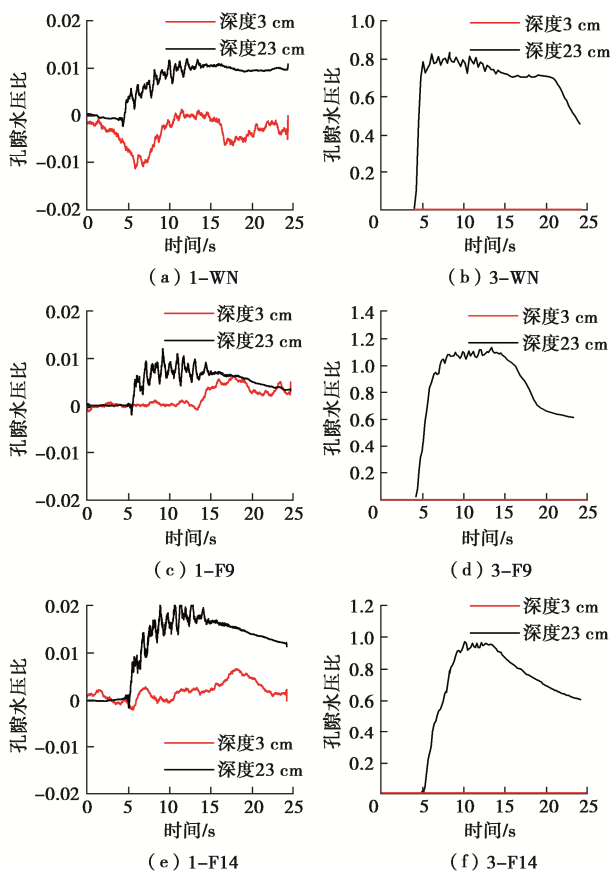


图 8 孔隙水压比时程曲线

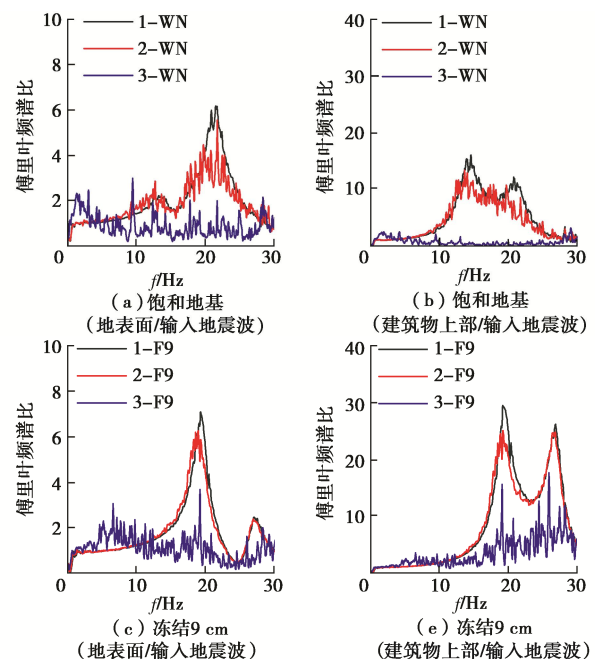
Fig. 8 Time histories of pore water pressure ratio

通过以上分析可得, 地基深度 3 cm 处的孔隙水压比都很小, 在饱和地基中是因为地表面孔隙水压力容

易消散, 在冻结地基中是因为 3 cm 深度位于冻结层中, 会抑制孔隙水压力的产生。在地基深度 23 cm 处, 冻结地基的孔隙水压比高于饱和地基, 并且冻结深度越大, 孔隙水压比越高, 这是因为土体冻结后, 未冻结层越厚, 孔隙水压力越不易消散, 并且由于地震波从地基底部向上传播过程中遇到刚度差异较大的冻土层时产生的复杂的反射和折射, 也会进一步加剧地基的液化程度。所以, 有冻土覆盖的液化场地应充分考虑这一特征。

(2) 地表和建筑物顶层的傅里叶频谱比

图 9 为输入不同激振级别告示波时地表面和建筑物上部与输入地震波的傅里叶频谱比。如图 9 (a) 所示, 地面的地震响应随着输入地震波激振级别的增大而变小, 峰值频率也变小, 这是由于 0.179g 告示波加振激励地基土非线性化进展的结果。在 0.358g 告示波激振中, 由于地基发生明显液化, 地表几乎没有增幅, 并且没有明显的峰值频率。冻结地基中, 0.179g 告示波加振激励时地基非线性化进展不明显, 但峰值频率有所降低。在 0.358g 告示波激振时, 14 cm 冻结地基中峰值频率较为明显。不考虑土与结构相互作用时上部结构的频率是 25.3 Hz, 但是如图 9 (b) 所示, 0.072g 告示波激振时, 在考虑土结相互作用时上部结构的峰值频率减小为 13 Hz, 土结相互作用效果明显。冻结 9 cm 和冻结 14 cm 时, 由于上部土层冻结, 相互作用效果减弱, 上部结构的峰值频率为 20 Hz, 更接近基础固定时的频率。0.179g 告示波激振时, 冻结地基的建筑物地震响应和地表面的趋势相同, 非线性进展不明显。0.358g 告示波激振时, 冻结地基中上部结构的反应大于饱和地基中时的地震响应。



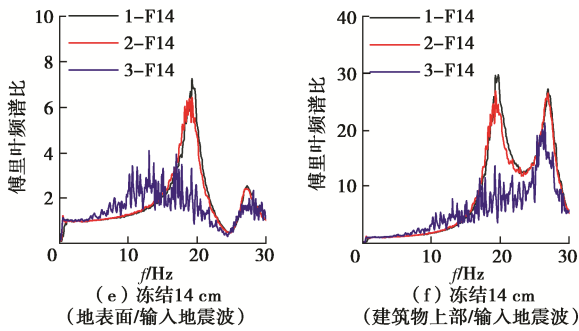


图9 不同激励级别的傅里叶频谱比

Fig. 9 Fourier spectral ratios under different excitation levels

图10为0.072g和0.179g告示波激励时不同冻结深度地基的地表面和上部结构的傅里叶频谱比。如图10(a)所示,由于上部结构和地基的相互作用明显,在地基的频谱中体现了上部结构的特征,由地表面的频谱可知,地表面的增幅随着冻结深度的增加而降低,峰值频率增大。说明地基的冻结会增加地基的整体刚性,冻结越深刚性越大。如图10(b)所示,0.179g告示波激励时,由于饱和地基发生部分液化现象,地表增幅有所降低,峰值频率影响范围较大。相比饱和地基,冻结地基的增幅明显,峰值影响范围较小。如图10(c), (d)所示,考虑上部结构与土相互作用时,在饱和地基中的建筑物的峰值频率为13 Hz,在冻结地基中的冻结层会减弱上部结构与土的相互作用效果,使上部结构的峰值频率增大到20 Hz左右,更接近基础固定时的频率。如图10(e), (f)所示,冻结深度越深,上部结构的地震响应和峰值频率越大,因为土体冻结后相互作用效果减弱,另外,土体冻结越深,上部结构的峰值频率越大,与地基的固有频率越接近,所以,上部结构地震反应增强。

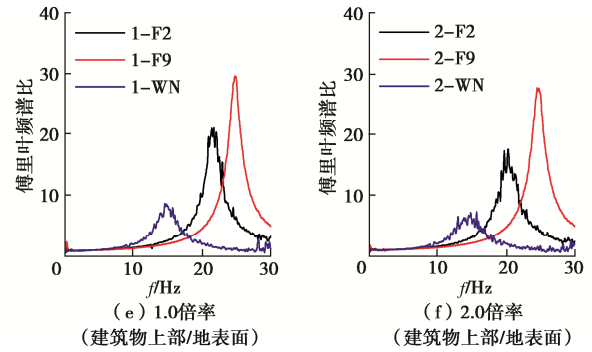
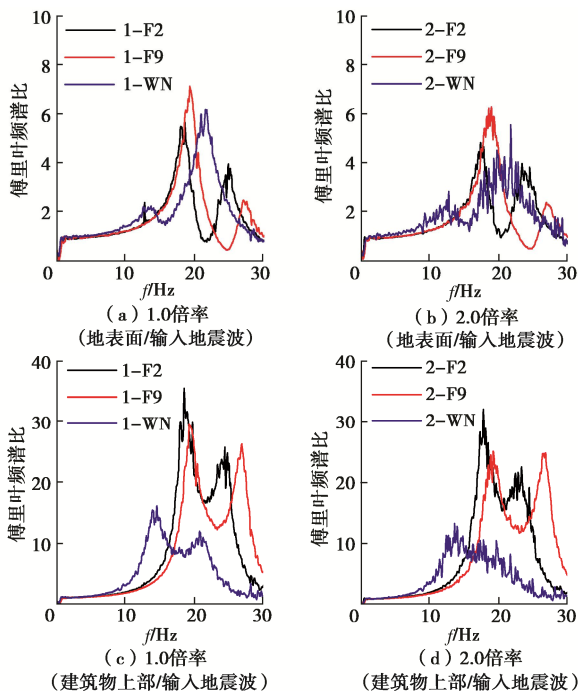


图10 不同冻结深度的傅里叶频谱比

Fig. 10 Fourier spectral ratios under different freezing depths

(3) 地基不同深度的加速度反应谱

图11为饱和地基和冻结地基中,0.072g告示波激励和0.358g告示波激励时地基不同深度处的加速度反应谱。如图11所示,0.072g告示波激励时,土中地震反应随着距地基地部的高度的增加而逐渐增大,验证了小震时土体对地震波的放大效应。0.358g告示波激励时,非冻结地基由于液化的影响,地基不同深度处反应谱的卓越周期影响范围均变广,说明地基深部都发生了明显的液化。0.072g告示波激励时,冻结14 cm的地基影响范围变小。0.358g告示波激励时,冻结14 cm的地基,由于冻土层的存在,对地基的液化有一定的抑制作用,卓越周期的影响范围和地基未发生液化时一致。但是,地基深度18 cm处的反应谱卓越周期变小,峰值变大,这是由于地基传递地震波的特性与土层性质等因素密切相关,地震波从地基地部向上传播过程中遇到刚度差异较大的冻土层时会产生复杂的反射和折射,导致在地震作用下冻土层下面的地基动力响应突变,显示了冻土地基振动液化的复杂性。

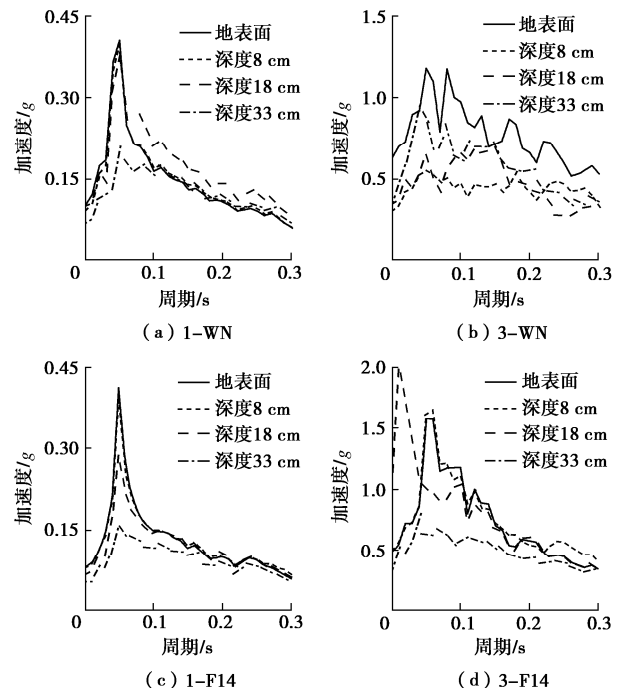


图11 不同深度处的加速度反应谱

Fig. 11 Acceleration response spectra at different depths

(4) 桩身最大弯矩

图 12 为告示波激震时饱和地基和冻结地基时桩身最大弯矩图。如图 12 (a) 所示, 在饱和地基中地震波输入 $0.072g$, $0.179g$ 告示波时, 桩头附近的弯矩较大, 桩身最大弯矩出现在距桩头附近, 由于桩-土间接接触应力的作用, 在地下 10 cm 处出现反弯点。饱和地基 $0.358g$ 告示波激振时, 如图 11 (b) 所示, 地基内部不同深度处都体现了液化特征, 桩-土间接接触应力为零, 由于上部结构的惯性相互作用, 桩身弯矩在深度 20 cm 范围内呈直线分布, 桩头和桩端产生了较大的弯矩。如图 12 (b), (c) 所示, 在冻结地基中, $0.072g$, $0.179g$ 告示波激振时, 桩头最大弯矩较大, 相比饱和地基时, 桩身弯矩变小, 说明了冻结层对桩身弯矩具有一定的抑制作用; $0.358g$ 告示波激振时, 由于冻土层的刚性增加, 桩头的弯矩减小, 且冻结层与未冻结层交界处附近弯矩最大。因为融土与冻土的刚性不同, 其分界处导致桩身内力突变, 冻结层下面一定深度处出现反弯点, 并且随着冻结深度的增加反弯点下移。另外, 地基未冻结部分液化, 冻土层会抑制土体孔隙水压力的释放, 导致液化加剧, 下部未冻结层的侧向流动急剧增加, 桩身的侧向位移明显增大, 从而导致交界处的桩身弯矩增大, 并且冻土层对地震波产生复杂的反射和折射现象引起桩-土接触应力的变化, 也会导致桩身弯矩的突变现象。

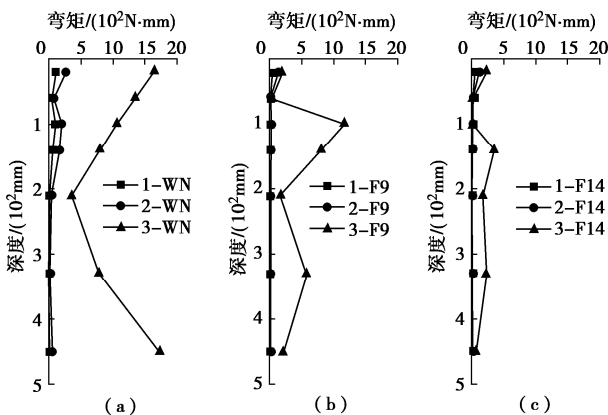


图 12 桩身最大弯矩图

Fig. 12 Distribution of maximum bending moment along pile

2 振动台模型试验的有限元模拟

通过建立与振动台试验相吻合的有限元模型, 探索可以考虑冻土温度的依存性和地基液化的有限元建模方法, 为今后冻土场地和可液化场地的结构地震响应分析提供一定的理论基础。

建模时, 首先利用可以考虑土体液化的一维土层地震反应分析软件计算得到与振动台试验的加速度傅里叶谱相吻合的常规土模型, 从而确定常规土的刚

度分布。建模时重点考虑由于饱和地基中的孔隙水压力的上升而引起的地基刚性的降低, 作为等价的地基刚度。冻土的动力学参数参照笔者之前做过的冻土样本的室内一轴压缩试验结果, 建模时充分考虑冻土对温度的依存性。

2.1 一维有效应力分析

(1) 一维有效应力分析模型介绍

在考虑地基的有效应力时, 利用基于重复反射理论的 ShakePro11 软件进行了一维非线性分析。土的非线性模型采用 Hardin-Drnevich (HD) 模型, 孔隙水压计算模型采用杜本等的模型^[19], 逐次进行非线性分析。

(2) 最大孔隙水压比

图 13 为输入 $0.179g$ 告示波时, 孔隙水压比沿地基深度分布图。通过对比分析, 饱和地基场地接近地表的孔压比较小, 这是由于地表孔隙水压容易消散。后呈现先增大后减小的趋势。冻结地基场地, 由于地表 14 cm 冻结, 未见孔隙水压增加, 下部未冻结地基的孔压比也呈现先增大后减小的趋势, 相同深度处比饱和地基场地孔压比有所增加。一维有效应力分析与试验结果吻合较好。

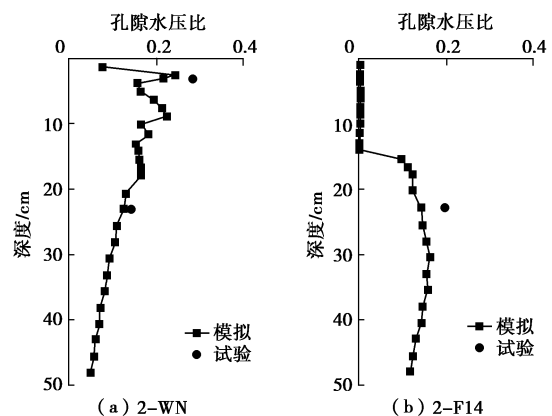


图 13 最大孔隙水压比

Fig. 13 Maximum pore water pressure ratios

(3) 等效剪切模量

使用一维有效应力分析得到的相应深度的最大孔隙水压比 u_{\max} , 通过计算可以得到等效剪切模量 G' , 该等效剪切模量将应用于三维 FEM 分析。

图 14 为 1.0 倍告示波输入时的饱和地基和冻结 14 cm 的等效剪切模量 G' 与初始剪切模量 G_0 的比较。由于两地基的孔隙水压上升量都很小, 因此等效剪切模量和初始剪切模量相差很小。

2.2 三维有限元数值分析

利用通用三维有限元程序 LS-DYNA 对振动台试验模型进行建模。LS-DYNA 是专门用于显示解法的软件, 适用于动态接触问题的三维有限元分析工具。

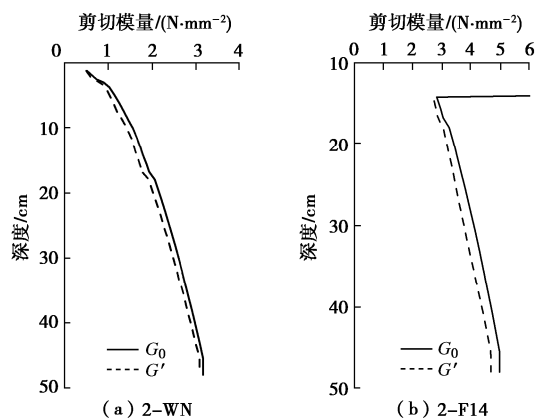


图 14 沿深度方向的剪切模量

Fig. 14 Shear modulus along depth direction

(1) 解析模型概要

分析模型考虑了对称条件,如图 15 为 1/2 的有限元分析模型图。建筑物上部、下部和基础采用刚体材料,柱和桩选用弹性体材料。建筑物和地基的材料参数和大小与模型试验完全一致。地基模型的底面边界为固定条件,为了模拟剪切土槽,地基周围设定了深度相等的节点在 x, y, z 方向上的位移相同的约束条件。桩与地基之间是考虑滑动剥离再接触的接触条件,在桩单元与其外周地基单元的接触面上设定接触界面,将切线方向的摩擦系数设为 $\tan\theta$ (θ 为地基的内摩擦角)。此外,桩与冻结地基之间的接触条件为紧密接触。为了有效模拟地基模型,确认地基卓越周期一致,本次有限元分析的饱和地基的初期刚性根据下式算出:

$$V_s = \alpha(H)^{1/4}, \tag{1}$$

式中, V_s 为 S 波的速度, H 为地基深度。

由式 (1) 算出确定深度方向的剪切波速度,具体地基参数见表 6。

表 6 地基参数

Table 6 Parameters of foundation			
地基	阻尼比/%	固有频率/Hz	α 值
WN	8	18.73	48
2 cm	8	21.91	56
9 cm	8	23.86	60
14 cm	8	24.56	60
冻结层	8	—	—

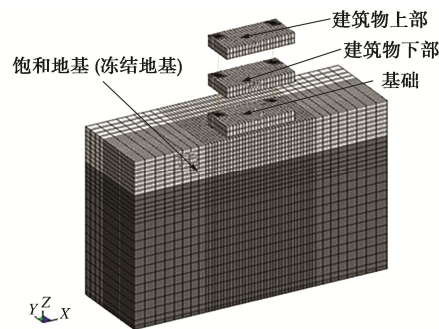


图 15 1/2 的有限元分析模型

Fig. 15 Half of finite element analysis model

(2) 傅里叶频谱比分析

图 16 为 0.072g 告示波激励时饱和地基和冻结地基的地表面和上部结构的傅里叶频谱比。从图 16 中可知,饱和地基的地表和上部结构的地震反应与试验结果吻合较好。与饱和地基相比,冻结地基的解析结果低于试验结果,是由于冻土的构造机理更为复杂,与常规融土不同,冻土是由土颗粒、未冻水、冰晶及气体组成的复杂热敏感四相体系,受内含冰质的影响,其动力学特性与未冻土有显著区别,今后有必要对冻土的本构关系进行更深入的研究,另外地震作用下桩与冻土之间可能会发生的提离、滑移等桩-土接触非线性问题对上部结构的地震响应影响机理没有明确,应该进行进一步的研究。

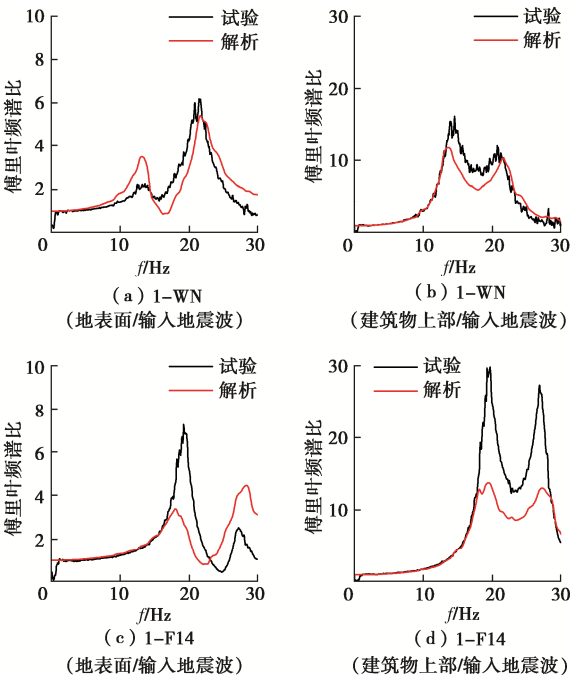


图 16 试验与解析的傅里叶频谱比

Fig. 16 Fourier spectral ratios of tests and analysis

(3) 桩身最大弯矩分析

图 17 为解析的饱和地基和冻结 14 cm 地基中桩身最大弯矩,输入 0.179g 告示波,从图中可以看出饱和

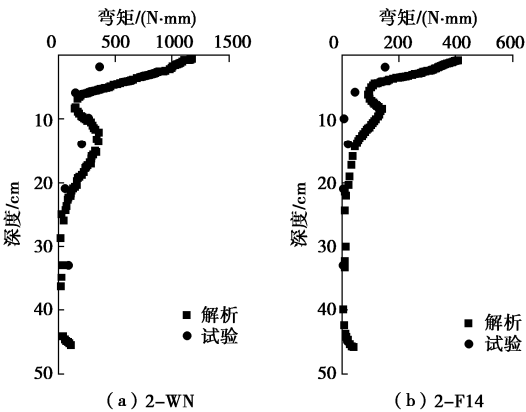


图 17 解析的桩身最大弯矩图

Fig. 17 Distribution of analytical maximum bending moment along pile

地基时, 桩身弯矩与试验结果吻合良好。但冻结 14 cm 时, 由于有限元分析结果大于试验的桩身弯矩, 但总体来看, 桩身弯矩吻合较好。

3 结 论

本文基于冻土 - 结构动力相互作用体系的振动台试验, 利用自行研制的室内冻土冻结方法, 再现了地震激励下, 冻土场地中上部结构和地基的震害现象以及砂质粉土的液化现象。分析了冻土地基的地震响应特征, 探讨了冻土地基中结构的地震响应规律。

(1) 输入地震波激振振幅越大, 孔隙水压比越高, 产生的液化程度越大。冻结地基中的冻结层会抑制孔隙水压比的升高, 很难发生液化, 但是冻结地基的未冻结层的孔隙水压比很大, 稍高于在饱和地基中的孔隙水压比。所以, 有冻土覆盖的液化场地应充分考虑这一特征。

(2) 地面的地震响应由于土体非线性化进展随着输入地震波激振振幅的增大而变小, 峰值频率也变小。在最大振幅激振中, 由于地基发生明显液化, 地表几乎没有增幅, 并且没有明显的峰值频率。上部结构和地基的相互作用明显, 地表面的增幅随着冻结深度的增加而降低, 峰值频率增大。冻结深度越深, 上部结构的地震响应和峰值频率越大。由于表面地基冻结时上部结构地震反应增强, 在季节性冻土地区的实际工程要多加考虑。

(3) 桩身最大弯矩随着输入地震波激振振幅增加而增大。地基冻结可以有效抑制桩头产生弯矩, 但在冻结锋面下会发生较大的弯矩。地基发生液化现象时, 桩头会产生较大的弯矩, 并在深度 20 cm 范围内呈直线分布, 桩 - 土间接接触应力为零。在冻土场地和可液化场地设计桩基时有必要给予充分的考虑。

(4) 利用有限元软件 LS-DYNA 建立了考虑冻土对温度的依存性以及地基液化引起的等效剪切刚度变化的非线性有限元计算模型, 与试验结果吻合良好, 为后续的计算分析奠定了基础。

参考文献:

[1] 马 巍, 王大雁. 中国冻土力学研究 50a 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] 徐学燕, 徐春华, 李晓稚. 冻土地场地震加速度反应谱研究[J]. 岩土工程学报, 2003, **25**(6): 680 - 683. (XU Xue-yan, XU Chun-hua, LI Xiao-zhi. Research on earthquake

acceleration response spectrum of frozen soil ground[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, **25**(6): 680 - 683. (in Chinese))

[3] 周幼吾, 郭东信. 中国多年冻土的主要特征[J]. 冰川冻土, 1982, **4**(1): 1 - 19, 95. (ZHOU You-wu, GUO Dong-xin. Principal characteristics of permafrost in China[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 1982, **4**(1): 1 - 19, 95. (in Chinese))

[4] LIU J K, CUI Y H, LIU X, et al. Dynamic characteristics of warm frozen soil under direct shear test-comparison with dynamic triaxial test[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2020, **133**: 106114.

[5] 罗 飞, 赵淑萍, 马 巍, 等. 冻结黏土的动力学参数确定方法研究[J]. 冰川冻土, 2016, **38**(5): 1340 - 1345. (LUO Fei, ZHAO Shu-ping, MA Wei, et al. Study of determining the dynamic parameters of frozen clay[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2016, **38**(5): 1340 - 1345. (in Chinese))

[6] WANG J H, ZHANG F, YANG Z H. Anisotropy in small-strain shear modulus of permafrost at rising temperatures[J]. Cold Regions Science and Technology, 2019, **160**: 1 - 12.

[7] 徐学燕, 仲丛利, 陈亚明, 等. 冻土的动力特性研究及其参数确定[J]. 岩土工程学报, 1998, **20**(5): 80-84. (XU Xue-yan, ZHONG Cong-li, CHEN Ya-ming, et al. Research on dynamic characters of frozen soil and determination of its parameters[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1998, **20**(5): 80-84. (in Chinese))

[8] TANG W R, ZHU Z W, FU T T, et al. Dynamic experiment and numerical simulation of frozen soil under confining pressure[J]. Acta Mechanica Sinica, 2020, **36**(6): 1302 - 1318.

[9] 王常峰, 陈兴冲, 丁明波. 季节性冻土区桩基础桥梁地震反应研究[J]. 桥梁建设, 2016, **46**(2): 48 - 53. (WANG Chang-feng, CHEN Xing-chong, DING Ming-bo. Study of seismic responses of bridge with pile foundations in seasonal frozen soil area[J]. Bridge Construction, 2016, **46**(2): 48 - 53. (in Chinese))

[10] 严松宏, 陈兴冲, 高峰. 多年冻土区场地地震动随机特性研究[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(9): 1012 - 1015. (YAN Song-hong, CHEN Xing-chong, GAO Feng. Study on stochastic earthquake characteristics of ground in permafrost regions[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(9): 1012 - 1015. (in Chinese))

[11] 陈 拓, 穆彦虎, 王建州, 等. 活动层对青藏高原冻土区

- 地震反应影响研究[J]. 冰川冻土, 2019, **41**(3): 1 - 8. (CHEN Tuo, MU Yan-hu, WANG Jian-zhou, et al. Influence of the active layer on seismic response in permafrost of the Qinghai-Tibet Plateau[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2019, **41**(3): 1 - 8. (in Chinese))
- [12] 张开健, 孙红, 牛富俊, 等. 多年冻土区缓倾角土层斜坡的地震反应[J]. 岩土力学, 2017, **38**(12): 3469 - 3474. (ZHANG Kai-jian, SUN Hong, NIU Fu-jun, et al. Seismic response of low-angle soil slope in permafrost regions[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(12): 3469 - 3474. (in Chinese))
- [13] 王丽霞, 凌贤长, 徐学燕, 等. 多年冻土地路基地震加速度反应谱特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(8): 1330 - 1335. (WANG Li-xia, LING Xian-chang, XU Xue-yan, et al. Study on response spectrum characteristics of earthquake acceleration for roadbed on permafrost site[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(8): 1330 - 1335. (in Chinese))
- [14] 刘鸿绪, 孙彦福, 陈亚明, 等. 季节冻土层对房屋地震破坏的影响[J]. 冰川冻土, 1998, **20**(1): 46 - 50. (LIU Hong-xu, SUN Yan-fu, CHEN Ya-ming, et al. Influence of seasonally frozen ground on the seismic damages of buildings[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 1998, **20**(1): 46 - 50. (in Chinese))
- [15] YANG Z H, ZHANG X Y, YANG R L. Shake table modeling of laterally loaded piles in liquefiable soils with a frozen crust[J]. Applied Mechanics and Materials, 2012(204/205/206/207/208): 654 - 658.
- [16] 许成顺, 豆鹏飞, 杜修力, 等. 液化场地-群桩基础-结构体系动力响应分析: 大型振动台模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(12): 2173 - 2181. (XU Cheng-shun, DOU Peng-fei, DU Xiu-li, et al. Dynamic response analysis of liquefied site-pile group foundation-structure system—large-scale shaking table model test[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(12): 2173 - 2181. (in Chinese))
- [17] 陈跃庆, 吕西林, 李培振, 等. 不同土性的地基-结构动力相互作用振动台模型试验对比研究[J]. 土木工程学报, 2006, **39**(5): 57 - 64. (CHEN Yue-qing, LÜ Xi-lin, LI Pei-zhen, et al. Comparative study on the dynamic soil-structure interaction system with various soils by using shaking table model tests[J]. China Civil Engineering Journal, 2006, **39**(5): 57 - 64. (in Chinese))
- [18] XING S, MIAYMOTO Y. Seismic response characteristics of a building supported by pile foundation in frozen soil based on shaking table test[J]. Journal of Earthquake and Tsunami, 2016, **10**(2): 1640005.
- [19] 社本康広, 時松孝次, 有泉浩蔵. 一次元有効応力解析の实地盤に対する適用性[J]. 日本建築学会構造系論文集, 1992, **433**: 113 - 119. (YASUHIRO Sakimoto, TAKAJI Tokimatsu, HIROZO Ariizumi. Applicability of one-dimensional effective stress analysis to the actual ground[J]. Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ) 1992, **433**: 113 - 119. (in Japanese))

DOI: 10.11779/CJGE202111007

可溶性有机质对土壤胶体可移动性影响试验研究

张文杰, 蒋峰永

(上海大学力学与工程科学学院, 上海 200444)

摘要: 土壤胶体广泛存在于地下环境中, 胶体可能加快也可能阻滞土中污染物迁移, 关键在于胶体的可移动性。以腐殖酸和牛血清白蛋白为典型可溶性有机质, 以膨润土胶体作为典型无机土壤胶体, 进行一系列胶体迁移试验, 研究了不同离子强度条件下不同可溶性有机质对土壤胶体可移动性的影响, 根据 DLVO 理论探讨土壤胶体迁移机理。试验结果表明, 膨润土胶体的可移动性随着离子强度的增大而减弱; 腐殖酸和牛血清白蛋白均有利于膨润土胶体的移动, 其中腐殖酸比牛血清白蛋白更能加快胶体移动; 离子强度相同时, 大孔隙度介质中膨润土胶体的可移动性高于小孔隙度介质。

关键词: 可溶性有机质; 土壤胶体; 可移动性; 离子强度

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-2013-07

作者简介: 张文杰(1978—), 男, 博士, 教授, 主要从事环境岩土工程方面的研究工作。E-mail: zhwjlyl@163.com。

Experimental study on effect of dissolved organic matter on mobility of soil colloids

ZHANG Wen-jie, JIANG Feng-yong

(School of Mechanics and Engineering Science, Shanghai University, Shanghai 200444, China)

Abstract: Soil colloids are widely distributed in underground environment. They can facilitate or retard the migration of pollutants in soils, depending on the mobility of the colloids. By choosing the humic acid and bovine serum albumin as the typical dissolved organic matters and the bentonite colloid as the typical soil inorganic colloid, a series of colloid migration tests are carried out to investigate the effect of different dissolved organic matters on the mobility of the soil colloids under different ionic strengths. The mobility mechanism of the colloids is explored according to the DLVO theory. The results show that the mobility of the bentonite colloids decreases with the increasing ionic strength. Both the humic acid and the bovine serum albumin can facilitate the mobility of the bentonite colloid, among which the enhancement by the humic acid is more obvious than that of the bovine serum albumin. Under the same ionic strength, the mobility of the bentonite colloid in column with larger pore volume is higher than that with smaller pore volume.

Key words: dissolved organic matter; soil colloid; mobility; ionic strength

0 引言

土壤和地下水污染受到越来越多的关注。早期的研究认为只有流动的液相和气相能加快污染物迁移, 如今人们已经认识到, 在一定环境化学条件下, 部分固相土颗粒也具有移动性, 并可加快污染物迁移^[1-3], 通常情况下, 粒径小于 1 μm 的土粒便具有胶体性质^[4], 被视为土壤胶体, 主要包括矿物碎片、铁和铝的氧化物、微生物、腐殖质等^[5]。土壤胶体因巨大的比表面积和特殊的双电层结构, 具有很强的吸附各类污染物的能力, 可移动的土壤胶体是土中最活跃的成分之一, Kanti 等^[6]总结了该领域研究成果后指出, 胶体可以加快土中污染物的迁移, 也可以因孔喉堵塞效应而阻滞污染物迁移, 取决于各种条件下胶体的可移动性。因

此, 土壤胶体可移动性的研究对于污染物迁移及环境污染管控具有重要意义。

胶体的可移动性受多种因素影响, 可视作胶体性质(粒径、浓度)、介质物理性质(粒径、表面性质、孔隙度、渗流速度)以及溶液化学性质(pH、离子强度)的函数。Zhang 等^[7]、张凡等^[8]学者研究发现胶体可移动性随着粒径的增大而减弱。Bradford 等^[9]通过室内试验并结合 DLVO 理论计算, 发现胶体的可移动性随着浓度的增大而增强。Rod 等^[10]通过一系列柱试验, 研究了介质粒径及其表面性质对胶体可移动性的影响, 但并未考虑介质孔隙度的影响。Mao 等^[11]通过

基金项目: 国家自然科学基金项目(41772300)

收稿日期: 2021-02-26

设计不同填料结构的柱试验，发现渗流速度对胶体在多孔介质中的移动具有重要控制作用，并且渗流速度越大，介质孔隙结构作用越明显，胶粒的回收率越大^[12]。溶液化学性质也是影响胶体可移动性的重要因素。Grolimund 等^[13]发现高 pH 和低离子浓度环境下，胶体在地下环境中的可移动性将显著提高。土壤胶体可移动性还会受到温度的影响^[14]。薛传成等^[15]研究了温度对多孔介质中粒径大于 1 μm 的悬浮颗粒渗透迁移的影响。

可溶性有机质是指能通过 0.45 μm 滤膜的有机物质，对地下环境中土壤胶体的稳定、聚沉和运移起关键作用，地下水中的可溶性有机质主要包括类腐殖质和类蛋白质，由动植物生长代谢和微生物形成^[16]。腐殖酸（HA）是地下水中常见的可溶性有机质，具有较大的比表面积，几乎存在于所有的土壤生态系统中；牛血清白蛋白（BSA）是血清和生物培养基中含量最丰富的蛋白之一，在城市污水和污水处理厂的排放物中普遍存在。室内试验中，常选用 HA 和 BSA 作为代表性的可溶性有机质，如唐章等^[17]通过室内试验研究了 HA 对黏土胶粒在饱和多孔介质中迁移的影响，Yan 等^[18]研究发现 BSA 能够减少高岭土胶体聚集沉积，增强其稳定性。

综上，学者们对胶体可移动性进行了广泛研究，但对土壤中存在的大量可溶性有机质影响胶体可移动性的研究尚不全面，目前也还没有综合考虑离子强度、可溶性有机质种类和介质孔隙度对土壤胶体可移动性影响的系统研究。本文选用 HA 和 BSA 为典型可溶性有机质，使用虹吸法提取膨润土中的土壤无机胶体，分别构筑细粒、粗粒玻璃珠柱，进行一系列土壤胶体迁移试验，研究不同离子强度条件下 HA 和 BSA 对土壤胶体迁移的影响规律。

1 试验装置与方案

1.1 试验材料

(1) 玻璃珠柱

本文土壤胶体迁移试验使用玻璃珠柱（土壤中大多数的沉积物都是由硅酸盐矿物组成，和玻璃珠化学成分相似），玻璃珠相对质量密度 2.50 g/cm³，主要化学成分为 SiO₂（占约 78%）。为了考虑孔隙组成的影响，分别使用 0.4~0.6 mm 玻璃珠构筑细粒玻璃珠柱，1.5~2.0 mm 构筑粗粒玻璃珠柱。将玻璃珠浸泡在浓盐酸溶液中 24 h 去除表面金属氧化物，再用去离子水冲洗直至溶液电导率小于 2 μS/cm。随后在 105℃ 条件下干燥 8 h，置于 600℃ 马弗炉中烘烤 4 h 以去除玻璃珠表面有机化合物^[19-20]。清洗玻璃珠后储存于聚四氟

乙烯塑料瓶中备用。

(2) 无机土壤胶体

使用膨润土制备无机土壤胶体，膨润土的主要物理参数如表 1 所示。膨润土的主要矿物成分主为蒙脱石，占总质量的 75.4%。以斯托克斯定律为基础，采用传统的虹吸法（GB7872—87）提取胶体。将提取的小于 1 μm 的胶体悬浊液加入到 2 L 容量瓶中用去离子水定容保存，并配置 50 mg/L 的胶体悬浊液作为后续试验的母液。

表 1 膨润土的主要物理参数

Table 1 Main physical parameters of bentonite				
蒙脱石含量 /%	天然含水率 /%	液限 /%	塑限 /%	相对质量 密度
75.4	9.6	163	32	2.76

(3) 可溶性有机质

将 1 g 腐殖酸粉末加入到 0.1 L 去离子水中充分搅拌，过 0.45 μm 滤膜后，将滤余物烘干称重，根据差减法计算去离子水中的 HA 质量，并配置成 1 g/L 溶液作为母液以备用；将 0.1 g BSA 粉末加入到 0.1 L 去离子水中充分搅拌至 BSA 完全溶解，配制成 1 g/L 的 BSA 母液，储存于 4℃ 恒温冰箱中以备用。

1.2 试验装置

试验装置主要由模型筒和入流控制装置组成，如图 1 所示。模型筒内径 6 cm，高度 16 cm，玻璃珠填装过程采用湿灌法，将玻璃珠分层（每 2 cm 为一层）填装进模型筒并用玻璃棒压实均匀。在模型筒底部和顶部各铺设一层 200 目尼龙网，以防止入流、出流溶液对玻璃珠的扰动。入流装置中用磁力搅拌器持续搅拌溶液，防止胶体聚沉，用 TSD01—01 双向推拉注射泵和 DF 系列电磁阀精确控制溶液的连续匀速注入（可控制流量 0.185~83.318 mL/min，误差小于 0.35%），试验设定注入流速均为 16 mL/min，计算得到细粒柱和粗粒柱中孔隙水实际平均流速分别为 4.26×10⁻²，2.84×10⁻² cm/s，采用自下而上方式供水，以便排出气泡。用接样瓶收集模型桶上部出流溶液。

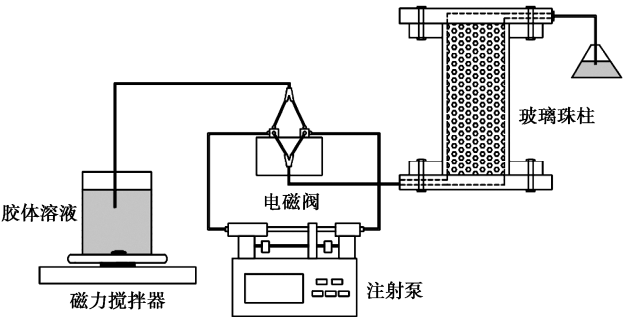


图 1 土壤胶体迁移试验装置示意图

Fig. 1 Set-up of migration tests on soil colloids

1.3 试验过程

每组试验开始前, 采用排水法测定玻璃珠柱孔隙度并计算柱的总孔隙体积(PV), 细粒柱中 1PV 为 100 mL, 粗粒柱中 1PV 为 150 mL。随后用 5PV 的背景溶液(NaCl 溶液)冲洗玻璃珠柱, 以达到稳流及理化平衡状态。将胶体溶液与 HA 悬浊液或 BSA 溶液混合, 使混合后溶液中胶体初始浓度 C_0 为 50 mg/L, HA 及 BSA 浓度均为 10 mg/L, 待 3PV 混合溶液注入后, 再用 7PV 背景溶液洗脱滞留玻璃珠柱中胶体。试验过程中, 每收集 0.5PV 出流溶液测一次胶体浓度(紫外分光光度计), 且每组试验对应的胶粒直径与 Zeta 电位均由纳米粒度与 Zeta 电位测试仪(Nano ZS90)通过动态光散射技术测得。待上述 10PV 溶液注入完成后, 拆解装置, 分层取出玻璃珠置于锥形瓶中, 并于离心机中在 120 rpm 下离心 4 h 后测玻璃珠中胶体滞留量。各组试验均在 25℃ 常温条件下进行, 所用时间约为 6 h。

1.4 试验方案

为了研究离子强度(本文离子强度均指 Na^+ 强度, 等于 Na^+ 的摩尔浓度)对胶体可移动性的影响, 试验中使用摩尔浓度 1, 5, 10, 50, 100 mmol/L 的 NaCl 溶液; 选取 HA 和 BSA 为典型可溶性有机质; 分别使用细粒玻璃珠柱和粗粒玻璃珠柱进行试验。考虑以上 3 类影响因素共设计 20 组试验, 试验方案及参数列入表 2。用 DLVO 理论分析试验结果, 探讨土壤胶体迁移滞留机理。

2 理 论

基于扩散双电子层理论独立提出的 DLVO (Derjaguin–Landau–Verwey–Overbeek) 理论是解释溶液中带电胶体颗粒稳定性比较完善的理论, 本文用这一理论来研究多孔介质中胶体的聚沉机理。该理论认为, 胶粒间存在的斥力势能(静电斥力)和引力势能(范德华引力)的相对大小决定了胶体的总势能, 亦决定了胶体的稳定性。斥力势能、引力势能及总势能大小随胶粒间距离的改变而改变。其中, 范德华引力势能 ΔG^{LW} 可用下式表示^[21-23]:

$$\Delta G^{\text{LW}} = -\frac{A}{6} \left[\frac{r}{h} + \frac{r}{h+2r} + \ln \left(\frac{r}{h+2r} \right) \right] \quad (1)$$

式中 A 为 Hamaker 常数, 取 7.8×10^{-20} J; r 为胶粒直径(视为球形, m); h 为胶粒间距离(m)。

双电层斥力势能(ΔG^{EDL})表示为^[21-23]

$$\Delta G^{\text{EDL}} = 64\pi r \epsilon \epsilon_0 \left[\frac{kT}{ze} \right]^2 \tanh \left[\frac{ze\psi_1}{4kT} \right] \tanh \left[\frac{ze\psi_2}{4kT} \right] e^{-\kappa h} \quad (2)$$

其中, ϵ 为介电常数, 水中介电常数值可取 $78.4 \text{ C}^2/(\text{N} \cdot \text{m}^2)$, ϵ_0 为真空绝对介电常数, 其值为 $8.854 \times 10^{-12} \text{ C}^2/(\text{N} \cdot \text{m}^2)$, k 为玻尔兹曼常数, 其值为 $1.381 \times 10^{-23} \text{ C}^2/(\text{J} \cdot \text{K}^{-1})$, T 为绝对温度(K), z 为电解质阳离子的价态; e 为电子电荷量, 取 $1.602 \times 10^{-19} \text{ C}$, ψ_1 , ψ_2 分别为胶粒与玻璃珠介质的表面电势(在低浓度体系中通常用 Zeta 电位代替, V), κ 为德拜长度的倒数, 取 $4.136 \times 10^6 \text{ (m}^{-1}\text{)}$ 。

表 2 土壤胶体迁移试验方案及相关参数
Table 2 Parameters of migration tests on soil colloids

离子强度 (mmol·L ⁻¹)	可溶性 有机质	玻璃珠柱 类型	Zeta 电位 /mV 胶粒	Zeta 电位 /mV 玻璃珠	胶粒直径 /nm	孔隙 度	出流量 /%	滞留量 /%	回收率 /%
1	无	细粒	-33.2±0.68	-31.69±1.13	669.7±40.7	0.22	67.3	32.6	99.9
1	HA	细粒	-45.84±0.17	-50.37±0.51	494.8±32	0.21	99.2	0.2	99.4
1	BSA	细粒	-40.4±0.32	-41.65±0.92	574.4±31.5	0.21	79.9	19.7	99.6
1	无	粗粒	—	—	—	0.34	94.5	5.1	99.6
5	无	细粒	-31.13±0.18	-30.18±0.33	705.4±42.1	0.21	54.8	44.7	99.5
5	HA	细粒	-40.69±0.21	-48.32±0.29	594.7±38.5	0.20	80.8	18.9	99.7
5	BSA	细粒	-39.37±0.99	-45.33±0.43	593.3±34.2	0.23	64.3	35.1	99.4
5	无	粗粒	—	—	—	0.33	73.8	26.0	99.8
10	无	细粒	-30.43±0.41	-28.78±0.34	737.5±52	0.24	39.3	60.1	99.4
10	HA	细粒	-39.93±0.03	-46.99±0.72	594.7±29.3	0.22	67.4	32.3	99.7
10	BSA	细粒	-35.57±1.03	-39.19±0.77	649.2±37.2	0.22	43.2	55.8	99.0
10	无	粗粒	—	—	—	0.35	47.0	51.3	98.3
50	无	细粒	-20.64±0.54	-22.07±0.39	868.9±63	0.21	26.2	73.5	99.7
50	HA	细粒	-34.87±0.76	-40.01±0.62	728.5±60.8	0.21	51.7	46.2	97.9
50	BSA	细粒	-28.49±0.11	-37.42±0.52	786±64.5	0.22	29.9	69.4	99.3
50	无	粗粒	—	—	—	0.32	34.9	64.4	99.3
100	无	细粒	-16.31±0.66	-18.19±0.78	1106.67±66.3	0.22	18.8	80.6	99.4
100	HA	细粒	-31.77±0.63	-31.87±0.43	806.66±52	0.20	37.2	61.9	99.1
100	BSA	细粒	-26.65±0.89	-28.98±0.25	950.2±55	0.21	23.2	76.7	99.9
100	无	粗粒	—	—	—	0.35	27.5	72.0	99.5

注: “—” 表示未检验。

总势能 ΔG 可表示为

$$\Delta G = \Delta G^{LW} + \Delta G^{EDL} \quad (3)$$

胶体颗粒与玻璃珠介质间总势能可由式(1)~(3)确定,并用 kT 进行标准化处理(即将计算得到的总势能除以 kT),从而可求得 DLVO 势能曲线。

DLVO 势能曲线横坐标表示胶粒间距离,纵坐标表示胶粒间相互作用能(即总势能)。若纵坐标为负值,表示胶粒间引力势能占主导,胶粒间引力大于斥力,易聚沉,不稳定且移动性弱;反之,纵坐标为正值,胶粒间斥力势能占主导,胶粒间斥力大于引力,且峰值越高,则胶粒聚沉所需跨过的能量壁垒越高,越不易聚沉,稳定性好且移动性强。

不同试验条件下的 DLVO 势能曲线根据实测的胶粒及玻璃珠 Zeta 电位、胶粒直径(表 1),按上述公式编制简单 MATLAB 程序计算得出。

3 结果与分析

3.1 DLVO 势能曲线

细粒玻璃珠柱中,不同可溶性有机质种类的胶体 DLVO 势能曲线如图 2 所示。各组试验的曲线总体趋势一致,当胶粒间距离趋于无穷小时,胶粒间相互作用能由引力主导且趋于负无穷,随着胶粒间距离的增加,相互作用能迅速增大,在约 15 nm 时达到峰值,此时的胶粒间相互作用能以斥力为主导。峰值过后,相互作用能随着胶粒间距离的增大而逐渐减小,最终趋近于 0。

由图 2(a)可见,在无可溶性有机质时,1 mmol/L 离子强度下势能曲线峰值壁垒最高,为 1192 kT,100 mmol/L 离子强度下胶粒相互作用能峰值壁垒最低,为 496 kT。势能曲线峰值壁垒随着离子强度的增大而降低。图 2(b),(c)中存在可溶性有机质作用时规律相同。说明胶体的可移动性随着离子强度的增大而减弱。

对比图 2(a)~(c)可见,同一离子强度下,势能曲线相互作用能峰值大小次序为 HA 作用下>BSA 作用下>无可溶性有机质时,如 1 mmol/L 离子强度下,HA 曲线峰值壁垒为 1930 kT,BSA 的为 1760 kT,而无可溶性有机质时为 1180 kT。说明有可溶性有机质作用下胶体更不易聚沉,移动性增强,其中 HA 对应峰值高于 BSA,说明 HA 比 BSA 更有利于土壤胶体移动。

3.2 不同条件下土壤胶体的穿透曲线及其可移动性

(1) 不同离子强度下土壤胶体的穿透曲线

无可溶性有机质存在的细粒玻璃珠柱中,不同离子强度条件下的穿透曲线如图 3 所示,图中横标为出流的孔隙体积(PV)数,纵坐标为胶体出流浓度与初

始浓度(50 mg/L)之比。在起初的 1 PV 内,胶体的出流浓度很小,接近于 0;随后迅速增加,2 PV 时趋于稳定,并在随后的 3 PV 中达到出流浓度峰值;在第 5 PV 胶体的出流浓度迅速降低,至第 10 PV 最终趋近于 0。

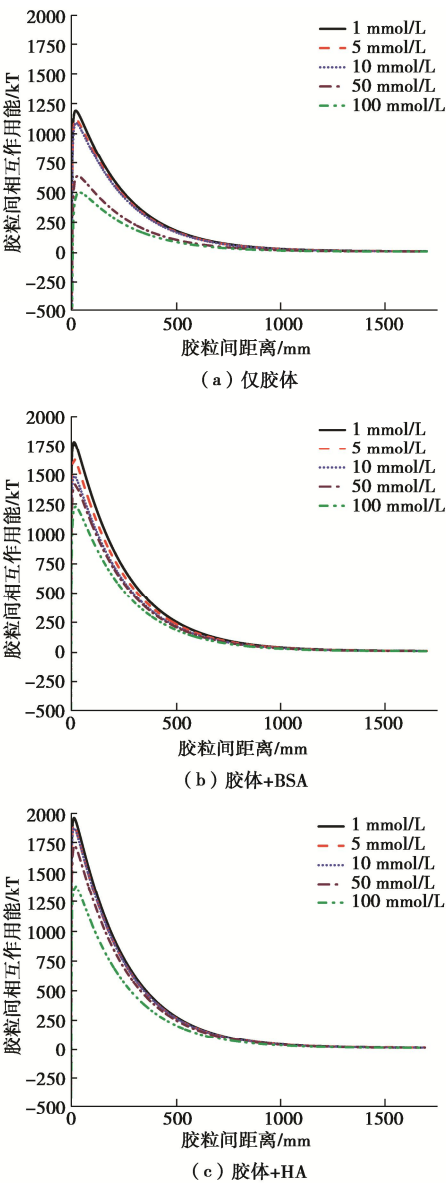


图 2 不同可溶性有机质种类的胶体 DLVO 势能曲线

Fig. 2 DLVO potential energy curves of colloids corresponding to different kinds of dissolved organic matters

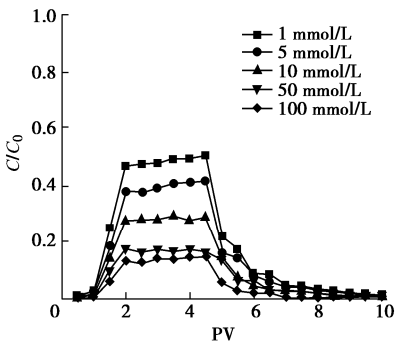


图 3 不同离子强度下的穿透曲线

Fig. 3 Breakthrough curves under different ionic strengths

图 3 中胶体出流的浓度峰值随离子强度的增大而降低, 计算得到 1, 5, 10, 50, 100 mmol/L 离子强度下, 出流 10 PV 时胶体累计出流量分别为 67.3%, 54.8%, 39.3%, 26.2%, 18.8% (表 1), 胶体出流量随离子强度升高而明显降低。由此可知, 离子强度对土壤胶体的移动及滞留有明显影响, 离子强度升高将降低胶体移动性。这可由表 1 中实测的胶粒及玻璃珠的 Zeta 电位来解释, 当离子强度增大时, 胶粒及玻璃珠的 Zeta 电位的绝对值减小, 即胶粒间的负电性降低, 因而胶体与玻璃珠间的斥力减弱, 胶体的移动性降低, 滞留量增加。当溶液的离子强度很高时, 胶粒的扩散双电层将因被压缩而变薄, 胶粒间的斥力势能降低, 使得胶体更易聚沉, 移动性降低, 出流曲线的分析结果与前述 DLVO 分析结果一致。

(2) 粗粒玻璃珠柱的穿透曲线

无可溶性有机质存在的粗粒玻璃珠柱中的穿透曲线如图 4 所示, 1, 5, 10, 50, 100 mmol/L 离子强度下, 出流浓度峰值分别为 0.71, 0.56, 0.35, 0.27, 0.21, 胶体累计出流量分别为 94.5%, 73.8%, 47.0%, 34.9%, 27.5% (表 1), 对比图 3 曲线和表 1 中胶体出流量数据可知, 同一离子强度下, 土壤胶体在粗粒玻璃珠柱中出流浓度峰值和出流量均明显高于细粒玻璃珠。一方面是因为细粒柱相较于粗粒柱玻璃珠间的空隙更小, 因尺寸效应更易导致胶体截留; 另一方面吸附应变 (即介质吸附胶体致使胶体形态发生变化) 是导致多孔介质中胶体滞留的一个重要机制, 细粒玻璃珠比表面更大, 存在更多接触点位, 导致胶体与玻璃珠间吸附应变增大, 从而增加了胶体的滞留量, 降低了胶体的移动性。

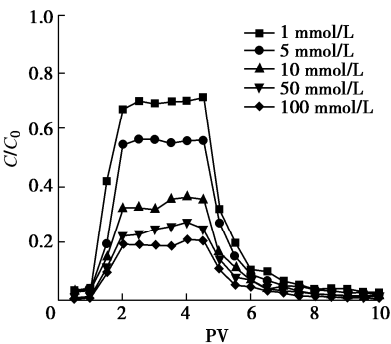


图 4 粗粒玻璃珠柱中, 不同离子强度下的穿透曲线
Fig. 4 Breakthrough curves under different ionic strengths in thick glass beads

(3) 不同可溶性有机质种类的穿透曲线

细粒玻璃珠柱中 HA 和 BSA 作用下胶体的穿透曲线如图 5 所示, HA 作用下 1, 5, 10, 50, 100 mmol/L

离子强度对应的出流浓度峰值分别为 0.73, 0.61, 0.53, 0.41, 0.28, 均高于 BSA 作用下的出流峰值 (分别为 0.59, 0.49, 0.31, 0.21, 0.17)。HA 作用下, 对应离子强度从 1 mmol/L 增加到 100 mmol/L, 累计出流量从 99.2%降低至 37.2% (表 1), 而 BSA 作用下的累计出流量从 79.9%降低至 23.2%, 累计出流量均随离子强度的增加而减少, 与无可溶性有机质作用时的规律相同, 并且 HA 作用下各离子强度对应的胶体累计出流量均高于 BSA。说明 HA 比 BSA 更能减少胶体在玻璃珠柱中的滞留量, 从而更有利于土壤胶体的移动, 穿透曲线的分析结果与 DLVO 理论分析结果一致。

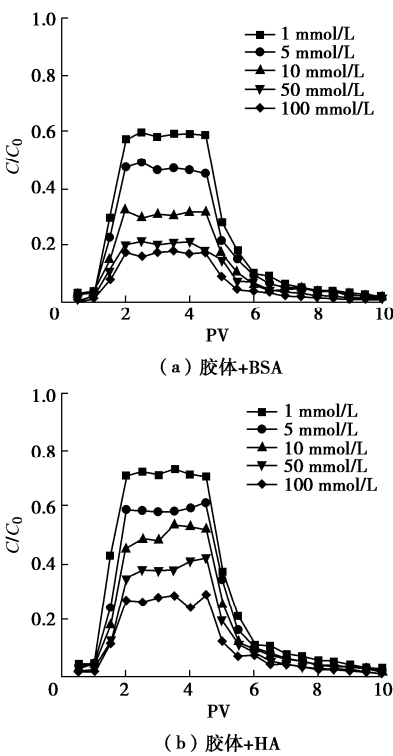


图 5 不同可溶性有机质种类的穿透曲线
Fig. 5 Breakthrough curves corresponding to different kinds of dissolved organic matters

可溶性有机质的影响可由测得的 Zeta 电位和胶粒粒径解释。从图 6 (a) 的 Zeta 电位测试结果可以看出, 添加 HA 时, Zeta 电位显著减小, 如离子强度为 1 mmol/L 时, HA 的作用使胶粒电位从 -33.2 mV 下降至 -45.84 mV (负电性增强), 使得胶粒间静电斥力增强, 变得更不易聚沉; 从图 6 (b) 胶粒粒径变化可以看出, HA 的作用使胶粒直径从 669 nm 减小至 494 nm, 因为胶粒直径越大越易聚沉^[15], 所以 HA 作用下胶体移动性增强。从图 6 中还可以看出, 与添加 HA 相比, 添加 BSA 虽然可以使溶液中胶体粒径与 Zeta 电位降低, 但降低程度小于 HA, 因此 HA 更有利于胶体迁移。

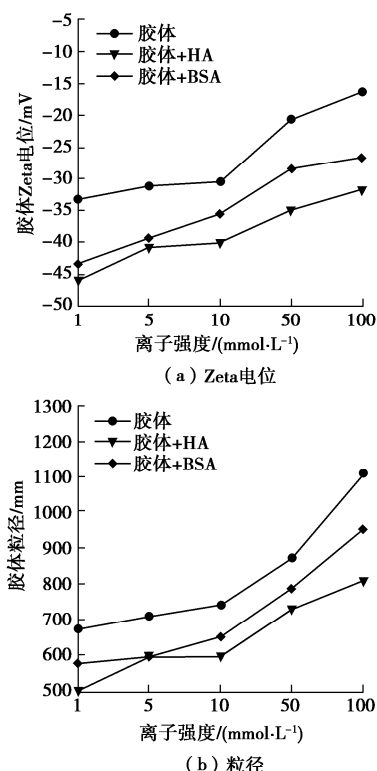


图6 可溶性有机质种类对胶体 Zeta 电位和粒径的影响

Fig. 6 Effects of dissolved organic matter species on colloidal Zeta potential and particle size

4 结 论

本文通过一系列胶体迁移试验,研究了离子强度、可溶性有机质种类和介质孔隙度对土壤胶体可移动性的影响,得出3点结论。

(1) 离子强度增加, DLVO 势能曲线的峰值壁垒降低, 土壤胶体的穿透曲线胶体的浓度峰值降低, 胶体累计出流量减少, 均说明胶体可移动性减弱。

(2) DLVO 势能曲线的峰值壁垒为 $HA > BSA >$ 无可溶性有机质, 穿透曲线上胶体浓度峰值和胶体累计出流量也为 $HA > BSA >$ 无可溶性有机质, 说明腐殖酸和牛血清白蛋白均有利于膨润土胶体移动, 其中腐殖酸比牛血清白蛋白更能加快胶体移动。

(3) 离子强度相同时, 土壤胶体在粗粒玻璃珠柱中出流浓度峰值和累计出流量明显高于细粒玻璃珠中, 大孔隙度介质中膨润土胶体的可移动性高于小孔隙度介质。

参考文献:

[1] 张文杰, 李俊涛. 优先流作用下的胶体-重金属共迁移试验研究[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(1): 46 - 52. (ZHANG Wen-jie, LI Jun-tao. Investigation of co-migration of heavy metal with colloid under preferential flow[J]. Chinese Journal

of Geotechnical Engineering, 2020, 42(1): 46 - 52. (in Chinese))

- [2] ZHANG W, MORALES V L, CAKMAK M E, et al. Colloid transport and retention in unsaturated porous media: effect of colloid input concentration[J]. Environmental Science & Technology, 2010, 44(13): 4965 - 4972.
- [3] ARAMRAK S, FLURY M, HARSH J B, et al. Colloid mobilization and transport during capillary fringe fluctuations[J]. Environmental Science & Technology, 2014, 48(13): 7272 - 7279.
- [4] 蔡叶青, 陈永贵, 叶为民, 等. 处置库近场膨润土胶体产生及稳定性研究进展[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(11): 1996 - 2005. (CAI Ye-qing, CHEN Yong-gui, YE Wei-min, et al. Advances in formation of bentonite colloid and its stability in near-field of high-level radioactive waste repository[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(11): 1996 - 2005. (in Chinese))
- [5] MURALI R, MURTHY C N, CHAMYAL L S. Characterization of colloids in the late Quaternary sediment sequences of Mahi River basin, Gujarat, India[J]. Current Science, 2012, 103(10): 1209 - 1215.
- [6] KANTI SEN T, KHILAR K C. Review on subsurface colloids and colloid-associated contaminant transport in saturated porous media[J]. Advances in Colloid and Interface Science, 2006, 119(2/3): 71 - 96.
- [7] ZHANG H J, LU T T, ZHANG R Y, et al. Effects of clay colloids on ciprofloxacin transport in saturated quartz sand porous media under different solution chemistry conditions[J]. Ecotoxicology and Environmental Safety, 2020, 199: 110754.
- [8] 张 凡, 张永祥, 王祎啸. 基于 DLVO 理论探究不同因素下土壤胶体迁移堵塞问题[J]. 山东化工, 2019, 48(13): 227 - 231, 233. (ZHANG Fan, ZHANG Yong-xiang, WANG Yi-xiao. Study on migration and blockage of soil colloids under different factors based on DLVO theory[J]. Shandong Chemical Industry, 2019, 48(13): 227 - 231, 233. (in Chinese))
- [9] BRADFORD S A, KIM H N, HAZNEDAROGLU B Z, et al. Coupled factors influencing concentration-dependent colloid transport and retention in saturated porous media[J]. Environmental Science & Technology, 2009, 43(18): 6996 - 7002.
- [10] ROD K, UM W, CHUN J, et al. Effect of chemical and physical heterogeneities on colloid-facilitated cesium transport[J]. Journal of Contaminant Hydrology, 2018, 213:

22 - 27.

- [11] MAO M, ZHENG X L, CHEN C, et al. Coupled effect of flow velocity and structural heterogeneity on transport and release of kaolinite colloids in saturated porous media[J]. *Environmental Science and Pollution Research*, 2020, **27**(28): 35065 - 35077.
- [12] 张鹏远, 白 冰, 蒋思晨. 孔隙结构和水动力对饱和多孔介质中颗粒迁移和沉积特性的耦合影响[J]. *岩土力学*, 2016, **37**(5): 1307 - 1316. (ZHANG Peng-yuan, BAI Bing, JIANG Si-chen. Coupled effects of hydrodynamic forces and pore structure on suspended particle transport and deposition in a saturated porous medium[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, **37**(5): 1307 - 1316. (in Chinese))
- [13] GROLIMUND D, BORKOVEC M. Long-term release kinetics of colloidal particles from natural porous media[J]. *Environmental Science & Technology*, 1999, **33**(22): 4054 - 4060.
- [14] PERDRIAL N, PERDRIAL J N, DELPHIN J E, et al. Temporal and spatial monitoring of mobile nanoparticles in a vineyard soil: evidence of nanoaggregate formation[J]. *European Journal of Soil Science*, 2010, **61**(4): 456 - 468.
- [15] 薛传成, 王 艳, 刘干斌, 等. 温度和 pH 对多孔介质中悬浮颗粒渗透迁移的影响[J]. *岩土工程学报*, 2019, **41**(11): 2112 - 2119. (XUE Chuan-cheng, WANG Yan, LIU Gan-bin, et al. Effects of temperature and pH on permeation and migration of suspended particles in porous media[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2019, **41**(11): 2112 - 2119. (in Chinese))
- [16] 何小松, 席北斗, 张 鹏, 等. 地下水中溶解性有机物的季节变化特征及成因[J]. *中国环境科学*, 2015, **35**(3): 862 - 870. (HE Xiao-song, XI Bei-dou, ZHANG Peng, et al. The seasonal distribution characteristics and its reasons of dissolved organic matter in groundwater[J]. *China Environmental Science*, 2015, **35**(3): 862 - 870. (in Chinese))
- [17] 唐 章, 杨新瑶, 闫馨予, 等. 腐植酸和 Cd^{2+} 对黏土胶粒在饱和多孔介质中迁移的影响[J]. *农业环境科学学报*, 2019, **38**(1): 111 - 116. (TANG Zhang, YANG Xin-yao, YAN Xin-yu, et al. Influence of humic acid and cadmium on the transport of clay colloids in saturated porous media[J]. *Journal of Agro-Environment Science*, 2019, **38**(1): 111 - 116. (in Chinese))
- [18] YAN C R, CHENG T, SHANG J Y. Effect of bovine serum albumin on stability and transport of kaolinite colloid[J]. *Water Research*, 2019, **155**: 204 - 213.
- [19] TIAN R, YANG G, LIU X M, et al. Observation of the unusual aggregation kinetics of colloidal minerals in acidic solutions[J]. *Journal of Chemical Sciences*, 2015, **127**(6): 1083 - 1089.
- [20] YANG W, WANG Y, SHANG J Y, et al. Antagonistic effect of humic acid and naphthalene on biochar colloid transport in saturated porous media[J]. *Chemosphere*, 2017, **189**: 556 - 564.
- [21] WANG Y, GAO B, MORALES V L, et al. Transport of titanium dioxide nanoparticles in saturated porous media under various solution chemistry conditions[J]. *Journal of Nanoparticle Research*, 2012, **14**(9): 1 - 9.
- [22] TIAN Y, GAO B, SILVERA-BATISTA C, et al. Transport of engineered nanoparticles in saturated porous media[J]. *Journal of Nanoparticle Research*, 2010, **12**(7): 2371 - 2380.
- [23] WANG C, BOBBA A D, ATTINTI R, et al. Retention and transport of silica nanoparticles in saturated porous media: effect of concentration and particle size[J]. *Environmental Science & Technology*, 2012, **46**(13): 7151 - 7158.

DOI: 10.11779/CJGE202111008

横向非一致激励下非均匀场地中埋地管道的振动台试验研究

韩俊艳, 郭之科, 李立云*, 侯本伟, 高云昊, 杜修力

(北京工业大学城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124)

摘要: 为研究非均匀场地中大直径埋地管道在横向非一致激励下的地震反应, 开展了埋地管道的多台阵振动台模型试验, 分析了在不同地震动强度作用下埋地管道的加速度、应变响应规律。研究表明: 均匀场地和非均匀场地中管道在横向一致、非一致激励下的加速度反应基本上服从于周围土体的加速度反应, 管道主要产生了纵向弯曲变形; 在横向一致激励较高加载等级下, 场地变化过渡区的管道峰值应变相对较大, 相比于均匀场地, 非均匀场地中最大峰值弯曲拉应变高 30%左右, 在非一致激励作用下, 非均匀场地中管道最大峰值弯曲拉应变反而低 30%左右; 在横向非一致激励较高加载等级下, 均匀土中管道的应变响应比一致激励作用下增大两倍左右, 非均匀土中管道的应变响应变化不明显。试验结果可为穿越非均匀场地大直径埋地管道的抗震设计提供参考。

关键词: 非一致地震激励; 非均匀场地; 埋地管道; 多台阵振动台试验; 地震响应

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-2020-09

作者简介: 韩俊艳(1983—), 女, 副教授、硕士生导师, 主要从事地下结构抗震方面的研究。E-mail: junyanhan@bjut.edu.cn。

Shaking table tests on buried pipelines in inhomogeneous soil under transverse non-uniform excitation

HAN Jun-yan, GUO Zhi-ke, LI Li-yun, HOU Ben-wei, GAO Yun-hao, DU Xiu-li

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

Abstract: A series of multi-point shaking table tests are conducted on model pipelines to investigate the seismic response of pipelines buried in inhomogeneous soil under transverse non-uniform seismic excitation. The acceleration and strain response laws of the buried pipelines under different ground motion intensities are analyzed. The main conclusions are as follows: the acceleration response of the pipelines is basically subjected to the acceleration response of the surrounding soil under uniform and non-uniform excitation. The buried pipelines mainly exhibit longitudinal bending deformation. Under the higher uniform seismic excitation, the peak strain of the pipelines in the transient zone where the soil properties change in the inhomogeneous soil model is larger than that in the homogeneous soil model. The maximum peak strain is basically about 30% higher than that in the homogeneous soil. However, the maximum strain peak is basically about 30% lower than that in homogeneous soil under non-uniform excitation. The strain response of the pipelines in homogeneous soil under the higher non-uniform seismic excitation is almost twice as large as that under uniform excitation, but then the strain response of the pipelines in inhomogeneous soil does not change significantly. The test results can provide a reference for the seismic design of large-diameter buried pipelines passing through inhomogeneous soil sites.

Key words: non-uniform seismic excitation; inhomogeneous soil; buried pipeline; multi-point shaking table test; seismic response

0 引言

近年来的地震灾害表明, 与地上结构的地震惯性力破坏不同, 地下结构的破坏主要取决于场地土的变形, 场地条件比地震动强度对管道破坏的影响更大^[1-3]。长输埋地管道在敷设过程中不可避免要穿越多变的场地, 如沉积河谷场地、开挖回填场地以及地质

运动直接形成的多种土介质场地等^[4]。灾后现场调查

基金项目: 国家自然科学基金青年科学基金项目(51808018); 北京市教委科技一般项目(KM201910005022); 国家自然科学基金项目(U1839201, 51978023, 51978020)

收稿日期: 2021-03-05

***通信作者** (E-mail: lly@bjut.edu.cn)

表明^[5-8], 相比于均匀场地, 埋设在非均匀场地中管道的破坏率明显更高。因此, 研究管-土结构体系在非均匀场地中的地震反应, 探讨非均匀场地中埋地管道的抗震性能, 具有重要的学术意义和工程价值。

不同的地震动入射方向对长线型地下结构的地震反应影响很大。早期 Hindy 等^[9]利用管道的集中质量模型研究了地震动沿管道横向、纵向以及不同入射角下管道的响应。结果显示管道中的轴向应力远大于弯曲应力。因此, 纵向地震反应通常被认为是更关键的, 埋地管道的地震响应分析和设计也集中在对结构轴向应变的评估, 忽略了由横向地震动作用引起的结构弯曲应变。然而, Ariman 等^[10]的研究表明大直径管道存在显著的弯曲应变, 同时指出对大直径管道的地震响应分析仅考虑纵向地震动作用的影响, 结果可能是不适用的。Zerva 等^[11]研究了随机地震作用下管道的轴向和水平横向的响应。尽管也观察到管道的轴向应变超过了弯曲应变, 但同时也指出对大直径管道, 应考虑纵向、横向地震作用下管道的地震响应。闫孔明等^[12]开展了非一致激励下埋地管道的振动台试验, 将弯曲应变结果与国内和美国管道规范结果对比, 表明规范设计时弱化甚至忽略了管线弯曲应变, 但是这种做法难以解释管线弯折破坏。虽然许多研究人员考虑了地震动的输入方向问题, 但对于纵向和横向地震动作用下管道地震响应所占的主导地位仍存在争议, 尚未达成共识。且目前的研究多为经验关系、理论和数值探索性分析, 试验研究相对较少。

近年来, 国内外学者相继开展了埋地管道振动台模型试验的开拓性研究。Kawabata 等^[13]对埋地柔性管道进行了振动台试验, 研究了在环刚度相似的情况下, 厚度对柔性管道动力特性的影响, 利用不同的管道基础考虑场地的变化, 但是不同场地是分开进行的, 无法研究场地变化处管道的动力特性。Jafarzadeh 等^[14]利用振动台试验研究了不同的加速度幅值、地震动频率、土壤密度, 管道基础条件和振动方向, 对加速度放大系数和管道变形的影响。该试验通过在部分箱体底部放入混凝土基础模拟非均匀场地, 采用简谐波作为输入地震动, 未考虑其非一致激励的影响。

由于地震动传播速度有限, 不可能同时到达长输埋地管道上所有位置, 考虑行波效应的非一致激励是更合理的地震动输入方法。Newmark^[15]提出地下管道在地震波作用下的分析方法, 考虑行波效应, 略去惯性力的影响和管土间相对位移。Wang 等^[16]不考虑惯性力和阻尼影响, 提出拟静力方法, 指出地震波相位差对地下管道的影响较大。此外, 已开展的埋地管道研究表明非一致地震激励引起的管道沿线不同的土体

运动, 可能是造成埋地管道失效破坏的重要原因^[17-18]。鉴于此, 国内学者开展了非一致地震激励下埋地管道的振动台试验。孟海^[19]首次采用两个独立剪切模型箱, 开展了埋地管道纵向、横向非一致激励振动台试验, 对管-土结构体系的加速度、位移、应变等结果进行分析, 结果表明, 横向地震动作用下, 管道产生了纵向弯曲变形, 应变反应比纵向地震动作用下更大, 管-土之间的滑移更小。但试验中两独立模型箱中间无覆盖土层, 模型土体不连续, 造成了中间部分的管道裸露。Yan 等^[20]采用独立控制的双台面振动台, 开展了埋地管道三向非一致激励双台面振动台试验研究, 探讨了管道的加速度、应变以及土体加速度等参数的变化规律, 模型土体亦存在不连续的情况。上述虽考虑了非一致激励的影响, 但均未考虑场地非均匀性的影响。

本试验在充分吸取现有振动台试验和理论研究成果对埋地管道结构地震反应认识的基础上, 考虑场地条件、模型结构材料及输入地震动特性等, 针对埋设在非均匀场地中的管道开展了横向一致、非一致激励振动台模型试验。本文对不同场地条件、不同激励方式、不同地震强度作用下埋地管道的加速度和应变等试验数据进行分析, 研究了横向非一致激励下非均匀场地中埋地管道的地震响应特性及其变化规律。

1 振动台模型试验介绍

1.1 试验模型设计

本试验采用自主研制的悬挂式连续体模型箱(SCMB), 在北京工业大学振动台台阵系统上开展了埋地管道三台阵振动台试验, 如图 1 所示。模型箱的制作考虑 3 个方面。

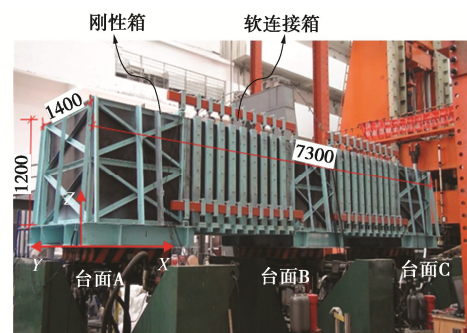


图 1 振动台系统及悬挂式连续体模型箱(mm)

Fig. 1 Shaking table system and suspension continuum model box (mm)

(1) 结构坚固, 连接可靠, 在最大加载等级下模型箱可以稳定地进行试验。

(2) 在考虑振动台系统的承载能力的情况下, 模型箱尺寸可以保证场地土体的连续性和有利于模型管

道的布置。

(3) 模型箱与场地土之间的满足动力试验要求, 模型箱效应不明显; 有利于多点非一致激励加载。

对连续体模型箱空箱基频试验和自由场试验进行了有限元数值模拟, 结果表明所设计连续体模型箱的动力特性和边界效应基本满足试验要求。SCMB 的设计及适用性验证分析详见文献[21]。

试验中管道和土体的相似比基于 Buckingham 定理^[22]设计。相似关系的确定详见文献[23]。管道和土体的几何相似比 $S_l=1/10$, 弹性模量相似比 S_E 分别为 $1/57$, $1/4$, 密度相似比分别为 $1/6.5$, 1 , 应变相似比 $S_\epsilon=1$, 频率相似比 $S_f=5$, 加速度相似比 $S_a=2.5$ 。

管道原型为大直径管道, 长 60 m, 直径 1.5 m, 厚 20 mm, 根据几何相似关系, 模型管道长 6.0 m, 直径 0.15 m, 厚 2 mm。为了更好地反映管道在地震动作用下的变形特性, 便于测得管道的应变, 采用模量较低的有机玻璃管。模型管道的敷设如图 2 所示。管道的材料参数如表 1 所示。

表 1 管道的材料参数

Table 1 Material parameters of pipelines						
类型	材质	弹性模量 /GPa	密度 /(kg·m ⁻³)	长度 /m	管径 /mm	壁厚 /mm
原型	钢管	210	7800	60	1500	20
模型	有机 玻璃管	3.2	1200	6	150	2



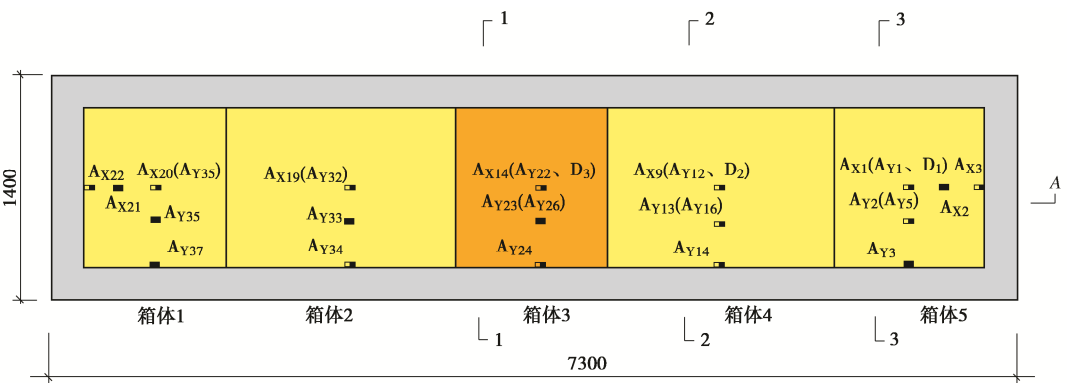
图 2 模型管道敷设示意图

Fig. 2 Schematic diagram of laying model pipeline

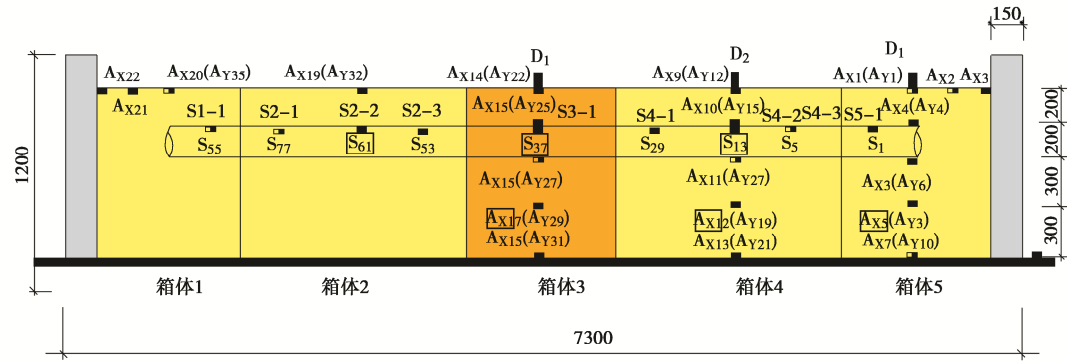
试验模型土取自北京地铁 14 号线北工大站 10 m 深的砂土和 14 m 深的粉质黏土。土体采用直径 20 cm 的铁锤夯实, 将场地土划分为 3 个区域, 均匀场地土体均为砂土, 非均匀场地两端区域为砂土, 中间区域为粉质黏土如图 3 (a) 所示。

1.2 试验输入地震动及加载方案

为研究输入地震动特性对埋地管道结构地震反应的影响, 本试验选择 El-El-Centro 地震动、Kobe 地震动及 BJ-北京人工合成地震动 3 条地震动记录作为输入地震动, 其频率和峰值根据模型土的相似关系按 5 倍和 2.5 倍进行调整, 如图 4 所示, 为考虑地震动行波效应的影响, 相邻子台的地震动输入延迟设置为 1 s, 在每级加载前进行 WN-白噪声激振, 获取场地的动力特性。振动台试验加载工况如表 2 所示。



(a) 土体表面传感器及剖面位置图



(b) 纵剖面图

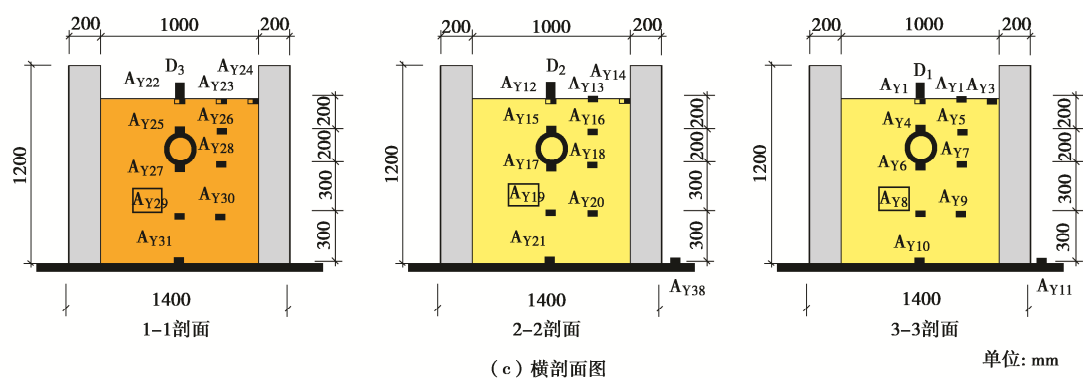


图 3 传感器布置图

Fig. 3 Arrangement of sensors

表 2 振动台试验加载工况表

Table 2 Loading events of shaking table tests

加载等级	地震动	横向加速度峰值/g	
		原型	1/10 模型
扫频	WN	0.05	0.05
一级加载	EL, Kobe, BJ	0.10	0.25
二级加载	EL, Kobe, BJ	0.20	0.50
三级加载	EL, Kobe, BJ	0.40	1.00
四级加载	EL, Kobe, BJ	0.62	1.55

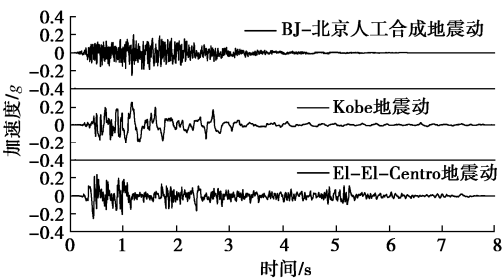


图 4 输入地震动的加速度时程

Fig. 4 Applied ground motions

1.3 试验传感器的布置

非均匀场地中传感器的布置如图 3, 5 所示, 均匀场地中的布置与之一致。图 3 (a) 展示了布置在土体表面的加速度计 (A) 和激光位移传感器 (D); 图 3 (b) 展示了模型管道的 9 个应变监测截面 S1-1—S5-1; 图 3 (c) 展示了布置在#3, #4, #5 箱体垂直中心线的 X 和 Y 向加速度计。图 5 (a) 展示了#3, #4 箱中管道环向布置的薄膜土压力计 (MP); 图 5 (b) 展示了#2, #3, #4 箱中管道环向布置的应变片 (S); 图

5 (c) 展示了#1 和#5 箱中管道环向布置的应变片; 图 5 (d) 展示了布置在#2, #3, #4 箱中管道上的微型加速度计 (MA)。

2 试验结果和分析

2.1 加速度时程曲线

图 6, 7 展示了在横向一致和非一致激励下不同场地下埋地管道 (MA_{Y1}) 和周围土体 (A_{Y17}) 在监测断面 2 (#4 箱) 的加速度时程和傅氏谱。由图可知, 埋地管道和及其周围土体在不同激励方式, 不同场地条件下的加速度时程曲线都吻合较好。说明横向地震动作用下, 管道主要受周围土体的约束, 其加速度反应基本与周围土体相同。在一致激励作用下, 管道和周围土体加速度傅氏谱的频率分布较为一致, 在较低加载等级下, 非均匀场地中的管道和土体的加速度幅值比均匀场地大 35% 左右。在较高加载等级下, 非均匀场地和均匀场地中管道和土体的加速度反应几乎相同。在非一致激励下, 管道的加速度傅氏谱的频带相比于管周土稍宽, 低频分量放大幅度稍大, 同一加载等级下, 非均匀场地下管道和土体的加速度反应稍小。

2.2 管周应变时程曲线

图 8 展示了 0.5g 加载时, 横向一致和非一致激励下均匀场地和非均匀场地中管道应变截面 S4-2 监测点 0° 和 180°, 90° 和 270° 的应变时程曲线。结果表明, 在所有工况中管道截面 0° 和 180° 测点的应变

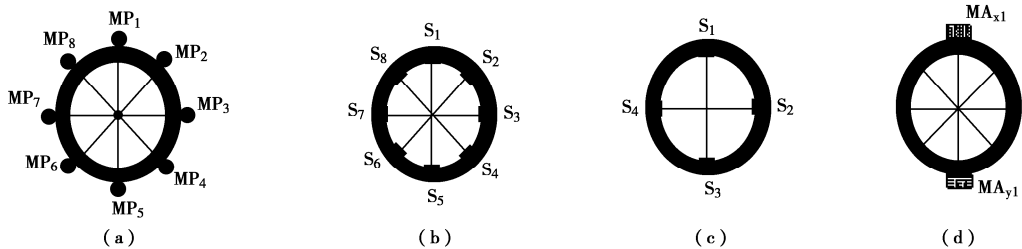


图 5 管道截面传感计布置图

Fig. 5 Layout of sensors of pipeline section

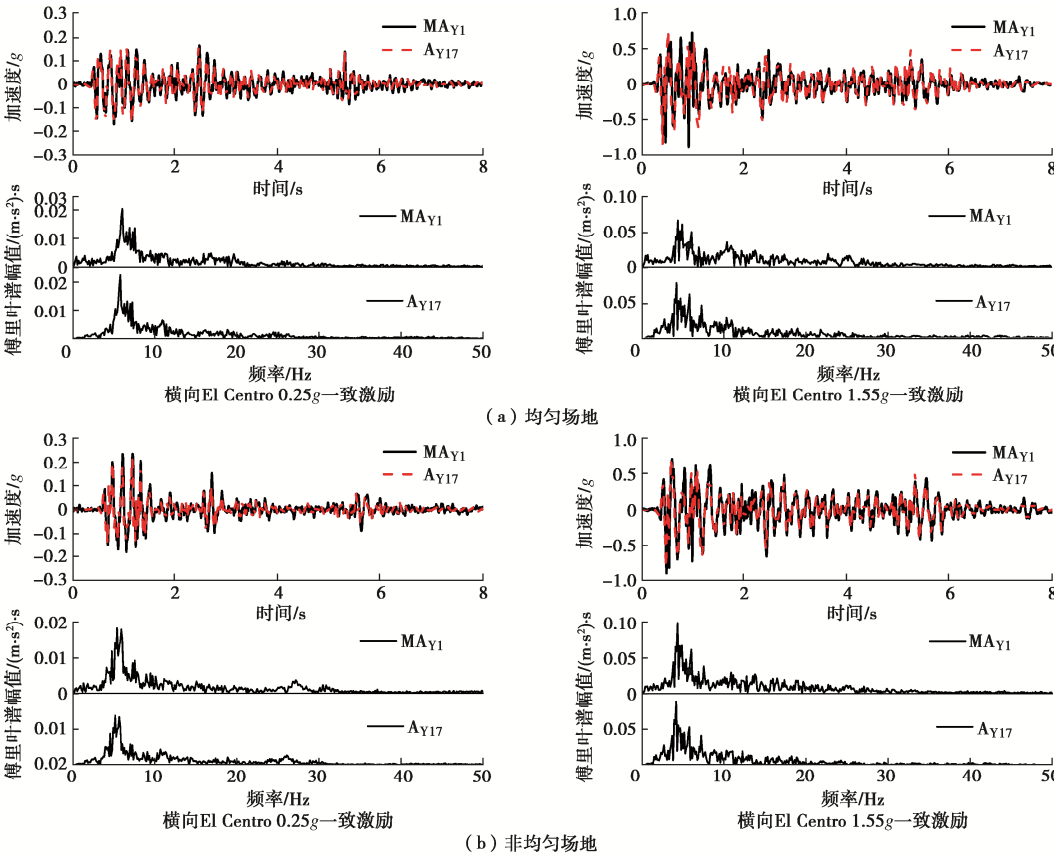


图 6 一致激励下土体与管道的加速度反应
Fig. 6. Acceleration responses of soils and pipelines under uniform excitation

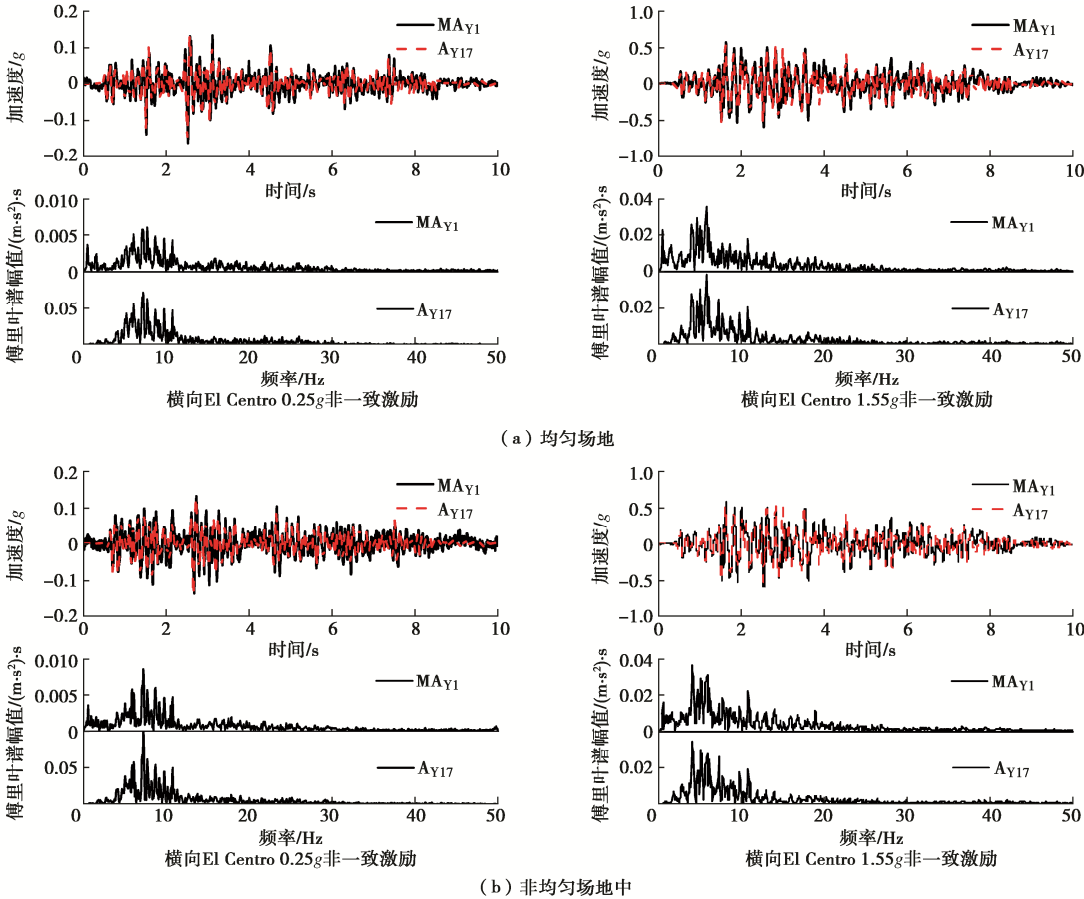


图 7 非一致激励下土体与管道的加速度响应
Fig. 7 Acceleration responses of soils and pipelines under non-uniform excitation

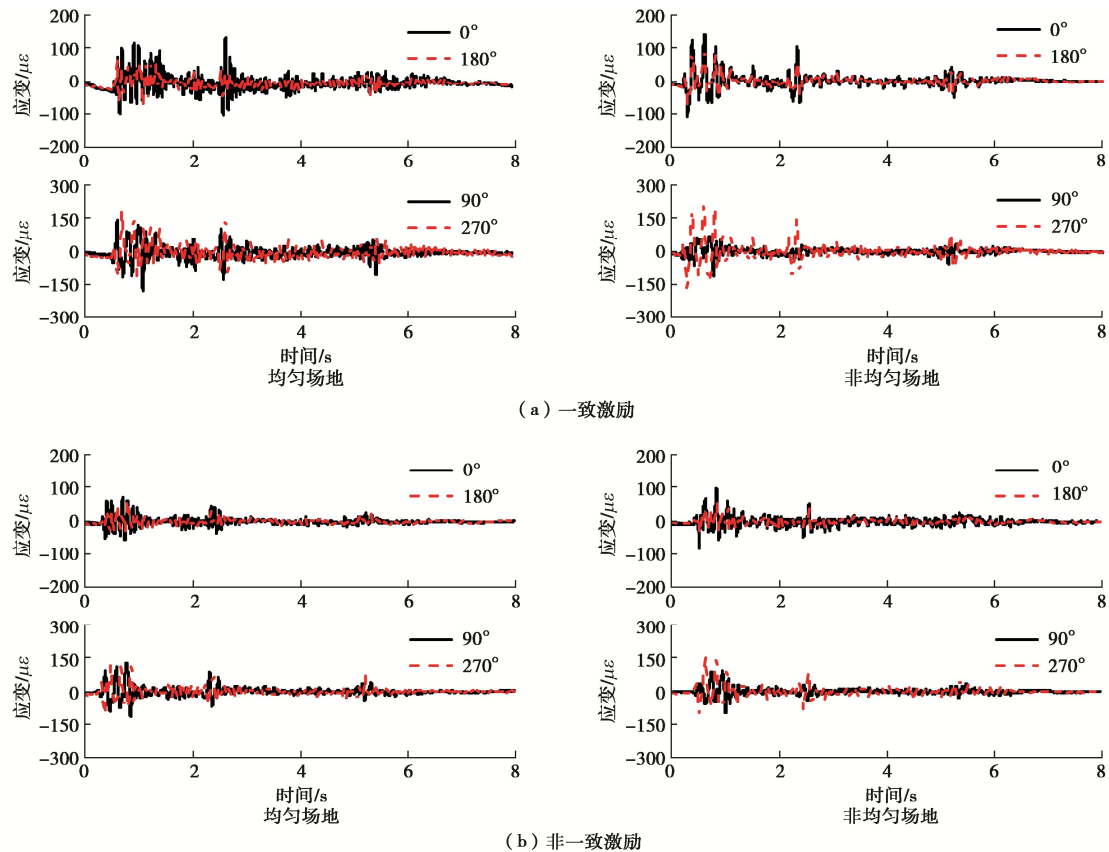


图 8 El Centro 地震动作用下均匀场地与非均匀场地中管道的应变时程曲线

Fig. 8 Time-history curves of strain of pipelines in homogeneous and inhomogeneous soil sites under El Centro excitation

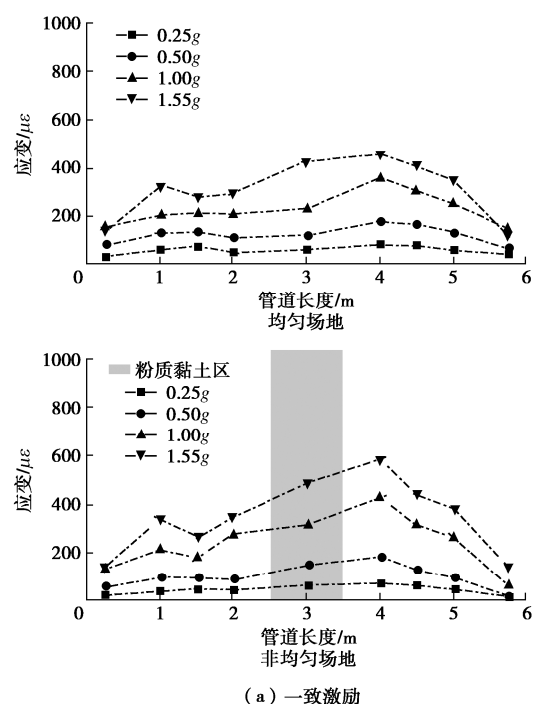
时程的相位和波形基本吻合, 而管道截面 90° 和 270° 测点的应变时程相位相反。与管道截面 0° 和 180° 测点的应变响应相比, 管道截面 90° 和 270° 测点的应变相对较大, 非均匀场地中管道的应变比均匀场地中稍大。与横向一致激励相比, 在加载等级 $0.5g$ 非一致激励作用下管道的应变没有明显改变。说明在横向地震动 $0.5g$ 作用下, 均匀和非均匀场地中的管道被周围土体包裹随其主要产生了纵向弯曲变形。

2.3 管道轴向应变峰值

图 9, 10 展示了均匀和非均匀场地中, 在横向一致、非一致地震动作用下, 管道的纵向弯曲拉、压应变峰值 (每个截面多个测点的拉伸、压缩应变峰值平均值)。

由图可知, 管道拉、压应变峰值曲线在均匀和非均匀场地中沿管道轴向的变化趋势相似, 中间截面 S3-1、S4-1 处管道拉伸、压缩应变峰值较大, 随着加载等级的增加, 管道拉、压应变峰值随之增大, 且增大的速率逐渐变大。在一致激励作用下, 在非均匀场地土质变化过渡区及粉质黏土中 (管道截面应变 S3-1、S4-1) 的拉伸应变峰值比均匀场地中更大, 在 $1.0g$ 、 $1.55g$ 加载等级时, 与均匀场地相比, 最大拉应变峰值高 30% 左右, 但其最大压缩应变峰值比均匀土中略小。此外, 在较高加载等级 $1.0g$ 、 $1.55g$ 时, 均匀土中管道的应变响应非一致激励比一致激励大两倍

左右。但非均匀土中管道的应变响应变化不明显, 且与一致激励下不同, 在非一致激励较高加载等级 $1.0g$ 、 $1.55g$ 时, 最大拉应变峰值比均匀场地低 30% 左右, 且出现在粉质黏土中管道应变截面 S3-1 处。说明在非一致激励和非均匀场地共同作用下管道的地震响应比单一影响因素作用下有所减小。



(a) 一致激励

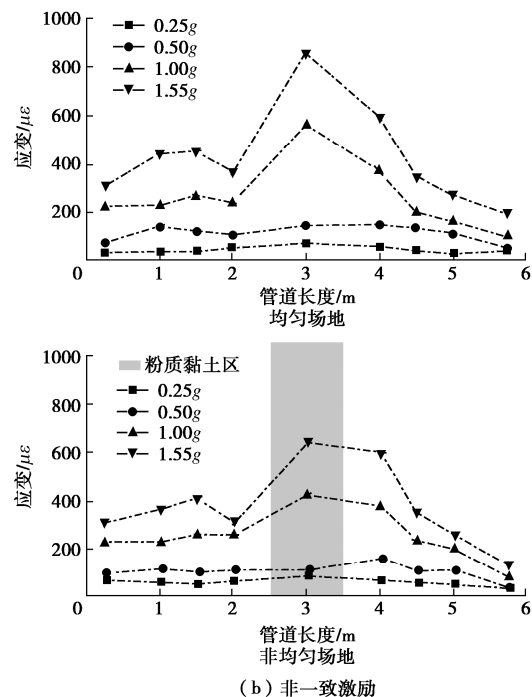


图9 管道拉伸应变峰值沿管道长度的变化曲线

Fig. 9 Curve of peak tensile strain of pipelines along their length

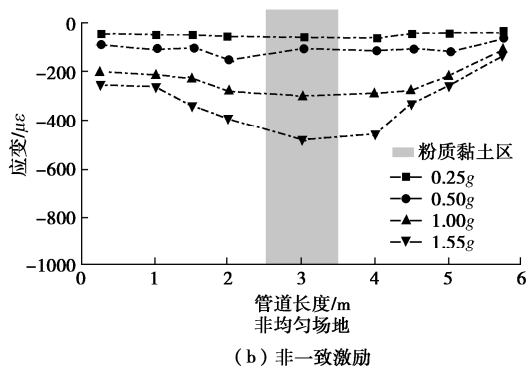
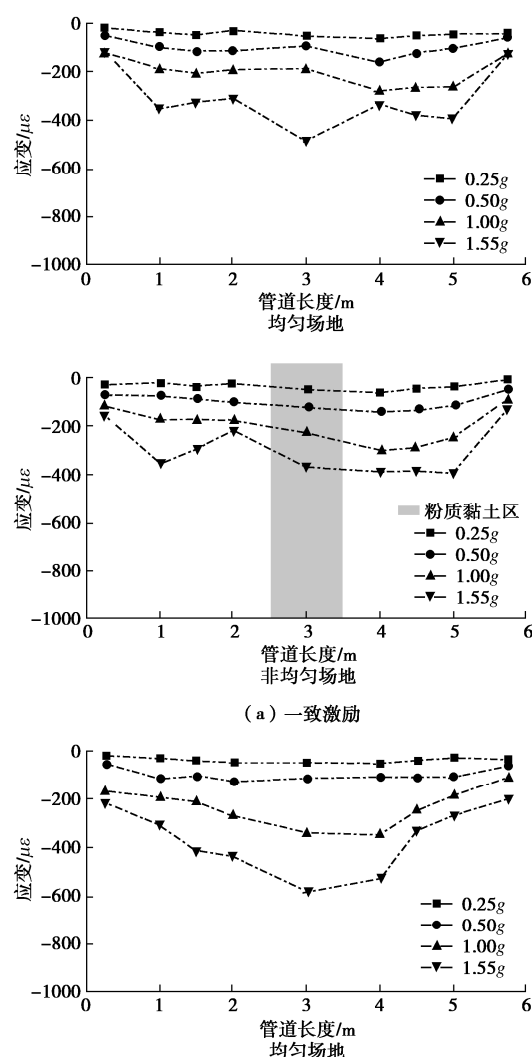


图10 管道压缩应变峰值沿管道长度的变化曲线

Fig. 10 Curve of peak compression strain of pipelines along their length

2.4 管道弯曲应变与加载等级的关系

图 11, 12 是管道横截面 S2-3, S3-1, S4-1 纵向弯曲峰值应变随加载等级变化趋势图。

由图 11, 12 可知, 均匀和非均匀场地中埋地管道的纵向拉伸和压缩应变在一致、非一致激励作用下, 随着加载等级的增大基本呈线性增加的趋势。对有机玻璃材料的拉伸、压缩材性试验显示, 在 $\pm 10000 \mu\epsilon$ 范围内其应力-应变大致呈线性关系。结合振动台试验结果可知, 在一致、非一致激励作用下, 动应力-应变基本呈线性关系, 埋地管道刚度基本不变, 也说明管道反应基本服从于周围土体的反应, 与 2.1 节中管道加速度反应分析的结论相互印证。在一致激励作用下非均匀场地中的管道的拉伸应力-应变关系曲线的斜率相比于均匀场地明显增大, 说明非均匀场地中埋地管道的拉伸应变对地震等级的增大更加敏感。

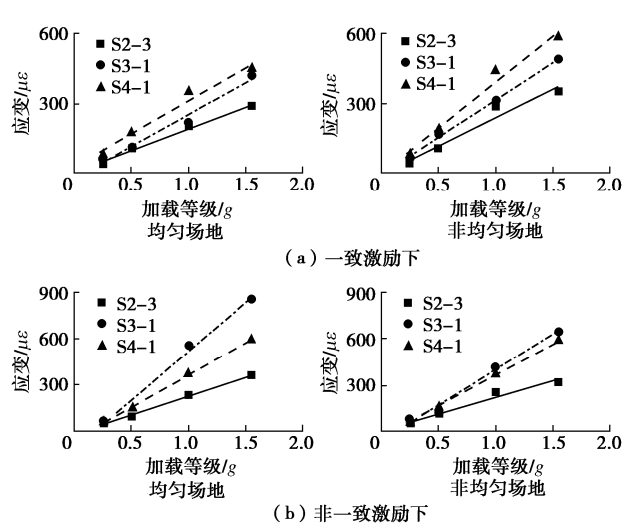


图11 管道拉伸应变峰值随加载等级变化趋势

Fig. 11 Variation trend of pipeline tensile strain with loading intensity

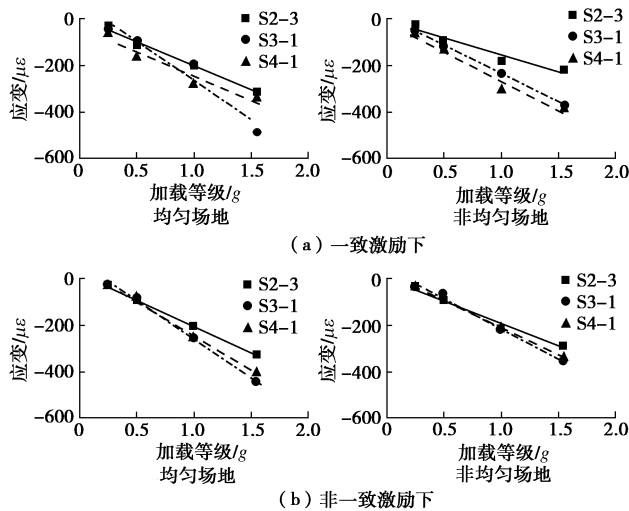


图 12 随加载等级增加管道压缩峰值应变的变化趋势

Fig. 12 Variation trend of peak compressive strain of pipelines with loading intensity

3 结 论

本文对横向非一致激励下砂土均匀场地和砂土、粉质黏土非均匀场地中的埋地管道进行了多台阵振动台试验研究, 得到 3 点结论。

(1) 埋地管道在横向一致、非一致激励下管道与周围土体的加速度反应基本一致, 但在非一致激励下, 埋地管道的加速度傅式谱频带稍宽, 低频分量放大幅度稍大。一致激励下, 非均匀场地中的管道和土体的加速度幅值比均匀场地大 35% 左右, 非一致激励下, 非均匀场地下管道和土体的加速度反应反而稍小。

(2) 均匀场地和非均匀场地中, 埋地管道在横向一致、非一致激励下随土体纵向弯曲变形, 产生了弯曲应变, 与均匀场地相比, 非均匀场地中管道的应变明显增大, 但在加载等级 0.5g 非一致激励作用下管道的应变没有明显改变, 非一致激励对管道的应变响应影响较小。

(3) 在较低加载等级下, 地震动激励方式和场地条件变化对管道应变响应的影响较小, 但随加载等级增加二者的影响较为显著, 在只考虑非一致激励或非均匀场地相比于一致激励和均匀场地对管道响应的影响时, 管道的应变都显著增大, 而同时考虑非一致激励和非均匀场地时, 管道的应变响应反而较只考虑单一因素时减小。

参考文献:

[1] SUN S. Earthquake damage to pipelines[C]// 2nd US National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Stanford, 1979: 61 - 67.

[2] SUN S. Analysis of seismic damage to buried pipelines in Tangshan earthquake[C]// Proc Earthquake Behavior & Safety of Oil and Gas Storage Facilities, Buried Pipelines & Equipment, New York, 1983.

[3] 孙绍平. 中国地下管道的震害[M]. 北京: 学术书刊出版社, 1990. (SUN Shao-ping. The damage of Chinese underground pipe[M]. Beijing: Academic Books and Periodicals Publishing Company, 1990. (in Chinese))

[4] LIANG J W, SUN S P. Site effects on seismic behavior of pipelines: a review[J]. Journal of Pressure Vessel Technology, 2000, 122(4): 469 - 475.

[5] NISHIO N, TSUKAMOTO K. Seismic behavior of a buried pipeline in a non-uniform subsurface layer[C]// Proc ASME PVP Conference, LA, USA, 1985.

[6] NISHIO N. Earthquake observation of a buried pipeline in a non-uniform ground[C]// Proc the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, 1988.

[7] NISHIO N. Mechanism of seismic strain in buried pipelines based on field observations and model experiments[C]// Proc of 5th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Ottawa, 1987.

[8] NISHIO N. Damage ratio prediction for buried pipelines based on the deformability of pipelines and the nonuniformity of ground[J]. Journal of Pressure Vessel Technology, 1994, 116(4): 459 - 466.

[9] HINDY A, NOVAK M. Earthquake response of underground pipelines[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1979, 7(5): 451 - 476.

[10] ARIMAN T, MULESKI G E. A review of the response of buried pipelines under seismic excitations[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1981, 9(2): 133 - 152.

[11] ZERVA A, ANG A H S, WEN Y K. Lifeline response to spatially variable ground motions[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1988, 16(3): 361 - 379.

[12] 闫孔明, 张建经, 王志佳, 等. 非一致激励下地下管线振动台试验研究[J]. 岩土力学, 2017, 38(9): 2621 - 2628, 2638. (YAN Kong-ming, ZHANG Jian-jing, WANG Zhi-jia, et al. Shaking table test of underground pipelines under non-uniform excitations[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(9): 2621 - 2628, 2638. (in Chinese))

[13] KAWABATA T, SONODA Y, MOHRI Y, et al. Dynamic behavior of buried flexible pipes of varying thickness using the shaking table test[C]// Pipelines Conference 2012. August 19-22, 2012, Miami Beach, Florida. Reston, VA, USA:

- American Society of Civil Engineers, 2012: 1015 – 1024.
- [14] JAFARZADEH F, JAHROMI H F, TORGHABEH E A. Investigating dynamic response of a buried pipeline in sandy soil layer by 1g shaking table test[J]. *International Journal of Civil Engineering*, 2010, **8**(2): 107 – 124.
- [15] NEWMARK N M. Problems in wave propagation in soil and rock[C]// *Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*, 1968, Albuquerque.
- [16] WANG L R L, CHENG K M. Seismic response behavior of buried pipelines[J]. *Journal of Pressure Vessel Technology*, 1979, **101**(1): 21 – 30. <https://doi.org/10.1115/1.3454594>.
- [17] 李鸿晶, 王竞雄. 生命线地震工程的若干最新研究进展[J]. *地震工程与工程振动*, 2017, **37**(3): 10 – 26. (LI Hong-jing, WANG Jing-xiong. Recent research advances in lifeline earthquake engineering[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2017, **37**(3): 10 – 26. (in Chinese))
- [18] PSYRRAS N K, SEXTOS A G. Safety of buried steel natural gas pipelines under earthquake-induced ground shaking: a review[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2018, **106**(19): 254 – 277.
- [19] 孟海. 埋地管线—土动力相互作用非一致激励振动台模型试验研究[D]. 上海: 同济大学, 2008. (MENG Hai. Buried Pipeline and Soil Dynamic Interaction of Non-Uniform Excitation Shaking Table Model Test Research[D]. Shanghai: Tongji University, 2008. (in Chinese))
- [20] YAN K M, ZHANG J J, WANG Z J, et al. Seismic responses of deep buried pipeline under non-uniform excitations from large scale shaking table test[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2018, **113**(19): 180 – 192.
- [21] HAN J Y, EL NAGGAR M H, LI L Y, et al. Design and commissioning of continuous soil box supported on shake tables array for testing long geostructures[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2020, **132**(21): 1 – 13.
- [22] MEYMAND P. Shaking Table Scale Model Tests of Nonlinear Soil-Pile-Superstructure Interaction in Soft Clay[D]. Berkeley: University of California, 1998.
- [23] 杜修力, 韩俊艳, 李立云. 埋地管道振动台试验设计中相似关系的选取[J]. *防灾减灾工程学报*. 2013, **33**(3): 246 – 252. (DU Xiu-li, HAN Jun-yan, LI Li-yun. Selection of shaking table test similarity relations for long-distance buried pipeline[J]. *Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering*, 2013, **33**(3): 246 – 252. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202111009

基于虚拟加载上限法和黏土小应变特性的桩基 $p-y$ 曲线

俞 剑^{1,2}, 朱俊霖^{1,2}, 黄茂松^{*1, 2}, 沈侃敏³

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;

3. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 310058)

摘 要: 国际主流规范 API 推荐 $p-y$ 曲线分析海上风电钢管桩基础的水平非线性响应。该 $p-y$ 曲线通过单参数刻画了土体应力应变的发展规律从而间接控制桩土非线性响应。但因过度简化, 在长期使用中已暴露出低估桩侧承载力, 且无法准确预测桩土初始刚度等问题。为此, 首先定义了含土体小应变特性的应力应变曲线, 再基于虚拟加载上限法获得考虑该土体应力应变关系的数值 $p-y$ 骨干曲线。结合参数分析, 拟合得到二维 $p-y$ 骨干曲线表达式。进一步结合三维极限承载力系数、桩土初始刚度和剪应变系数, 将 $p-y$ 骨干曲线拟三维化, 并分别与三维有限元和工程实例对比验证其合理性。与 API 规范相比, 该 $p-y$ 骨干曲线不但准确预测桩侧承载力, 对变形控制极严的海上风电钢管桩基础而言, 其更显著优点在于通过考虑土体小应变特性实现准确预测桩土初始刚度。

关键词: 水平受荷桩; 软黏土; $p-y$ 曲线; 虚拟加载上限法; 小应变

中图分类号: TU470

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-2029-08

作者简介: 俞 剑(1987—), 男, 助理研究员, 博士, 主要从事岩土工程方面的科研和教学工作。E-mail: 002yujian@tongji.edu.cn。

T-EMSD-based $p-y$ curve of laterally loaded piles in clay considering small-strain behavior

YU Jian^{1,2}, ZHU Jun-lin^{1,2}, HUANG Mao-song^{1,2}, SHEN Kan-min³

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Power-China Huadong Engineering Corporation Limited, Hangzhou 310058, China)

Abstract: The international popular API code recommends the $p-y$ curve method to analyze the nonlinear behavior of offshore wind turbine (OWT) steel pipe piles. The $p-y$ curve controls the pile-soil nonlinear response only through one parameter regarding the development of stress-strain relation of soils. This over-simplification results in the inaccurate evaluation of the lateral initial stiffness of pile-soil and the underestimation of the bearing capacity. Therefore, the stress-strain curve with soil small-strain behavior is first introduced to achieve a numerical $p-y$ backbone curve by using the total-displacement-loading extended mobilized strength design method (T-EMSD). The expression for the two-dimensional $p-y$ backbone curve is then fitted from the numerical results. The three-dimensional effect of the proposed $p-y$ curve is further considered by incorporating the three-dimensional ultimate capacity factor, the initial subgrade modulus and the compatibility factor. The rationality of the proposed $p-y$ curve is verified against the results from the three-dimensional finite-element analysis and field tests. Compared with API code, the proposed $p-y$ curve can provide a more reasonable prediction for both the bearing capacity and the initial stiffness of pile-soil by considering the soil small-strain behavior, which is a significant advantage for the OWT pile foundation with strict deformation control.

Key words: laterally loaded pile; soft clay; $p-y$ curve; T-EMSD method; small strain

0 引 言

海上风电作为可再生清洁能源在中国得到了大力发展。高耸的风电结构长期受到风浪流等引起的水平荷载, 据统计其基础承受的水平荷载可达竖向荷载的 75%~120%, 因而区别于传统的陆上基础, 海上风电

基础以水平受荷控制为主。目前, 大直径单桩(水深 <30 m, 桩径 4~8 m)和导管架钢管桩(水深 <50 m,

基金项目: 国家自然科学基金项目(51908420, 51579177)

收稿日期: 2021-03-09

*通信作者(E-mail: mshuang@tongji.edu.cn)

桩径 2~5 m) 是主力基础形式。海上风电机组运维要求极高, 国际主流设计规范 DNV^[1]和 API^[2]均严格规定其基础顶部的永久转角不允许超过 0.5°。因此, 合理计算大直径钢管桩的侧向变形是风电基础优化设计的关键。

得益于 $p-y$ 曲线方法计算过程高效、结果稳定、参数明确、易于被设计人员掌握, DNV^[1]和 API^[2]均推荐采用 Matlock^[3] $p-y$ 曲线计算软黏土地基中水平受荷钢管桩的侧向变形, 其表达式为

$$\frac{p}{p_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3}, \quad (1)$$

式中, y 是桩身水平位移, p 是桩侧土体反力, p_u 为桩截面深处的水平极限承载力, $y_{50} = 2.5\varepsilon_{50}D$, D 为桩径, ε_{50} 为三轴固结不排水试验得到的应力应变曲线上 1/2 强度值对应的轴向应变。由此可见, 该 $p-y$ 曲线通过引入土体参数 ε_{50} 控制了 $p-y$ 曲线 50% 极限承载力所对应的位移 y_{50} , 从而间接控制 $p-y$ 曲线发展过程。值得注意的是, y_{50} 与 ε_{50} 之间的关系依赖于桩径, 而上述表达式是 Matlock^[3]基于直径为 0.324 m 的试桩数据回归而来, 诸多研究^[4-6]表明已不适用于现实的大直径钢管桩。而且, 土体 ε_{50} 通常处于 0.005 到 0.02 量级^[3], 但统计显示风电桩基在正常使用状态下 (SLS) 引起土体应变量级约为 $5 \times 10^{-5} \sim 0.02$ 。显然, 仅通过 ε_{50} 无法准确描述土体处于小应变阶段的变形特性, 进而错误估计桩侧刚度。鉴于海上风电结构对变形控制要求极高, 很有必要建立能考虑土体小应变特性的 $p-y$ 曲线。

现有研究中可以完整考虑土体应力应变关系的桩土相互作用分析方法较少。Ashour 等^[7]根据极限平衡法构建桩周土体的楔形体变形模式可估算桩周土体应变值, 再与土体应力应变曲线结合建立了准确性较高的应变楔法 (strain wedge method), 但该方法计算较为复杂, 且无法直接得到的 $p-y$ 曲线, 因而在工程界难以推广。相比之下, 基于 MSD 方法建立 $p-y$ 曲线具有可行性。Osman 等^[8]提出了 MSD 法, 通过联系浅基础引起的应变场和土体应力应变曲线建立了浅基础荷载-沉降曲线。黄茂松等^[6]和 Yu 等^[9]进一步建立了虚拟上限加载法 (T-EMSD 方法), 得到桩周土体平均剪应变与桩身位移的关系, 结合双曲线应力应变关系得到了水平受荷桩的 $p-y$ 曲线表达式。但 Yu 等^[10]在模拟离心试验结果时指出该表达式显著低估了桩在小位移下的响应。进一步说明建立一种考虑土体小应变特性的 $p-y$ 曲线的必要性。

HSS 模型 (hardening soil small) 作为目前较为成熟的小应变弹塑性本构模型, 已在基坑工程、隧道开

挖领域得到广泛的应用, 但在桩土系统分析中鲜有运用。HSS 模型的小应变模块采用了 Benz 等^[11]提出的小应变 Overlay 模型, 可以考虑应力历史对小应变刚度衰减的影响, 材料参数也较少且已经积累了足够的工程经验。但因为 MSD 和 T-EMSD 均是基于非线性弹性应力应变关系曲线推导而来的分析方法, 为此本文首先构建了一种适用于饱和黏土的考虑土体小应变特性的应力应变曲线, 实现对土体特性从小应变到大应变的连续刻画。再结合 T-EMSD 方法得到考虑土体小应变特性的桩侧 $p-y$ 曲线。最后, 将所得 $p-y$ 曲线与有限元及现场试验结果对比, 验证实用化后的 $p-y$ 曲线的适用性。

1 考虑小应变特性的 $p-y$ 曲线

1.1 基于二维 T-EMSD 方法的 $p-y$ 曲线

极限分析上限法通过构建相容的速度场可获得塑性问题的上限承载力。以此为基础, MSD 法通过构造连续速度场建立应变和结构物位移的联系, 并引入土体强度随应变发展的关系, 从而获得结构物和土体相互作用的上限荷载位移曲线。但构造优秀的相容连续速度场十分困难。

T-EMSD^[9]将 EMSD^[12]给出的能量守恒方程转化为等效弹性虚功方程, 其中土体应变与强度发挥关系转恰好被转化为土体等效非线性剪切模量 $\tilde{G}(\gamma)$, 该转化可将 EMSD 的优化问题转变为采用弹性迭代的方法获得稳定且优秀的相容速度场, 可直接计算任意边界位移加载量下的土体反力, 无需增量加载过程, 黄茂松等^[6]已证明若给定的位移加载量足够大, 则该等效弹性问题的最终承载力是原问题的一个上限解, 连接多个不同位移下对应的反力, 则可获得完整的荷载-位移曲线 (计算过程见图 1)。该方法已被用于二维^[13]和三维^[14]水平受荷桩、二维^[15]和三维^[16]地基承载力以及三维隧道开挖面稳定分析^[17]。

因 MSD 法 (和 T-EMSD 法) 只能得到数值的荷载-位移关系, 无法直接给出解析形式, 为此 Klar^[18]又给出了配套的解析形式推导过程。首先, 从 MSD 连续速度场中提炼出剪应变系数 M_c 以标定桩身位移与桩周土体平均剪应变 γ_{avg} 的比例关系, 再引入双曲线应力应变关系:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{1/E_s + \varepsilon_a/(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \rightarrow q = \frac{2s_u}{1 + 3s_u/E_s\gamma}, \quad (2)$$

式中, E_s 为三轴试验应变范围内的土体弹性模量, 剪应变 $\gamma = 3/2\varepsilon_q$ 与 HSS 模型定义一致, q 是剪应力。最终 Klar^[18]推导出水平受荷桩解析 $p-y$ 曲线如下:

$$p = N_p r_0 s_u + \frac{1.5 k^*}{M_c E_s} r_0 s_u + 0.5 k^* y -$$

$$\sqrt{\left(N_p r_0 s_u + \frac{1.5 k^*}{M_c E_s} r_0 s_u + 0.5 k^* y\right)^2 - 2 k^* N_p r_0 s_u y} \quad (3)$$

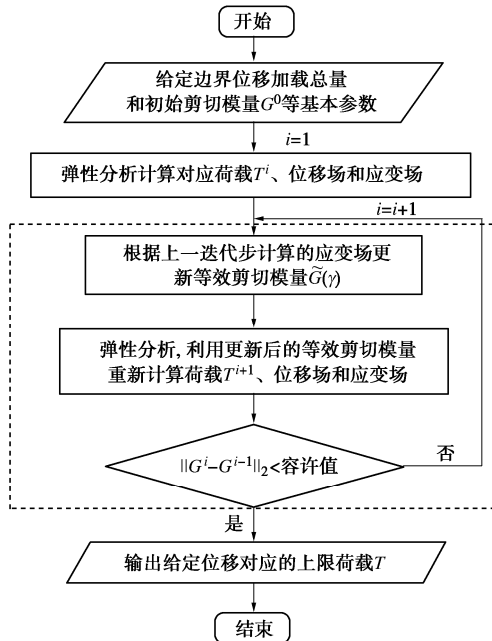


图 1 T-EMSD 迭代示意图

Fig. 1 Iteration diagram of T-EMSD method

黄茂松等^[6]进一步使用 T-EMSD 方法优化了剪应变系数 M_c 和极限承载力系数 N_p , 表 1 给出了二维情况不同边界条件下的剪应变系数值。

表 1 剪应变系数 M_c Table 1 Values of compatibility factor M_c

上限解	完全胶结	完全光滑
Klar ^[18] (MSD: 单层)	1.30	1.35
黄茂松等 ^[6] (T-EMSD: 100 层)	0.80	0.90

需指出, 该解析 $p-y$ 曲线的推导是 MSD 方法的一种近似解, Yu 等^[9]已证明式 (3) 较 MSD 和 T-EMSD 方法的直接数值解偏高。更重要的是, 式 (3) 依赖的双曲线应力应变关系亦未考虑土体小应变特性。为此, 本文将在 T-EMSD 方法 (如图 1 所示) 中引入能考虑土体小应变阶段的模量非线性衰减规律以得到 $p-y$ 曲线。

小应变范围内切线剪切模量 G 采用简化形式的 Hardin 和 Drnevich 衰减曲线 (HSS 模型基于相同的衰减规律):

$$G = \frac{G_0}{(1 + 0.385\gamma/\gamma_{0.7})^2} \quad (4)$$

式中, G_0 为非常小应变阶段的土体初始剪切模量, $\gamma_{0.7}$ 为剪切模量衰减到约 0.7 倍 G_0 时的剪应变值。该式无法适应应变较大的情况, 土体进入较大应变阶段时切线剪切模量采用 Duncan-Chang 双曲线模型确定:

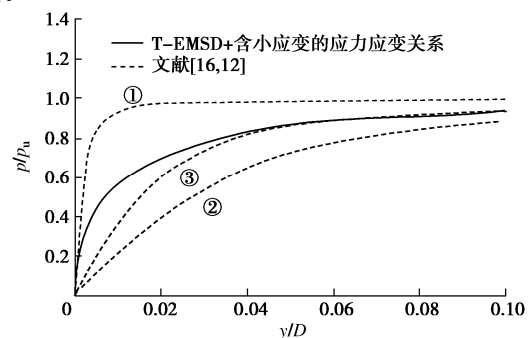
$$G = \frac{E_{50}(1 - q/q_a)^2}{(2 - R_f)(1 + \nu)} \quad (5)$$

式中 R_f 为破坏比; $\nu=0.5$ 为总应力泊松比; $q_a = q_f/R_f$, $q_f = 2s_u$ 为土体破坏时的剪应力; E_{50} 是三轴固结不排水试验 $q = 0.5q_f$ 时对应的割线模量, 即 $E_{50} = s_u/\varepsilon_{50}$ 。

为保证小应变至较大应变阶段模量的光滑过渡, 令剪切模量 G 取式 (4), (5) 中的较大值, 通过联立式 (4), (5) 求解得到衔接点的剪应变值 γ_{cut} 为

$$\gamma_{cut} = \frac{\sqrt{\frac{G_0}{E_{50}}(2 - R_f)(1 + \nu) - 1}}{\frac{0.385}{\gamma_{0.7}} - \frac{G_0}{s_u} R_f} \quad (6)$$

图 2 显示了给定参数组合下 ($s_u = 20$ kPa, $G_0 = 21$ MPa, $E_{50} = 3$ MPa, $\gamma_{0.7} = 2 \times 10^{-4}$) 本文 T-EMSD 数值 $p-y$ 曲线的计算结果 (桩土完全胶结)。同时绘出了 Klar^[18] 和黄茂松等^[6] 基于双曲线应力应变关系的 $p-y$ 曲线结果 (式 (3)), 由于该 $p-y$ 曲线非常依赖于弹性模量 E_s 的选取, 因而采用 3 种典型的取值方法进行对比: ①以 T-EMSD 结果为准, 匹配其初始刚度, 则直接采用 G_0 换算 E_s , 显然这严重高估整体 $p-y$ 响应; ② E_s 参照 USACE^[19] 手册直接根据 s_u 插值, 则 $E_s = 200s_u$, 该值可认为是常规三轴试验土体应变范围对应的弹性模量, 但图 2 显示其显著低估整体 $p-y$ 响应; ③以 T-EMSD 结果为准, 匹配其较大位移时的 $p-y$ 响应, 则 $E_s = 350s_u$, 但却无法体现小位移范围内的桩土非线性关系。不仅是 Klar^[18] 和黄茂松等^[6] 的 $p-y$ 曲线, Georgiadis 等^[20] 的双曲线型 $p-y$ 曲线同样如此, 受弹性模量 E_s 的影响非常显著。这说明了基于双曲线应力应变关系的局限性和本文工作的必要性。



①弹性模量 E_s 根据小应变剪切模量换算 $E_s = 3G_0$; ②弹性模量 E_s 根据 USACE^[19] 手册插值 $E_s = 200s_u$; ③弹性模量取 $E_s = 350s_u$

图 2 桩身荷载-位移曲线

Fig. 2 Load-displacement curves of fully bounded pile

1.2 拟合 $p-y$ 骨干曲线

T-EMSD 数值 $p-y$ 曲线具有较高精度^[13-17], 但由于缺乏解析表达式而不便于工程推广和应用。尽管采

用 Klar^[18]给出的近似法通过结合式(4), (5)也可推导出类似式(3)的解析 $p-y$ 曲线, 但形式十分复杂。因此本节通过直接拟合 T-EMSD 数值 $p-y$ 曲线获得水平受荷桩 $p-y$ 骨干曲线。

经大量参数分析, $G(\gamma)$ 曲线中所涉及参数可简化为 3 个关键量 G_0/s_u , G_0/E_{50} 和 $\gamma_{0.7}$ 。 $p-y$ 骨干曲线的表达式可借鉴 Jeanjean^[21]基于有限元和离心试验结果在 Dunnivant 等^[22]基础上修正而来双曲正切形式:

$$\frac{p}{p_u} = \tanh \left[\frac{G_0}{100s_u} \left(\frac{y}{D} \right)^{0.5} \right], \quad (7)$$

但由于 Jeanjean^[21]仅针对一种土体($G_0/s_u=550$)开展了试验, 因而未能充分考虑 G_0/s_u 的影响。Byrne 等^[23]基于现场试验及数值结果发现 $(G_0/s_u)(y/D)$ 更适合作为水平位移的无量纲形式。

结合上述现有成果, 本文进一步建议如下 $p-y$ 骨干曲线修正形式:

$$\frac{p}{p_u} = \tanh \left[a \left(M_c \frac{G_0}{s_u} \frac{y}{D} \right)^b \right], \quad (8)$$

式中, a , b 为与参数 G_0/E_{50} 和 $\gamma_{0.7}$ 有关的系数。剪应变系数 M_c 被纳入归一化变量中体现了 T-EMSD 方法的基本理念, M_c 直接影响由于桩身位移引起的土体平均剪应变大小, 进而影响土体反力的发挥。

对常见黏土类别进行广泛调查和总结: G_0/E_{50} 通常位于 3~15, 对极软黏土 G_0/E_{50} 可能大于 15; 参考剪应变值 $\gamma_{0.7}(10^{-4})$ 常位于 1~6。在此范围内拟合得到参数 a , b 的表示式如下:

$$\left. \begin{aligned} a &= 195 \left(\frac{G_0}{E_{50}} \right)^{1/3} \gamma_{0.7} + 0.23 \left(\frac{G_0}{E_{50}} \right)^{-1/3} \\ b &= 1 - 0.51 \left(\frac{G_0}{E_{50}} \right)^{1/7} \gamma_{0.7}^{0.03} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

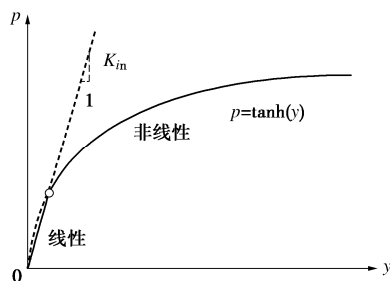


图3 分段示意图

Fig. 3 Piecewise diagram of $p-y$ curve

针对 Jeanjean^[21]的离心试验, 根据附录中式(A6)可确定土体参数 $\gamma_{0.7} \approx 2.3 \times 10^{-4}$, $G_0/E_{50} = 5.5$, 即 $a=0.21$, $b=0.494$, 此时本文建议的 $p-y$ 曲线(式(8))近似退化为 Jeanjean^[21]式(7)。此外 Jeanjean^[21]式(7)

和 Matlock^[3]式(1)在计算时均存在初始刚度无穷大的问题, 本文借鉴 API^[2]规范的做法进行分段处理。用初始刚度线 K_{in} 截取式(8), 如图3所示, 分段点之前 $p-y$ 骨干曲线为线性关系, 分段点之后为双曲正切关系。图4为不同参数组合下采用式(8), (9)对 T-EMSD 数值 $p-y$ 曲线的拟合情况, 该形式能够准确刻画 T-EMSD 数值 $p-y$ 曲线的特点。

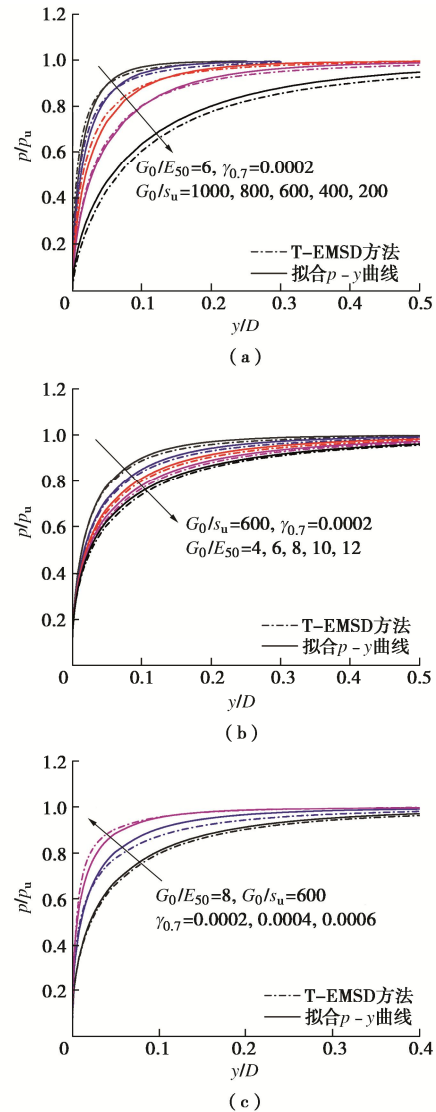


图4 拟合 $p-y$ 曲线与 T-EMSD 方法对比

Fig. 4 Comparison of $p-y$ curves by fitting and T-EMSD

2 水平受荷桩拟三维分析

2.1 拟三维 $p-y$ 曲线构造

上文已基于 T-EMSD 法得到了 $p-y$ 骨干曲线, $p-y$ 曲线是单位长度桩身截面上的荷载位移关系, 分析三维水平受荷桩时需要进一步在骨干曲线中桩土初始刚度 K_{in} 、极限承载力系数 N_p 和剪应变系数 M_c 的随深度的变化规律, 如图5所示, 从而实现 $p-y$ 的拟三维化。

桩土初始刚度 K_{in} 反映的是桩-土初始时刻的相互作用, Zhang 等^[24]推导了三维弹性空间中水平受荷桩的弹性地基模量, 比 Vesic 地基模量更适合当前问题, 其表达式 (详见附录式 (A1)) 可以考虑桩身刚度 EI 、长径比 L/D 对初始刚度的影响。

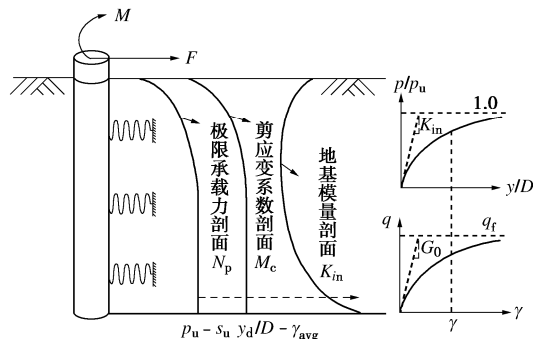


图 5 水平受荷桩拟三维分析

Fig. 5 Construction of $p-y$ curve considering three-dimensional effects

极限承载力系数 N_p 反映的是极限状态下的桩-土相互作用, 本文采用 Yu 等^[25]构建三维组合机构通过上限分析法得到的承载力系数 N_p , 该形式 (详见附录式 (A3)) 是当前最优上限解, 已被挪威土工所发文推荐^[26]。

剪应变系数 M_c 反映的是桩-土相互作用从初始状态到极限状态的发展速率。水平受荷桩三维分析时, 随着埋深增加桩侧承载机构由浅层楔形体机构转化为深层平流机构, 因此 M_c 亦具有三维效应。Li 等^[14]基于桩侧三维上限机构提出了考虑三维效应的 M_c 剖面表达式 (详见附录式 (A5)), 建立起 M_c 与 N_p 的联系。

为开展拟三维 $p-y$ 曲线构造方法的有限元验证, 通过 UMAT 二次开发构建各向同性的非线性弹性模型, 应力-应变的增量关系包含不相互耦合的体变和剪切变形两部分:

$$\begin{cases} \dot{p} = K \dot{\varepsilon}_p \\ \dot{q} = 3G \dot{\varepsilon}_q \end{cases} \quad (10)$$

式中, \dot{p} 是平均主应力增量, $\dot{\varepsilon}_p$ 是体应变增量, \dot{q} 是剪应力增量, $\dot{\varepsilon}_q$ 是广义剪应变增量。剪切模量 G 如 1.1 节所述, 为模拟饱和土体的不排水特性 (即无体变), 式 (10) 中的体变部分在剪切模量已知的前提下通过下式计算:

$$K = \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} G \quad (11)$$

其中, ν 为总应力泊松比, 取 0.495 以近似模拟无体变的特性。

为近似模拟现场土层条件, 土体参数 s_u , G_0 及 E_{50} 沿深度的变化设置为线性分布。大直径钢管桩悬臂长 2 m, 直径 2 m, 桩身 $E = 200 \text{ GPa}$, 泊松比 0.3,

壁厚 0.05 m, 采用 S4R 壳体单元。土体为正常固结黏土, 相关土体参数 s_u , G_0 及 E_{50} 如图 6 所示, $\gamma_{0.7} = 2 \times 10^{-4}$ 。土单元采用 C3D8, 可得到较精确的应力积分结果, 桩土界面粗糙。以桩顶转角 0.25° 作为位移加载控制标准。

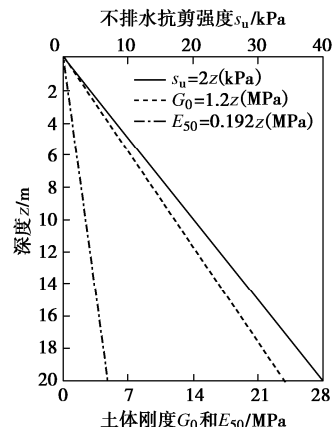


图 6 土体参数沿深度变化

Fig. 6 Variation of soil parameters along depth

采用 Fan 等^[27]推荐的方法从 ABAQUS 后处理结果中提取各深度处的 $p-y$ 曲线。图 7 显示了不同长径比 L/D 的大直径单桩各深度处的 $p-y$ 曲线, 有限元结果表明: 各深度处的 $p-y$ 曲线形态基本不随桩埋深而变化, 只是土体反力的发挥程度有所不同。同时本文基于 T-EMSD 方法拟合的 $p-y$ 曲线与有限元吻合较好。考虑了真实的桩身运动模式, 验证了本文 $p-y$ 骨干曲线、桩土初始刚度剖面以及极限承载力系数剖面的合理性。

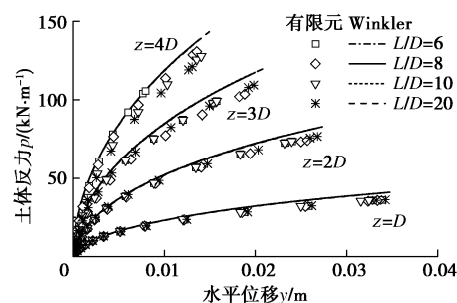


图 7 $p-y$ 曲线对比 (Winkler 方法与有限元)

Fig. 7 Comparison of $p-y$ curves between Winkler and FEM

2.2 与现场原位试验对比

(1) Incheon Bridge Site 现场试验

为了说明考虑小应变特性的必要性及本文 $p-y$ 骨干曲线的适用性, 首先选用 Kim 等^[28]在 Incheon Bridge Site 进行的现场水平加载试验进行对比。该试验桩直径 2.4 m, 埋深 44.3 m, 截面抗弯刚度 $4.2 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$, 桩顶最终加载位移仅为 0.005 倍桩径, 适合观察小变形阶段的桩身 $p-y$ 曲线响应。

现场试验的土体参数见表 2, 其中 s_u , G_0 分别根

据 Kim 等^[28]和 Sun 等^[29]现场原位测试所得, $\gamma_{0.7}$ 根据式 (A6) 计算 $\gamma_{0.7} \approx 1 \times 10^{-4}$, $E_{50} = s_u / \varepsilon_{50}$, ε_{50} 则是参照 API 规范取值 0.01, 有效重度 7.5 kN/m^3 。两个深度的 $p-y$ 曲线均呈现在图 8 中, 从中可发现 API 规范由于采用幂函数型表达式在小位移范围内严重偏离了实测值。本文 $p-y$ 曲线由于考虑了土体小应变特性在小位移范围内呈现出非线性, 且与实测值非常接近, 说明在水平受荷桩加载过程中考虑土体小应变特性是很有必要的。

表 2 现场试验 1 土体参数

Table 2 Soil parameters of field test Case 1

深度 z/D	s_u/kPa	G_0/MPa	$\gamma_{0.7}/(10^{-4})$	E_{50}/MPa
2	18	10	1	1.8
4	20	14	1	2

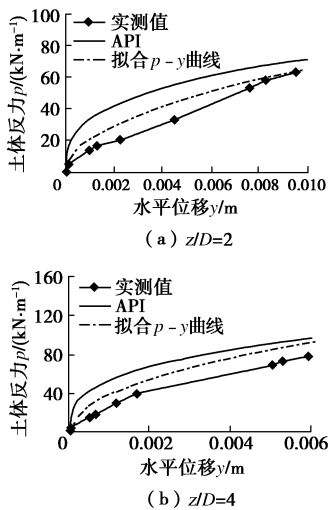


图 8 现场试验 1 的 $p-y$ 曲线对比

Fig. 8 Comparison of $p-y$ curves of field test Case 1

(2) 国内东南沿海某风电场现场试验

本算例采用国内某风电场试桩试验进行验证, 该试桩直径 2 m , 埋深 64.4 m , 截面抗弯刚度 $1.8 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$, 场址平均水位 10 m , 土体有效重度 7 kN/m^3 , 泥面处最终加载位移仅为 $0.055D$ 。根据桩身弯矩反算桩侧土体反力, 得到两个深度处的 $p-y$ 曲线与模拟结果呈现在图 9 中。土体参数 s_u , G_0 由现场原位测试所得, $E_{50} = s_u / \varepsilon_{50}$, ε_{50} 参照 API 规范取值 0.015, $\gamma_{0.7}$ 根据附录式 (A6) 计算, 见表 3。从中看出本文提出的 $p-y$ 曲线方法与实测值较为吻合, 而 API 规范严重低估桩侧承载力。

表 3 现场试验 2 土体参数

Table 3 Soil parameters of field test Case 2

深度 z/m	s_u/kPa	G_0/MPa	$\gamma_{0.7}/(10^{-4})$	E_{50}/MPa
3.6	13	12	4	0.87
6.3	15	15	4	1.0

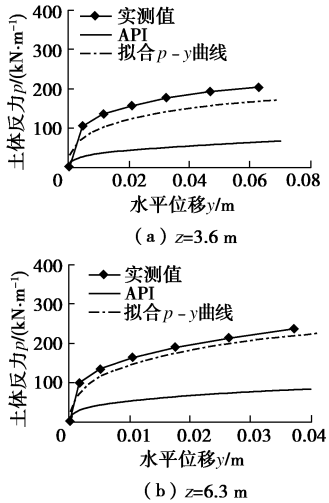


图 9 现场试验 2 的 $p-y$ 曲线对比

Fig. 9 Comparison of $p-y$ curves of field test Case 2

3 结 语

本文针对 API 规范在当下工程实践中暴露出的问题, 从理论出发, 推导了一种可考虑小应变特性的 $p-y$ 曲线模型。首先采用 T-EMSD 方法获得考虑土体应力应变关系的数值 $p-y$ 曲线, 弥补 API 采用 ε_{50} 仅考虑部分应力应变关系的不足。进一步拟合提出了便于推广运用的 $p-y$ 骨干曲线表达式。结合 Zhang 等^[16]修正的 Vesic 地基模量、Yu 等^[17]基于三维组合机构通过极限分析上限法得到的极限承载力系数、Li 等^[18]基于完全连续三维机构优化的剪应变系数剖面, 将 $p-y$ 骨干曲线用于水平受荷桩 Winkler 地基梁分析。

该 $p-y$ 曲线较现行规范推荐的形式能更好地反映桩身小应变情况下的桩土响应, 反映土体刚度系数 G_0/s_u 、参数 G_0/E_{50} 和 $\gamma_{0.7}$ 对桩身 $p-y$ 曲线的影响。API 规范用于海上风电大直径单桩基础设计时, 初始阶段明显高估土体刚度和反力, 极限状态低估承载力, 致使设计经济性差。

$p-y$ 曲线法作为一种小变形分析方法, 认为桩身水平位移足够小, 进而垂直于桩身的土体反力仍可视作水平。现今海上风电钢管桩基础, 由于变形控制严格十分适合 $p-y$ 曲线的应用; 而且经过多年发展, 模型中相关土体参数 G_0 , E_{50} (ε_{50}) 和 $\gamma_{0.7}$ 的取值已积累了足够工程经验, 因此本文建议 $p-y$ 曲线具有较高推广价值。

参考文献:

[1] DNV. Design of Offshore Wind Turbine Structures: DNV—OS—J101[S]. 2014.

[2] American Petroleum Institute (API). Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore

- platforms—working stress design[C]//API 2A-WSD, twenty-second ed. Washington, D.C, 2014.
- [3] MATLOCK H S. Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay[C]// Proceedings Second Annual Offshore Technology Conference. Houston, 1970: 1204.
- [4] 朱 斌, 熊 根, 刘晋超, 等. 砂土中大直径单桩水平受荷离心模型试验 [J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(10): 1807 - 1815. (ZHU Bin, XIONG Gen, LIU Jin-chao, et al. Centrifuge modelling of a large-diameter single pile under lateral loads in sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(10): 1807 - 1815. (in Chinese))
- [5] 王 卫, 闫俊义, 刘建平. 基于海上风电试桩数据的大直径桩 $p-y$ 模型研究 [J]. 岩土工程学报, 2021, **43**(6): 1131 - 1138. (WANG Wei, YANG Jun-yi, LIU Jian-ping. Study on $p-y$ models of large-diameter pile foundation based on in-situ tests of offshore wind power[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, **43**(6): 1131 - 1138. (in Chinese))
- [6] 黄茂松, 俞 剑, 张陈蓉. 基于应变路径法的黏土中水平受荷桩 $p-y$ 曲线[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(3): 400 - 409. (HUANG Mao-song, YU Jian, ZHANG Chen-rong. $p-y$ curves of laterally loaded piles in clay based on strain path approach[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(3): 400 - 409. (in Chinese))
- [7] ASHOUR M, NORRIS G. Modeling lateral soil-pile response based on soil-pile interaction[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000, **126**(5): 420 - 428.
- [8] OSMAN A S, BOLTON M D. Simple plasticity-based prediction of the undrained settlement of shallow circular foundations on clay[J]. Géotechnique, 2005, **55**(6): 435 - 447.
- [9] YU J, HUANG M S, LI S, et al. Load-displacement and upper-bound solutions of a loaded laterally pile in clay based on a total-displacement-loading EMSD method[J]. Computers and Geotechnics, 2017, **83**: 64 - 76.
- [10] YU J, ZHU J L, SHEN K M, et al. Bounding-surface-based $p-y$ model for laterally loaded piles in undrained clay[J]. Ocean Engineering, 2020, **216**: 107997.
- [11] BENZ T, VERMEER P A, SCHWAB R. A small-strain overlay model[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2009, **33**(1): 25 - 44.
- [12] KLAR A, OSMAN A S. Load-displacement solutions for piles and shallow foundations based on deformation fields and energy conservation[J]. Géotechnique, 2008, **58**(7): 581 - 589.
- [13] 黄茂松, 李 森, 俞 剑. 水平受荷桩的弹性有限元虚拟加载上限分析[J]. 岩土力学, 2016, **37**(8): 2399 - 2403, 2410. HUANG Mao-song, LI Sen, YU Jian. Analysis of laterally loaded pile by elastic finite element based EMSD method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(8): 2399 - 2403, 2410. (in Chinese)
- [14] LI S, YU J, HUANG M S, et al. Application of T-EMSD based $p-y$ curves in the three-dimensional analysis of laterally loaded pile in undrained clay[J]. Ocean Engineering, 2020, **206**: 107256.
- [15] LI S, HUANG M S, YU J. Continuous field based upper-bound analysis for the undrained bearing capacity of strip footings resting near clay slopes with linearly increased strength[J]. Computers and Geotechnics, 2019, **105**: 168 - 182.
- [16] LI S, YU J, HUANG M S, et al. Upper bound analysis of rectangular surface footings on clay with linearly increasing strength[J]. Computers and Geotechnics, 2021, **129**: 103896.
- [17] HUANG M S, LI S, YU J, et al. Continuous field based upper bound analysis for three-dimensional tunnel face stability in undrained clay[J]. Computers and Geotechnics, 2018, **94**: 207 - 213.
- [18] KLAR A. Upper bound for cylinder movement using “elastic” fields and its possible application to pile deformation analysis[J]. International Journal of Geomechanics, 2008, **8**(2): 162 - 167.
- [19] USACE. Settlement analysis, Engineer Manual EM 1110-1-1904. U.S. Army Corps of Engineers: Washington, D.C. 1990.
- [20] GEORGIADIS M, ANAGNOSTOPOULOS C, SAFLEKOU S. Cyclic lateral loading of piles in soft clay[J]. Geotechnical Engineering, 1992, **23**(1): 47 - 60.
- [21] JEANJEAN P. Re-assessment of $p-y$ curves for soft clays from centrifuge testing and finite element modeling[C]// Offshore Technology Conference. Houston, 2009.
- [22] DUNNAVANT T W, O'NEILL M W. Experimental $p-y$ model for submerged, stiff clay[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1989, **115**(1): 95 - 114.
- [23] BYRNE B W, HOULSBY G T, BURD H J, et al. PISA design model for monopiles for offshore wind turbines: application to a stiff glacial clay till[J]. Géotechnique, 2020, **70**(11): 1030 - 1047.
- [24] ZHANG C R, YU J, HUANG M S. Winkler load-transfer

analysis for laterally loaded piles[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2016, **53**(7): 1110 - 1124.

[25] YU J, HUANG M S, ZHANG C R. Three-dimensional upper-bound analysis for ultimate bearing capacity of laterally loaded rigid pile in undrained clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2015, **52**(11): 1775 - 1790.

[26] ZHANG Y H, ANDERSEN K H, TEDESCO G. Ultimate bearing capacity of laterally loaded piles in clay-Some practical considerations[J]. Marine Structures, 2016, **50**: 260 - 275.

[27] FAN C C, LONG J H. Assessment of existing methods for predicting soil response of laterally loaded piles in sand[J]. Computers and Geotechnics, 2005, **32**(4): 274 - 289.

[28] KIM Y, JEONG S, LEE S. Wedge failure analysis of soil resistance on laterally loaded piles in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, **137**(7): 678 - 694.

[29] SUN C G, CHO C S, SON M, et al. Correlations between shear wave velocity and in-situ penetration test results for Korean soil deposits[J]. Pure and Applied Geophysics, 2013, **170**(3): 271 - 281.

附录:

Zhang 等^[24]推导的桩土初始刚度三维弹性解为

$$K_{in} = \begin{cases} 7.5\eta(z) \frac{(1-\nu)^2 E}{(3-4\nu)(1-\nu^2)} \sqrt{\frac{ED^4}{E_p I_p}} & (K_r \leq 10^{-2}) \\ 7.5\eta(z) \frac{(1-\nu)^2 E}{(3-4\nu)(1-\nu^2)} \sqrt{100 \left(\frac{D}{L}\right)^4} & (K_r > 10^{-2}) \end{cases}, \quad (A1)$$

式中, $K_r = E_p I_p / EL^4$ 为桩土相对刚度系数, ν 为泊松比, 取 0.5 以模拟不排水条件, z 为桩身深度, x 为系数 $\eta(z)$ 中的积分变量,

$$\eta(z) = \frac{\frac{1+\nu}{E \left(\frac{L}{2}\right) (1-\nu)} \left[(6-8\nu) \ln \left(\frac{\sqrt{L^2 + D^2} + L}{\sqrt{L^2 + D^2} - L} \right) + \frac{8L}{3\sqrt{L^2 + D^2}} \right]}{\int_0^L \frac{(1+\nu)}{E(1-\nu)} \left\{ \frac{6-8\nu}{R_1} + \frac{2}{R_2} + \frac{D^2}{3R_1^3} + \frac{(3-4\nu)D^2}{3R_2^3} + \frac{2zx}{R_1^2} \left(2 - \frac{D^2}{R_1^2} \right) + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2 + z + x} \left[2 - \frac{D^2}{3R_2(R_2 + z + x)} \right] \right\} dx}, \quad (A2)$$

其中, $R_1 = \sqrt{D^2/4 + (z-x)^2}$, $R_2 = \sqrt{D^2/4 + (z+x)^2}$, $E = 3G_0$

且 $E(L/2)$ 表示 $L/2$ 深度处的土体弹性模量。

Yu 等^[25]基于三维上限分析而得的极限承载力系数 N_p 为

$$N_p = \min \left[N_{p0} + \frac{\gamma' z}{s_u}, N_{flow} \right], \quad (A3)$$

式中, N_{p0} 为无重土浅层楔形体机构的极限承载力系数,

$$N_{p0}(\alpha, z) = N_1 - (1-\alpha) - (N_1 - N_2) \left[1 - \left(\frac{z}{14.5D} \right)^{0.6} \right]^{1.35}, \quad (A4)$$

其中, $N_1=11.94$, $N_2=3.22$, α 为桩土界面粗糙系数, $N_{flow} = N_3 + (N_3 - N_1)\alpha$ 为深部平流机构的临界承载力系数, $N_3=9.2$, 临界转换深度 z_R 通过求解等式 $N_{p0} + \gamma' z_R / s_u = N_{flow}$ 得到。

Li 等^[14]提出的考虑三维效应的剪应变系数 M_c 为

$$M_c = \begin{cases} 0.051N_{p0} & z < z_R \\ 0.8 & z \geq z_R \end{cases}. \quad (A5)$$

初始剪切模量 G_0 可通过现场标贯、剪切波速或室内共振柱、弯曲元试验获得。对于常见类型正常固结黏土, 小应变参数 $\gamma_{0.7}$ 通常位于 $1 \times 10^{-4} \sim 6 \times 10^{-4}$, 比如: 上海黏土层 $\gamma_{0.7} = 2.5 \times 10^{-4}$; 上海淤泥质粉质黏土层 $\gamma_{0.7} = 2.9 \times 10^{-4}$; 上海淤泥质黏土层 $\gamma_{0.7} = 2.7 \times 10^{-4}$; 上海粉质黏土层 $\gamma_{0.7} = 3.4 \times 10^{-4}$ 。 $\gamma_{0.7}$ 显著受到土体超固结比 OCR、塑性指数 I_p 的影响, Stokoe 等在 Vucetic 等的研究基础上提出:

$$\gamma_{0.7} = (\gamma_{0.7})_{ref} + 5 \times 10^{-6} I_p (OCR)^{0.3}, \quad (A6)$$

式中, $(\gamma_{0.7})_{ref}$ 为 $I_p = 0$ 时的剪应变值, 约为 0.0001, 或根据 Plaxis 手册提及的取值方法, 在没有详细数据的情况下根据 G_0 和莫尔库仑参数确定:

$$\gamma_{0.7} = \frac{1}{9G_0} \left[2c'(1 + \cos(2\phi')) + \sigma'_1(1 + K_0) \sin(2\phi') \right]. \quad (A7)$$

DOI: 10.11779/CJGE202111010

裂隙-孔隙双重介质 Darcy-Forchheimer 耦合流动模拟方法及工程应用

熊峰¹, 姜清辉², 陈胜云³, 胡小川⁴

(1. 中国地质大学(武汉)工程学院, 湖北 武汉 430074; 2. 武汉大学土木建筑工程学院, 湖北 武汉 430072;
3. 中国人民解放军军事科学院国防工程研究院, 北京 100850; 4. 中建二局土木工程集团有限公司, 北京 101100)

摘要: 针对裂隙-孔隙双重介质非线性渗流问题, 采用压力交换函数描述孔隙 Darcy 渗流和裂隙 Forchheimer 渗流耦合特性, 推导了渗流方程有限体积的数值格式, 并编制了相应的计算程序。通过与单裂隙和相交裂隙渗流的 Frih 和 Arraras 解对比, 验证了新方法的合理性。对富水深埋裂隙型围岩隧道非线性渗流问题的计算表明, 所提算法对复杂裂隙系统问题具有很强的适用性。进一步分析隧道围岩渗流特征: 越接近隧道位置, 水压梯度越大, 流量也越大; 隧道周围水压梯度呈现“底部大, 顶部小”的特点, 最大相差 2.5 倍, 因此隧道底部的流量大于顶部流量; 裂隙方向均匀性和密度是影响隧道围岩水力特性的重要因素。在一定水力梯度下, 裂隙方向越集中于水力梯度方向且密度越大时, 围岩导水性越大, 隧道流量越大, 越容易发生涌水事故。研究成果为裂隙型围岩隧道防水设计及工程实践提供参考。

关键词: 裂隙-孔隙双重介质; Darcy-Forchheimer 耦合流动; 有限体积法; 隧道非线性渗流

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-2037-09

作者简介: 熊峰(1992—), 男, 副教授, 博士, 从事裂隙岩体渗流的教学和科研工作。E-mail: fengxiong@cug.edu.cn。

Modeling of coupled Darcy-Forchheimer flow in fractured porous media and its engineering application

XIONG Feng¹, JIANG Qing-hui², CHEN Sheng-yun³, HU Xiao-chuan⁴

(1. Faculty of Engineering, China University of Geosciences (Wuhan), Wuhan 430074, China; 2. School of Civil Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072, China; 3. Inst. of Defence Eng., AMS, PLA, Beijing 100850, China; 4. The Civil Engineering Group Corporation of China Second Engineering Bureau Ltd., Beijing 101100, China)

Abstract: Aiming to solve the nonlinear flow in fractured porous media, the coupling characteristics between Darcy flow in pores and Forchheimer flow in fractures are described by means of the pressure transfer function. The finite volume numerical form of seepage equations is derived, and the corresponding numerical code is written. The flow solution by the proposed method for single fracture and intersecting fracture is verified against Frih and Arraras' solution. Based on this method, the fluid flow behavior of a fractured rock deep-buried tunnel is simulated, which shows it has strong applicability to flow in complex fracture system. The nonlinear flow of tunnel is also analyzed. The results show that the hydraulic gradient of surrounding rock is characterized by "large at bottom and small at top", with the maximum difference of 2.5 times. Therefore, the flow rate at the bottom of the tunnel is greater than that at the top. The distribution homogeneity and density of fracture are the important factors that affect the hydraulic behavior of fractured rock tunnels. At certain water pressure, the more fractures concentrated in the direction of water pressure and the greater the density is, the greater the surrounding rock conductivity is and the greater the flow rate of tunnel is. In this condition, water-inflow accident of tunnels will be prone to occur. The research results may provide reference for the waterproof design and engineering practice of fractured rock tunnels.

Key words: fractured porous medium; coupled Darcy-Forchheimer flow; finite volume method; nonlinear flow in tunnel

0 引言

矿山、石油、水力水电、地热开采等工程无不涉及岩体渗流问题。①岩体裂隙渗透率高, 流体在裂隙中快速流动; ②岩块渗透率较低, 流体也会缓慢通过

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(42077243); 中国人民解放军军事科学院国防工程研究院资助项目(2019-JKGF-1043)

收稿日期: 2021-03-23

***通信作者** (E-mail: chenshengyunjia@163.com)

岩块中微小孔隙,两者相互作用,存在着复杂的耦合过程。因此,建立有效的岩体渗流模型仍然充满着挑战。自20世纪70年代,基于裂隙特性和分布规律的认识,各种岩体渗流模型相继被提出^[1]。

连续介质模型(continuum media model)^[2-6]适用于岩体中含大量规则分布的微小裂隙。基于均质理论,以渗流系数张量理论、广义达西定律和流体连续性方程为基础,推导得到流量和压力的偏微分方程。通过初始条件和边界来求解该偏微分方程组,得到整个流场的速度场和压力场。但当研究区域存在多个大型断层或者不连续面时,采用等效连续介质模型的合理性有待商榷。离散裂隙网络模型(fracture network model)^[7-10]仅考虑岩体中宏观裂隙的渗流情况,这些裂隙通常根据裂隙的产状、大小、水文参数等随机生成。以各裂隙交叉点处的流量平衡原理建立控制方程,然后结合单裂隙流动方程,得到压力与流量的矩阵方程。最后求解该方程组,得到速度场和压力场。离散裂隙网络模型适用于岩体内分布较为稀疏的大规模裂隙。但它不考虑岩块的流动情况,在某些高孔隙率的岩体中,可能误差较大。裂隙-孔隙双重介质模型(fractured porous model)^[11-13]最早由Barenblatt等提出的,将裂隙岩体的分为孔隙系统和裂隙系统,广义模型认为相互连通的裂隙是流体流动的通道,而孔隙和孤立的裂隙是储存流体的,两者在相互连通的裂隙壁上进行流量交换,满足流量守恒定律。流体在岩体中流动存在着优先流特征。这种特性是指水绕过岩石基质优先进入裂隙中。裂隙开度的不均匀性,使得流动以局部化指推进,而不是充满整个裂隙空间^[14-15]。因此,与连续介质模型和离散裂隙介质相比,双重介质模型考虑了基质与裂隙渗透性的差异,能够较准确的刻画优先流现象。同时考虑了水流的交换作用,使得模拟具有较好的拟真性。张奇华等^[13]总结了现有的两种双重介质渗流计算方法的特点,即整体求解法和流量交换法。流量交换法在处理发育程度高的裂隙方面更有优势。

在早期,双重介质模型假设流体在裂隙或孔隙介质流动符合Darcy定律。Darcy定律已被证明在流速较低的状态下符合多孔介质单相不可压缩流动,例如渗透率低的地下岩体含水储层。然而,在钻井口或者高渗透率裂隙区域中,流速较高,Darcy定律并不适用。为了描述高流速下渗流规律,最简单的方式之一是在Darcy定律的基础上增加二次修正项,得到了被广泛采用的Forchheimer定律。该定律结合了黏滞效应和惯性效应:在低流量时,黏滞效应占主导地位,模型简化为Darcy定律;增加流量时,惯性效应占主导定位,使得压力随流量呈非线性增加。

对于裂隙和孔隙的Darcy流,双重介质模拟方法

主要难点是 n 维($n=2, 3$)孔隙介质流动与 $n-1$ 维裂隙的耦合难题。近些年来,许多学者对该问题展开了深入研究,例如,Lang等^[16]基于双重介质理论,提出了一种裂隙-孔隙双重介质全渗透张量的计算方法。蒋中明等^[17]采用裂隙单元来考虑裂隙渗流对岩体渗流的贡献,发展了双重介质嵌入裂隙连续方法(embedded fractured continuum)。然而,考虑高渗压下裂隙的Forchheimer流的双重介质渗流模拟少有报道。该问题主要难点在于裂隙离散化后非线性系统的求解问题。其中,Frih等^[18]采用了接触模型(interface model)处理裂隙,在接触处添加非线性传递条件,使用区域分解技术将该问题简化成 $(n-1)$ 维的非线性系统问题。Arrars等^[19]采用了多重网格法来计算非线性系统问题,并讨论对于双重介质Darcy-Forchheimer流动非线性系统的鲁棒性。结果表明,该算法严重依赖于网格大小和Forchheimer系数。

本文在前人研究基础上,考虑了裂隙介质的Forchheimer流动和孔隙的Darcy流动,采用有限体积法,推导了Forchheimer和Darcy方程的数值格式,采用压力交换函数描述两者的耦合效应,编制了相应的模拟程序。通过2个算例验证了该方法的正确性,最后基于该程序进一步探讨了裂隙方向均匀性和密度对隧道围岩非线性渗流的影响机制。该方法为双重介质Darcy-Forchheimer耦合流动模拟提供了一个新的思路。

1 控制方程

1.1 孔隙介质渗流方程

地下水在均质孔隙基质中渗流速度缓慢,遵循Darcy定律,且假定流体不可压缩,其流体在孔隙基质中流动的质量和动量守恒方程为

$$u_m = -\frac{k_m}{\mu} \nabla p_m, \quad (1)$$

$$\nabla u_m = q_m, \quad (2)$$

式中, u_m 为孔隙介质渗流速度, k_m 为孔隙介质渗透系数, μ 为流体的黏滞系数, p_m 为孔隙介质流体压力, q_m 为孔隙介质汇源项。

1.2 裂隙介质渗流方程

在高水力梯度下,地下水在裂隙中流动速度较快,可采用Forchheimer定律描述。其流体在裂隙中压力梯度和流速的关系如下^[20]:

$$(1 + \beta|u_f|)u_f = -\frac{k_f}{\mu} \nabla p_f, \quad (3)$$

$$\nabla u_f = q_f, \quad (4)$$

式中, u_f 为裂隙介质渗流速度, k_f 为裂隙介质渗透系

数, μ 为流体的黏滞系数, p_f 为裂隙介质压力, q_f 为裂隙介质汇源项, β 为 Forchheimer 系数。

为考虑孔隙介质和裂隙介质流量相互交换的作用, 引入交换函数 Ψ 来说明两者的相互影响。孔隙介质和裂隙介质流量交换的强弱与流体特性以及裂隙连通性有关, 因此, 压力的交换函数可定义如下:

$$\Psi^{fm} = CI \times \frac{k_m}{\mu} \times \frac{p_f - p_m}{L}, \quad (5)$$

$$\Psi^{mf} = CI \times \frac{k_f}{\mu} \times \frac{p_m - p_f}{A}. \quad (6)$$

因此, Ψ^{fm} , Ψ^{mf} 满足如下关系:

$$\int \Psi^{mf} dA = - \int \Psi^{fm} dL, \quad (7)$$

式中, CI 为裂隙的连通度, L , A 分别为裂隙的面积 (长度) 和孔隙的体积 (面积)。连通度 CI 采用 Hajibeygi 等^[21]定义, 表达式为

$$CI_{ij,k} = \frac{A_{ij,k}}{\bar{d}_{ij,k}}, \quad (8)$$

式中, $A_{ij,k}$ 为孔隙基质单元 ij 中裂隙 k 的总长度, $\bar{d}_{ij,k}$ 为裂隙单元 k 和孔隙基质单元 ij 中的平均距离, 如图 1 所示:

$$\bar{d}_{ij,k} = \frac{\int l_k dA}{A_{ij,k}}. \quad (9)$$

对该式展开, 得到二重积分表达式:

$$\bar{d}_{ij,k} = \frac{\iint \sqrt{(x' - x'_{ko})^2 + (y' - y'_{ko})^2} dx' dy'}{\iint dx' dy'}, \quad (10)$$

式中, (x'_{ko}, y'_{ko}) 为裂隙单元 k 在局部坐标系下的中心坐标。式 (9) 一般在小部分情况下有解析表达式, 而大部分情况必须采用数值方法求解。Hajibeygi 等^[21]给出了部分情况下的解析表达式。

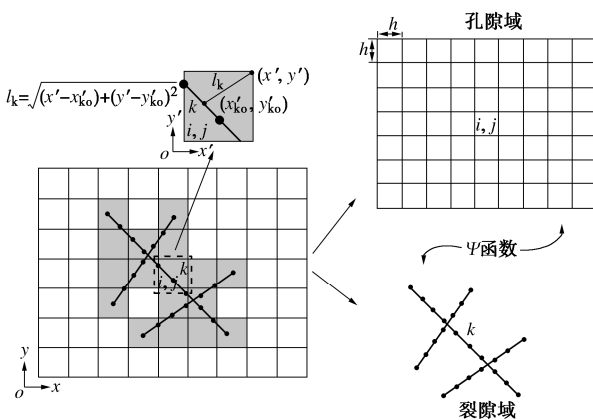


图 1 裂隙-孔隙双重介质离散示意图

Fig. 1 Schematic diagram of fractured porous media

将流量交换函数代入式 (1) ~ (4), 得到孔隙和裂隙渗流方程:

$$q_m + \nabla \left(\frac{k_m}{\mu} \nabla p_m \right) + \Psi^{mf} = 0, \quad (11)$$

$$\nabla \frac{k_f}{\mu} \nabla p_f + (1 + \beta |u_f|) u_f + \Psi^{fm} = 0. \quad (12)$$

2 数值算法

2.1 有限体积法数值格式

(1) 孔隙介质渗流方程数值格式

将孔隙介质流域 Ω 离散成矩形单元 Ω_{ij} , 如图 1 所示。对孔隙介质渗流方程进行积分, 使用高斯理论, 式 (11) 的体积分可以转化为垂直于体外面的面积分:

$$\int_{\Omega_{ij}} \left(q_m + \nabla \left(\frac{k_m}{\mu} \nabla p_m \right) + \Psi^{mf} \right) dV \Rightarrow \int_{\partial \Omega_{ij}} \left(\frac{k_m}{\mu} \nabla p_m + \Psi^{mf} \right) \mathbf{n} ds + \int_{\Omega_{ij}} q_m dV. \quad (13)$$

采用有限体积法, 得到每个单元 Ω_{ij} 渗流方程的中心差分形式:

$$\begin{aligned} & \frac{\Delta y \left(\frac{k}{\mu} \right)_{i,j}^m}{\Delta x} (p_{i,j}^m - p_{i-1,j}^m) + \frac{\Delta y \left(\frac{k}{\mu} \right)_{i,j}^m}{\Delta x} (p_{i,j}^m - p_{i+1,j}^m) + \\ & \frac{\Delta x \left(\frac{k}{\mu} \right)_{i,j}^m}{\Delta y} (p_{i,j}^m - p_{i,j-1}^m) + \frac{\Delta x \left(\frac{k}{\mu} \right)_{i,j}^m}{\Delta y} (p_{i,j}^m - p_{i,j+1}^m) + \\ & q_{ij}^m \Delta x \Delta y + \sum_{\Omega_k \cap \Omega_{ij}} CI_k \left(\frac{k}{\mu} \right)_{ij,k} (p_k^f - p_{ij}^m) = 0 \end{aligned} \quad (14)$$

(2) 裂隙介质渗流方程数值格式

同理, 采用一维线单元离散裂隙, 运用有限体积法, 得到每个单元渗流方程式 (12) 的中心差分形式为

$$\begin{aligned} & \frac{b_k \left(\frac{k}{\mu} \right)_k^f}{\Delta x^f} (p_k^f - p_{k-1}^f) + \frac{b_k \left(\frac{k}{\mu} \right)_k^f}{\Delta x^f} (p_k^f - p_{k+1}^f) + \\ & (1 + \beta |u_f|) q_{ij}^m b \Delta x^f - \sum_{\Omega_k \cap \Omega_{ij}} CI_k \left(\frac{k}{\mu} \right)_{ij,k} (p_k^f - p_{ij}^m) = 0. \end{aligned} \quad (15)$$

2.2 相交裂隙处理

当流体通过相交裂隙后, 会导致流体水头损失, 影响着整个区域的渗流行为。Xiong 等^[22]开展了交叉裂隙渗流试验, 讨论了相交裂隙水头损失问题, 并指出相交裂隙水头损失不可忽略。因此, 为了考虑相交裂隙对水头的影响, Karimi 等^[23]采用下式计算两个相交裂隙 (i 和 j) 的导水率 T_{ij} :

$$T_{ij} = \frac{U_i \times U_j}{U_i + U_j}, \quad (16)$$

$$\left. \begin{aligned} U_i &= \frac{k_{fi}}{\mu} \frac{b_i}{0.5\Delta x_f} \\ U_j &= \frac{k_{fj}}{\mu} \frac{b_j}{0.5\Delta x_f} \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

式中, Δx_f 为裂隙单元的长度, b_i , b_j 分别为裂隙 i 和 j 的宽度。

2.3 求解策略

按照有限体积法求解步骤, 通过组装每个单元的压力离散方程, 包括孔隙介质和裂隙介质压力方程, 最后得到一个大型的稀疏方程组 $T \cdot x = A$ 。系数矩阵 T 为

$$T = \begin{pmatrix} T^{mm} & T^{mf} \\ T^{fm} & T^{ff} \end{pmatrix} \quad (18)$$

式中 T^{mm} 为孔隙区域传导矩阵; T^{ff} 为裂隙的传导矩阵, 包括裂隙和裂隙交叉处的传导系数; T^{mf} , T^{fm} 为孔隙-裂隙交换传导矩阵和裂隙-孔隙交换传导矩阵。值得注意的是, 裂隙传导矩阵 T^{ff} 是一个关于流速的函数, 因此组装得到的方程组是一个非线性方程组。为了求解该方程组, 采用直接迭代算法求解。

一个大型非线性方程组可以写为

$$K(\delta)\delta - R = 0 \quad (19)$$

式中, K 为系数矩阵, δ 为未知数向量, R 为常数向量。

假设初始解为 $\delta = \delta_0$, 因此一个近似解可以得到:

$$K_0 = K(\delta_0) \quad (20)$$

$$\delta_1 = [K_0]^{-1} R \quad (21)$$

重复上述过程, 得到 $i+1$ 步近似解为

$$\delta_{i+1} = [K(\delta_i)]^{-1} R \quad (22)$$

当 $\|\delta_{i+1} - \delta_i\|$ 小于指定的容差要求时, 近似解收敛于最终解, 迭代终止。这时, δ_{i+1} 为非线性方程组的解。通过多次的试算, 容差取为 10^{-6} 。每一步迭代采用预处理共轭梯度法求解线性方程组。

基于上述计算方法, 利用 MATLAB 编程功能设计了裂隙-孔隙双重介质非线性渗流程序。其中, 网格划分方法如下, 对于孔隙计算域采用均匀布点法离散成矩形单元, 裂隙采用均匀分段法划分成一维线单元。

3 算例验证

3.1 单裂隙算例

所考察的算例来自 Frih 等^[18]和 Arraras 等^[19]报道。该模型为 $2 \text{ m} \times 1 \text{ m}$ 的长方形区域, 中间位置为一开度 0.01 m 的竖直裂隙。孔隙区域渗透系数 k_m 为 10^{-9} m^2 , 裂隙渗透系数为 10^{-7} m^2 。孔隙区域左右边界分别设置水压为 $10^6, 0 \text{ Pa}$, 裂隙上下边界水压为 $10^6, 0 \text{ Pa}$,

其他边界为无流量边界, 如图 2 所示。流体的密度为 1000 kg/m^3 , 黏滞系数为 $0.001 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ 。为了说明所提方法的精确性, 采用误差指标 e 来表示新方法 with Frih 等^[18]和 Arraras 等^[19]解的差异:

$$e = \frac{\sum (p_{\text{新方法}} - p_{\text{Frih or A}})^2}{\sum (p_{\text{Frih or A}})^2} \times 100\% \quad (23)$$

式中, $p_{\text{新方法}}$ 为新方法计算的的压力分布, $p_{\text{Frih or A}}$ 为 Frih 等^[18]和 Arraras 等^[19]计算的的压力分布。首先, 模拟了非线性参数 $\beta=10$, 网格尺寸为 0.02 m 模型的的压力分布。图 3 为新方法计算得到的压力分布。计算得到的压力分布与 Frih 等^[18]和 Arraras 等^[19]计算结果是一致的。图 4 为裂隙速度分布, 速度呈现“两头大, 中间低”的特点, 与压力分布规律一致。

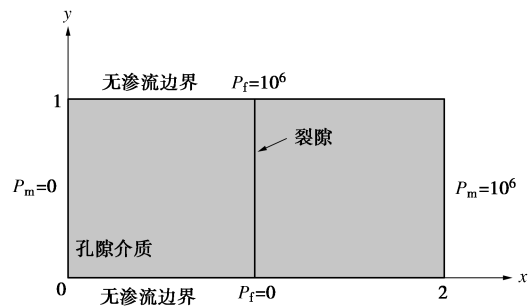


图 2 算例 1 计算模型

Fig. 2 Computational model for single fracture

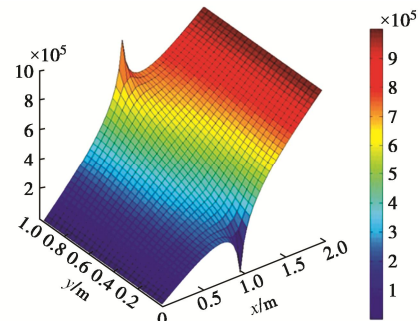


图 3 本文模型计算的的压力分布

Fig. 3 Distribution of pressure calculated by proposed method

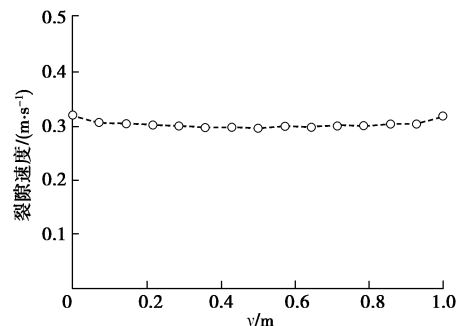


图 4 单裂隙模型的裂隙速度分布

Fig. 4 Distribution of fracture velocity of single fracture model

另外, 考察不同网格大小对压力求解精度的影响, 图 5 为网格尺寸 h 与新方法计算误差指标 e 的关系,

从图中可以看出, 对于所考察的网格尺寸范围, 随着网格尺寸的增加, 计算误差指标 e 从 0.8% 增加到 8%, 趋势呈现先缓慢增长, 当单元尺寸达到 0.02 m 时, 开始急剧增加。网格尺寸小于 0.02 m, 误差小于 1%, 且对于所有网格尺寸, 误差指标都小于 10%。这表明, 新方法在描述单裂隙-孔隙介质区域渗流行为方面具有足够的精度。另外讨论了网格大小对计算时间的影响, 如图 6 所示。随着网格尺寸的增加, 计算时间剧烈减小, 当网格尺寸达到 0.02 m 后, 开始保持稳定。对于所有的网格尺寸, 计算时间保持在 2~3 s。

最后考察了网格形状对计算精度的影响, 由于采用的是矩形单元, 定义单元比率 e -ratio 为长边与短边的比值, 绘制了单元尺寸为 0.005 m 不同单元比率与误差的关系, 见图 6 所示。从图中可以看出, 随着 e -ratio 的增加, e_F , e_A 逐步增加, 当 e -ratio 达到 4 时, 误差超过了 10%, 此时新方法计算的结果误差较大。 e -ratio 为 1 时, 误差小于 1%。

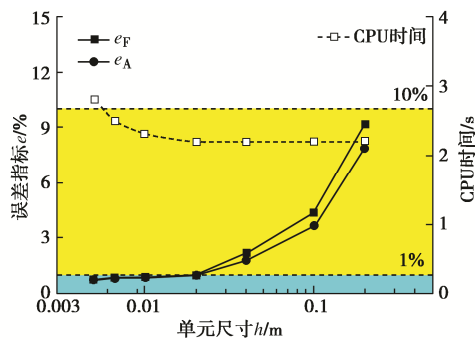


图 5 算例 1 网格大小与误差的关系

Fig. 5 Relationship between error and mesh size

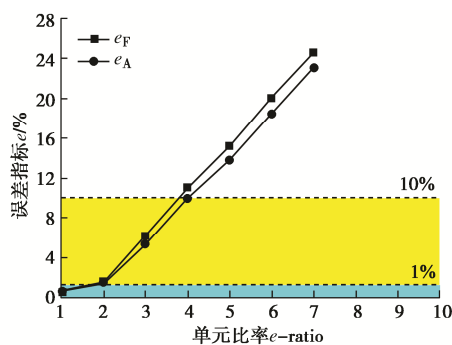


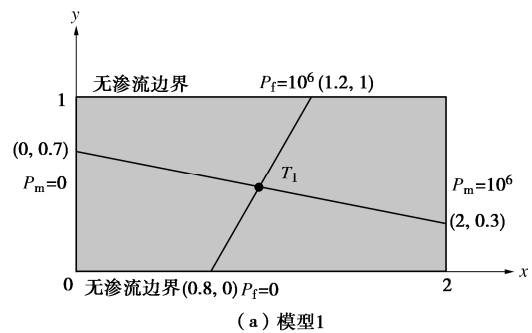
图 6 算例 1 单元比率与误差的关系

Fig. 6 Relationship between error and element ratio

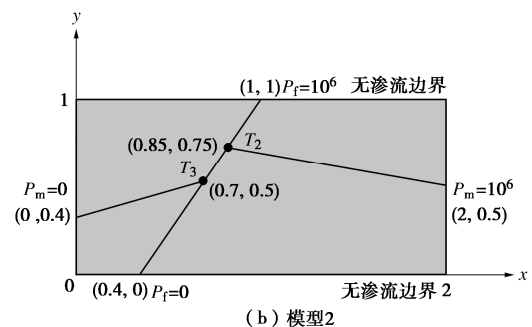
3.2 相交裂隙算例

所选两个算例来自于 Frih 等^[18]报道。两个模型为 2 m×1 m 的长方形区域, 模型 1 包含 4 条开度为 0.01 m 的裂隙, 裂隙相交于一点 T_1 。模型 2 包含 5 条开度为 0.01 m 的裂隙, 裂隙相交于点 T_2 和 T_3 。孔隙和裂隙区域的计算参数与算例 1 一致。边界条件如下: 孔隙区域左右边界分别设置水压为 10^6 , 0 Pa, 裂隙上下

边界水压为 10^6 , 0 Pa, 其他边界为无流量边界, 如图 7 (a), (b) 所示。首先, 模拟了非线性参数 $\beta=10$, 网格尺寸为 0.02 m 模型的压力分布。图 8, 9 为新方法和计算得到的压力分布。相交裂隙 1, 2 计算得到的压力分布与 Frih 等^[18]计算结果是一致的。进一步比较可知, 新方法计算的压力略高于 Frih 等^[18]的结果。一方面 Frih 等^[18]未考虑裂隙交叉位置的水头损失, 认为在交叉裂隙水头相等, 而新方法采用了 Karimi 等^[23]人提出的交叉裂隙导水率公式; 另一方面采用的网格尺寸较大, 影响了计算精度。



(a) 模型1



(b) 模型2

图 7 相交裂隙计算模型

Fig. 7 Computational model for intersecting fracture

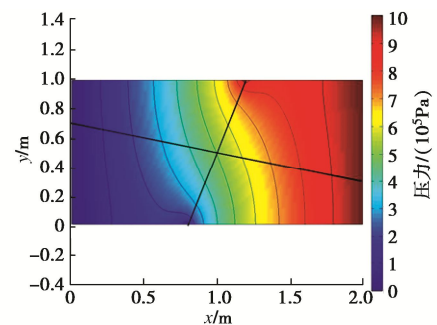


图 8 相交裂隙 1 新方法计算的压力

Fig. 8 Distribution of pressure calculated by proposed method for intersecting fracture case 1

另外, 考察不同网格大小对压力求解精度的影响, 图 10 为网格尺寸 h 与新方法计算误差指标 e 的关系, 从图中可以看出, 对于所考察的网格尺寸范围, 随着网格尺寸的增加, 计算误差指标 e 从 0.6% 增加到 12%。当网格尺寸小于 0.01 m 时, 误差指标小于 1%, 这表

明,新方法能够描述交叉裂隙-孔隙介质区域非线性渗流行为。同样,讨论了网格大小对计算时间的影响,如图 10 所示。随着网格尺寸的增加,计算时间逐步减小,当网格尺寸达到 0.02 m 后,开始保持稳定。对于所有的网格尺寸,计算时间保持在 2.4~3.2 s。综合单裂隙和相交裂隙计算时间,新方法具有较高的计算效率。

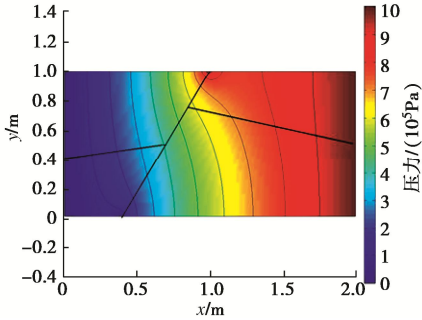
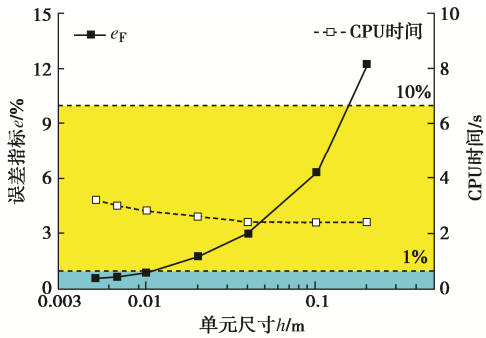
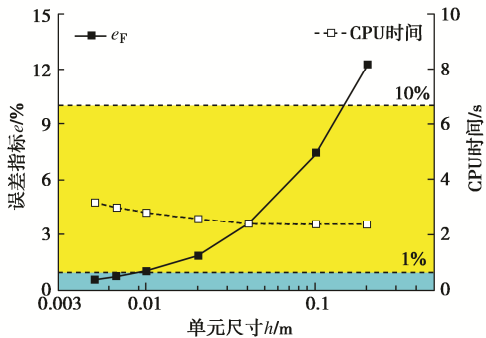


图 9 相交裂隙 2 新方法计算的压力

Fig. 9 Distribution of pressure calculated by proposed method for intersecting fracture case 2



(a) 模型1



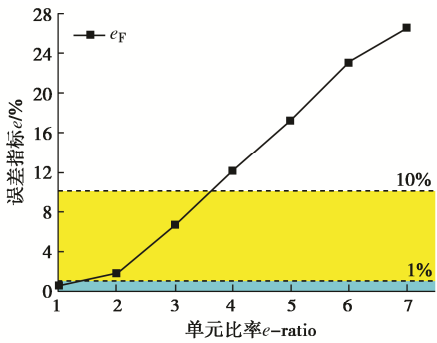
(b) 模型2

图 10 相交裂隙网格大小与误差的关系

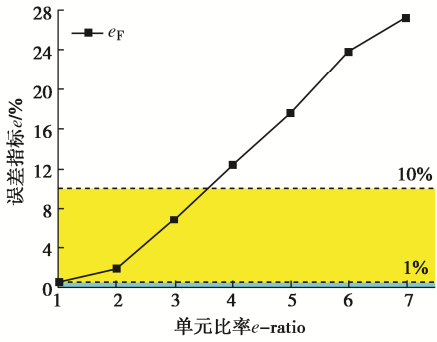
Fig. 10 Relationship between error and mesh size for intersecting fracture model

最后考察了网格形状对计算精度的影响,绘制了单元尺寸为 0.005 m 不同单元比率与误差的关系,见图 11 所示。从图中可以看出,随着 e -ratio 的增加,模型 1 和模型 2 e_F 逐步增加,当 e -ratio 达到 4 时,误差超过了 10%,此时新方法计算的结果误差较大。

e -ratio 为 1 时,误差小于 1%。综合单裂隙和相交裂隙单元比率的影响, e -ratio 小于 4 时,新方法模拟结果可接受。



(a) 模型1



(b) 模型2

图 11 相交裂隙单元比率与误差的关系

Fig. 11 Relationship between error and mesh ratio for intersecting fracture model

4 隧道围岩非线性渗流分析

4.1 模型设置及计算参数

港珠澳大桥珠海连接线南湾隧道围岩较破碎,且水压较大,是典型的富水深埋隧道,建立的数值模型如图 12 所示。将整个计算区域划分成 1×10^6 个四边形单元,总节点数为 10201 个,单元尺寸为 0.8 m,单元比率为 1。根据现场地质条件,并考虑到边界的影响,整个计算模型长 80 m,高 80 m。隧道为圆形隧道,半径为 3 m,圆心坐标为 (40, 40)。隧道未考虑支护措施,实施体内排水,因此隧道水压 p 为 0。计算参数选取工程地质报告,水的密度取 1000 kg/m^3 ,岩体渗透系数为 $1 \times 10^{-8} \text{ m}^2$,孔隙率为 0.3,裂隙渗透系数为 $1 \times 10^{-5} \text{ m}^2$;流体的黏度为 $10 \times 10^{-3} \text{ Pa}\cdot\text{s}$,Forchheimer 系数取 50。

在模拟中,假设围岩远场地下水补给充分,地下水面不随隧道排水而降低,因此,地面水位保持恒定,水压为 0。隧道渗流场在重力作用下沿数值方向呈线性分布,梯度为流体重度,因此,底部水压为 $8 \times 10^5 \text{ Pa}$ (80 m 水头),两侧水压设置线性水压,如图 11 所示。

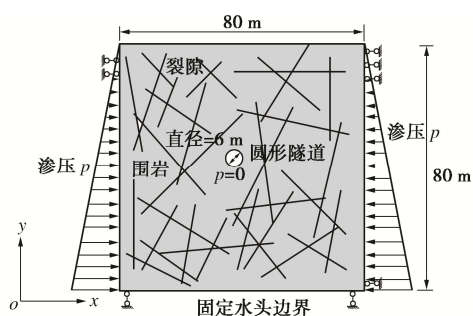


图 12 隧道模型尺寸及边界条件

Fig. 12 Dimension and boundary of tunnel model

为了简化计算, 隧道模型中未考虑地层、断层等地质结构, 只模拟了围岩随机裂隙的影响。裂隙模型采用随机 Mento-Carlo 方法生成。裂隙的位置服从均匀分布, 裂隙的长度服从指数分布:

$$f(l) = \lambda e^{-\lambda l}, \tag{24}$$

式中, $f(l)$ 为裂隙长度的概率密度函数, λ 为指数分布参数。裂隙的长度在 $[l_{\min}, l_{\max}]$ 之间取值。另外一个重要的参数是裂隙的方向, 在三维裂隙中指的是裂隙的倾向和倾角, 而在二维裂隙系统中, 可以用裂隙的倾角 θ 来表示。裂隙的倾角 θ 可用 von-Mises 分布来模拟:

$$f(\theta) = \frac{e^{\kappa \cos(\theta - \mu)}}{2\pi I_0(\kappa)}, \tag{25}$$

$$I_n(\kappa) = \frac{1}{\pi} \int_0^\pi e^{\kappa \cos(x)} \cos(nx) dx, \tag{26}$$

式中, μ 为裂隙倾角的均值, κ 为 von-Mises 分布系数, 表征了裂隙方向分布的不均匀性。根据地质勘查的资料, 裂隙参数如表 1 所示。

表 1 裂隙几何参数

Table 1 Geometrical parameters of fractures

长度/m		开度/mm		倾角		数量
l_{\min}	l_{\max}	λ	b	μ	κ	N
1.0	60.0	1.0	0.1	50°	[0,8]	[10,300]

4.2 计算结果及讨论

基于裂隙-孔隙双重介质非线性渗流数值方法, 研究了裂隙的不均匀性和密度对南湾裂隙型围岩隧道突涌水流态演化和涌水量的影响。

(1) 裂隙方向不均匀性影响

为了探究裂隙方向不均匀性的影响, 模拟裂隙参数 κ 取为 0, 1, 2, 4, 8, 16。 κ 越大, 表示裂隙分布越不均匀。其他参数如表 1 所示。

取 $x=40$ 的隧道中心线 $y=[30, 50]$ 段水压, 绘制不同 κ 值水压分布见图 13。靠近隧道底部水压变化较大, 平均梯度达到 8300 Pa/m, 而靠近隧道顶部的水压变化较小, 平均梯度为 3300 Pa/m。这表明, 隧道底部的流量高于隧道顶部。另外, 当 κ 值越大时, 隧道周围水压梯度越大。但对隧道底部围岩影响小于隧

道顶部。这进一步说明裂隙方向越集中于水力梯度方向, 隧道流量将越大。

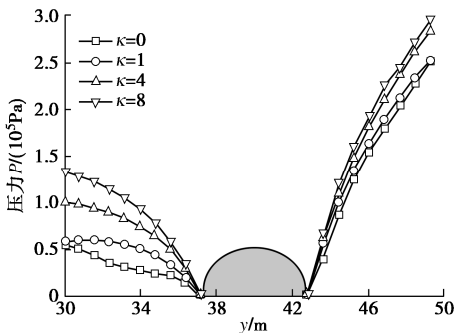


图 13 不同 κ 值下隧道围岩[30, 50]段压力分布

Fig. 13 Distribution of water pressure of tunnel rock at [30, 50] range under different values of κ

图 14 为不同 κ 值下裂隙网络的流量分布, 从图中看出, 裂隙流量分布具有明显的不均匀性特征, 主要表现为, 顺着流动方向 (y 轴向下) 的裂隙流量大, 垂直流动方向 (x 轴) 的流量较小, 最大流量是最小流量的 60 倍左右。最大的裂隙流量分布于靠近隧道出口位置, 为 $1 \times 10^{-6} \sim 2 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, 主要原因是在隧道出口处, 水力梯度较大, 这与上述水压规律分析结果是一致的。

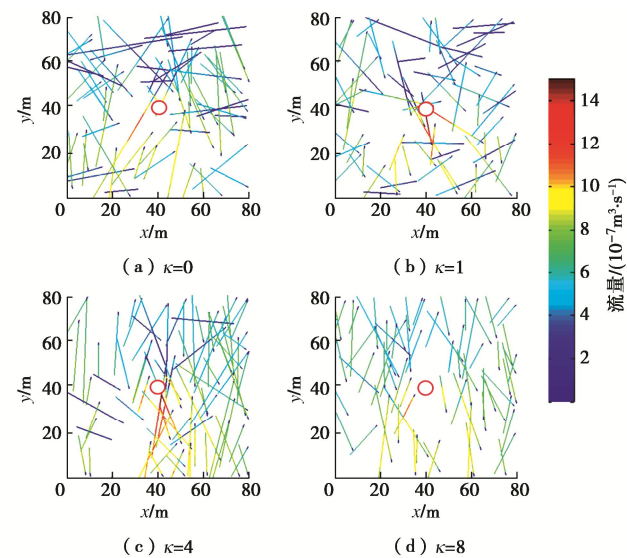


图 14 不同 κ 值下裂隙流量分布

Fig. 14 Distribution of fracture flow rate under different values of κ

(2) 裂隙密度影响

通过改变裂隙数量来分析裂隙密度对隧道围岩渗流场的影响。裂隙数量为 10, 50, 100, 150, 200, 300 条。其他参数同于 (1)。不同裂隙数量对隧道周围围岩水压分布影响较小。同样, 取 $x=40$ 的隧道中心线 $y=[30, 50]$ 段水压, 绘制不同 N 值水压分布见图 15。当 N 值越大时, 隧道周围水压梯度越大。但 N 值

变化对隧道底部围岩影响小于隧道顶部。这说明裂隙数量越多时，隧道围岩水压梯度越大，隧道流量将越大。

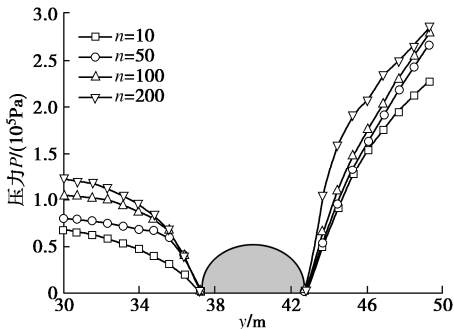


图 15 不同裂隙数量下隧道围岩[30, 50]段压力分布

Fig. 15 Distribution of water pressure of tunnel rock at [30, 50] range under different fracture numbers

另外，计算了不同 N 值下裂隙网络的流量分布，如图 16 所示。从图中看出， N 值会影响着裂隙的流量分布。 N 值越大时，高流量的裂隙数量越多，但主要分布于隧道附近。主要原因 N 值影响着裂隙的数量， N 值越大，裂隙越多，越有可能与隧道相交，导致高流量的裂隙较多。

综上分析结果，裂隙分布均质性和密度是影响裂隙型围岩隧道的压力场和涌水量的关键因素。对于深埋富水裂隙型隧道，裂隙方向越集中于水压方向且密度越大时，隧道越容易发生涌水事故，因此要及时查明裂隙、断层等不良地质体信息，必要时采取全包防水措施。

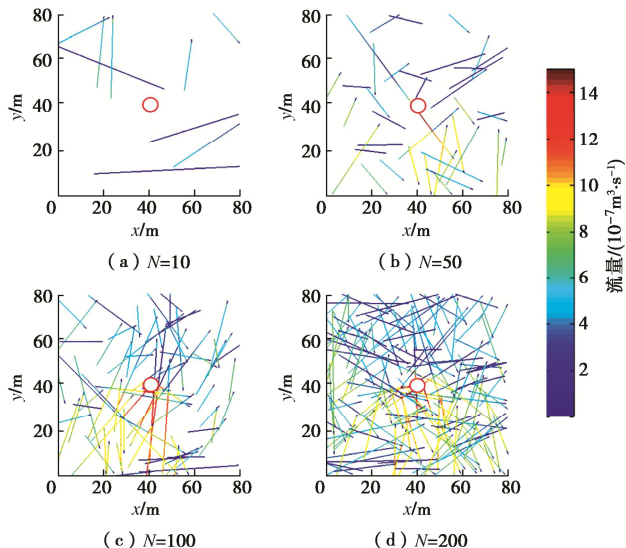


图 16 不同裂隙数量下裂隙流量分布

Fig. 16 Distribution of fracture flow rate under different fracture numbers

5 结 论

本文基于有限体积法，推导了孔隙 Darcy 渗流和裂隙 Forchheimer 渗流方程的离散格式，并提出两者

耦合流动的求解方法。基于该方法研究了富水深埋裂隙型围岩隧道非线性渗流规律，获得 4 点结论。

(1) 针对单裂隙和相交裂隙算例，对比了新方法与 Frih 等方法结果。新方法计算得到的压力以及裂隙速度分布与 Frih 等和 Arraras 等计算结果是一致的。网格尺寸小于 0.02 m 和单元比率为 1 时，计算误差小于 1%。且收敛速度较快。因此，新方法能够准确描述裂隙-孔隙双重介质非线性渗流行为。

(2) 裂隙型围岩隧道围岩水压梯度呈现“底部大，顶部小”的特点，这表明，隧道底部的流量高于顶部。另外，越接近隧道位置的水力梯度越大，裂隙的流量越大。

(3) 随机裂隙方向的不均匀性影响着隧道围岩的水力特性。裂隙方向越集中于水力梯度方向，围岩导水性越强，涌水量越大。

(4) 裂隙密度是影响隧道围岩导水性又一重要因素。裂隙密度越大时，隧道围岩水压梯度越大，隧道流量将越大。主要原因在于裂隙密度越大，裂隙越多，越有可能与隧道相交，导致高流量的裂隙较多。

参考文献：

[1] LEI Q H, LATHAM J P, TSANG C F. The use of discrete fracture networks for modelling coupled geomechanical and hydrological behaviour of fractured rocks[J]. Computers and Geotechnics, 2017, **85**: 151 - 176.

[2] 毛昶熙, 陈 平, 李祖贻, 等. 裂隙岩体渗流计算方法研究[J]. 岩土工程学报, 1991, **13**(6): 1 - 10. (MAO Chang-xi, CHEN Ping, LI Zu-yi, et al. Study on computation methods of seepage flow in fractured rock masses[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1991, **13**(6): 1 - 10. (in Chinese))

[3] 张有天. 从岩石水力学观点看几个重大工程事故[J]. 水利学报, 2003, **34**(5): 1 - 10. (ZHANG You-tian. Analysis on several catastrophic failures of hydraulic projects in view of rock hydraulics[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2003, **34**(5): 1 - 10. (in Chinese))

[4] 周志芳, 王锦国. 裂隙介质水动力学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2004. (ZHOU Zhi-fang, WANG Jin-guo. Theory of Dynamics of Fluids in Fractured Media[M]. 2004. (in Chinese))

[5] HUYAKORN P S, LESTER B H, FAUST C R. Finite element techniques for modeling groundwater flow in fractured aquifers[J]. Water Resources Research, 1983, **19**(4): 1019 - 1035.

[6] ATHANI S S, SHIVAMANTH, SOLANKI C H, et al. Seepage

- and stability analyses of earth dam using finite element method[J]. Aquatic Procedia, 2015, **4**: 876 - 883.
- [7] MARYŠKA J, SEVERÝN O, VOHRALÍK M. Numerical simulation of fracture flow with a mixed-hybrid FEM stochastic discrete fracture network model[J]. Computational Geosciences, 2005, **8**(3): 217 - 234.
- [8] 王恩志. 岩体裂隙的网络分析及渗流模型[J]. 岩石力学与工程学报, 1993, **12**(3): 214 - 221. (WANG En-zhi. Network analysis and seepage flow model of fractured rockmass[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1993, **12**(3): 214 - 221. (in Chinese))
- [9] 何 杨, 柴军瑞, 唐志立, 等. 三维裂隙网络非稳定渗流数值分析[J]. 水动力学研究与进展 A 辑, 2007, **22**(3): 338 - 344. (HE Yang, CHAI Jun-rui, TANG Zhi-li, et al. Numerical analysis of 3-D unsteady seepage through fracture network in rock mass[J]. Journal of Hydrodynamics (SerA), 2007, **22**(3): 338 - 344. (in Chinese))
- [10] 李海枫, 张国新, 朱银邦. 裂隙岩体三维渗流网络搜索及稳定渗流场分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(增刊 2): 3447 - 3454. (LI Hai-feng, ZHANG Guo-xin, ZHU Yin-bang. Three-dimensional seepage network searching of fractured rock mass and steady seepage field analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(S2): 3447 - 3454. (in Chinese))
- [11] ZIMMERMAN R W, HADGU T, BODVARSSON G S. A new lumped-parameter model for flow in unsaturated dual-porosity media[J]. Advances in Water Resources, 1996, **19**(5): 317 - 327.
- [12] PERATTA A, POPOV V. A new scheme for numerical modelling of flow and transport processes in 3D fractured porous media[J]. Advances in Water Resources, 2006, **29**(1): 42 - 61.
- [13] 张奇华, 徐 威, 殷佳霞. 二维任意裂隙网络裂隙-孔隙渗流模型的两种解法[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(2): 217 - 227. (ZHANG Qi-hua, XU Wei, YIN Jia-xia. Two-dimensional fractured porous flow model of arbitrary fracture network and its two solution methods[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(2): 217 - 227. (in Chinese))
- [14] 阙 云, 熊 汉, 刘慧芬, 等. 基于非饱和大孔隙流双重介质模型的浸水边坡水力响应数值模拟[J]. 工程科学与技术, 2020, **52**(6): 102 - 110. (QUE Yun, XIONG Han, LIU Hui-fen, et al. Numerical simulation of hydraulic response of immersed slope based on dual-permeability model of unsaturated macropore flow[J]. Advanced Engineering Sciences, 2020, **52**(6): 102 - 110. (in Chinese))
- [15] 宋晓晨, 徐卫亚. 非饱和带裂隙岩体渗流的特点和概念模型[J]. 岩土力学, 2004, **25**(3): 407 - 411. (SONG Xiao-chen, XU Wei-ya. Features and conceptual models of flow in fractured vadose zone[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, **25**(3): 407 - 411. (in Chinese))
- [16] LANG P S, PALUSZNY A, ZIMMERMAN R W. Permeability tensor of three-dimensional fractured porous rock and a comparison to trace map predictions[J]. Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 2014, **119**(8): 6288 - 6307.
- [17] 蒋中明, 肖喆臻, 唐 栋. 坝基岩体裂隙渗流效应数值模拟方法[J]. 水利学报, 2020, **51**(10): 1289 - 1298. (JIANG Zhong-ming, XIAO Zhe-zhen, TANG Dong. Numerical analysis method of fluid flow in fractured rock mass of dam foundation[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2020, **51**(10): 1289 - 1298. (in Chinese))
- [18] FRIH N, ROBERTS J E, SAADA A. Modeling fractures as interfaces: a model for Forchheimer fractures[J]. Computational Geosciences, 2008, **12**(1): 91 - 104.
- [19] ARRARÁS A, GASPÁR F J, PORTERO L, et al. Geometric multigrid methods for Darcy-Forchheimer flow in fractured porous media[J]. Computers & Mathematics With Applications, 2019, **78**(9): 3139 - 3151.
- [20] 姚 池, 邵玉龙, 杨建华, 等. 非线性渗流对裂隙岩体渗流传热过程的影响[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(6): 1050 - 1058. (YAO Chi, SHAO Yu-long, YANG Jian-hua, et al. Effect of nonlinear seepage on flow and heat transfer process of fractured rocks[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(6): 1050 - 1058. (in Chinese))
- [21] HAJIBEYGI H, KARVOUNIS D, JENNY P. A hierarchical fracture model for the iterative multiscale finite volume method[J]. Journal of Computational Physics, 2011, **230**(24): 8729 - 8743.
- [22] XIONG F, WEI W, XU C S, et al. Experimental and numerical investigation on nonlinear flow behaviour through three dimensional fracture intersections and fracture networks[J]. Computers and Geotechnics, 2020, **121**: 103446.
- [23] KARIMI-FARD M, DURLOFSKY L J, AZIZ K. An efficient discrete-fracture model applicable for general-purpose reservoir simulators[J]. SPE Journal, 2004, **9**(2): 227 - 236.

DOI: 10.11779/CJGE202111011

基于巴西劈裂试验的冻结膨胀土拉伸特性研究

张勇敢¹, 鲁洋^{*1, 2, 3}, 刘斯宏^{1, 3}, 李卓⁴, 张呈斌¹, 周雨奇¹

(1. 河海大学水利水电学院, 江苏 南京 210098; 2. 岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098;

3. 大坝长效特性及环保修复技术中西联合实验室, 江苏 南京 210098; 4. 南京水利科学研究院大坝安全与管理研究所, 江苏 南京 210029)

摘要: 冻土的抗拉强度参数在涉及拉伸破坏的岩土工程问题中起着重要作用。为研究冻结膨胀土的拉伸特性, 采用巴西劈裂试验研究了加载方式、试样高径比、加载速率、温度、干密度和含水率对冻结膨胀土力-位移曲线、抗拉强度的影响。试验结果表明: 各试验温度、干密度和含水率工况下, 冻结膨胀土试样均呈现为典型的脆性破坏特征。冻结膨胀土试样的抗拉强度随温度的降低而增大。当试样干密度为最大干密度时, 其抗拉强度与温度之间可以采用线性关系来描述。然而, 对于干密度小于最大干密度的试样, 在试验温度范围内抗拉强度与温度之间的关系更适合用指数函数关系来表达。各含水率工况下, 抗拉强度与温度之间均可采用线性关系来表征, 且含水率越低, 单位温度降低所引起的抗拉强度增量越大。冻结膨胀土试样的抗拉强度随干密度和含水率的增加均增大, 并且各温度条件下抗拉强度与干密度和含水率之间均存在良好的线性关系。

关键词: 冻结膨胀土; 巴西劈裂试验; 抗拉强度; 温度; 干密度; 含水率

中图分类号: TU445

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-2046-09

作者简介: 张勇敢(1995—), 男, 博士研究生, 主要从事寒区水工岩土方面的研究。E-mail: yonggan.zhang@hhu.edu.cn。

Experimental study on tensile strength of frozen expansive soils based on Brazilian splitting tests

ZHANG Yong-gan¹, LU Yang^{1, 2, 3}, LIU Si-hong^{1, 3}, LI Zhuo⁴, ZHANG Cheng-bin¹, ZHOU Yu-qi¹

(1. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China; 2. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Nanjing 210098, China; 3. International Joint Laboratory of Long-term Behaviour & Environmentally Friendly Rehabilitation Technologies on Dams, Nanjing 210098, China; 4. Department of Dam Safety Management, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China)

Abstract: The tensile strength of frozen soils plays an important role in geotechnical problems involving tensile failure. In order to study the tensile properties of frozen expansive soils, a series of Brazilian splitting tests (BST) are used to study the effects of loading mode, height to diameter ratio of samples, loading rate, temperature, dry density and water content on the force-displacement curve and tensile strength. The test results show that the frozen expansive soils exhibit typical brittle failure characteristics under different temperatures, dry densities and water contents. The tensile strength of the frozen expansive soils increases with the decrease of temperature. When the dry density of the sample is the maximum, the relationship between its tensile strength and temperature is linear. However, for the samples with dry density less than the maximum, the relationship between the tensile strength and the temperature within the test temperature range is more suitable to be expressed by an exponential function. The relationship between the tensile strength and the temperature of the frozen expansive soils can be described by a linear relationship with different water contents, and the lower the water content, the greater the increment of tensile strength caused by the decrease of unit temperature. The tensile strength of the frozen expansive soils increases with the increasing dry density and water content, and there is a good linear relationship between the tensile strength and the dry density and water content under various temperature conditions.

Key words: frozen expansive soil; Brazilian splitting test; tensile strength; temperature; dry density; water content

0 引言

中国是世界第三大冻土国, 其中多年冻土区约占国土总面积的 21.5%, 季节性冻土区约占国土总

基金项目: 国家自然科学基金项目 (U1765205, 52109123, 51979173); 中国博士后科学基金项目 (2021M690878); 江苏省研究生科研与实践创新计划项目 (KYCX21_0511)

收稿日期: 2021-03-30

***通信作者** (E-mail: luy@hhu.edu.cn)

面积的 53.5%^[1]。同时中国又是一个膨胀土广泛分布的国家, 目前已在 20 多个省市发现膨胀土的分布^[2]。近年来, 随着国家基础建设的需要, 一大批寒区工程相继修建或拟建, 如黑龙江省北部引嫩工程、吉林省哈达山水利枢纽工程、新疆北部引额供水工程、吉图珥高铁、哈佳高铁和哈牡高铁等^[3], 这些典型的寒区长距离线性工程在建设过程中穿越了大量有“工程癌症”和“拦路虎”之称的膨胀土地段^[4]。基于工程设计和建设的迫切需要, 膨胀土的低温物理力学特性受到工程界和学术界的广泛关注。操子明等^[5]以冻结膨胀土为研究对象, 研究了含水率对冻结膨胀土单轴抗压强度的影响, 得出冻结膨胀土的单轴抗压强度随着含水率的增加先增大后减小, 当含水率为 20% 左右时试样的单轴抗压强度达到最大值。李兆宇等^[6]对冻结膨胀土开展了三轴压缩试验, 得出冻结膨胀土的屈服应力和塑性破坏应力随温度的降低而增大, 且抗剪强度与温度之间呈现出良好的线性函数关系。Lu 等^[7]探讨了冻融次数对膨胀土单轴压缩特性的影响, 得出试样的弹性模量和破坏强度在首次冻融循环后显著下降, 随后随着冻融循环次数的增加逐渐降低到一个稳定值。Tang 等^[8]通过固结不排水(CU)三轴试验研究了冻融循环作用对膨胀土强度的影响, 发现膨胀土的弹性模量、破坏强度和有效抗剪强度参数均随着冻融次数的增加而显著降低, 而当冻融次数超过某一阈值后, 冻融作用对膨胀土强度特性的影响则不再显著。可知, 上述研究成果主要聚焦于膨胀土在冻结状态或经受冻融作用后其单轴压缩特性和三轴压缩特性的演化规律, 而对于冻结条件下膨胀土拉伸特性方面的研究尚未涉及。

在岩土工程实践中, 土体的抗拉强度参数经常被忽视, 这主要是因为土体抗拉强度在数值上相对较小, 且难以准确测量^[9]。事实上, 土体的抗拉强度与抗压强度、抗剪强度等均是衡量土体物理力学性质的重要指标^[10-11]。如边坡后沿的张拉裂隙、输电线路铁塔和风电塔在水平荷载作用下引起周边土体发生的张拉破坏、防渗墙的水力劈裂等均与土体的抗拉强度有关^[9-10]。尽管冻土的抗拉强度同样显著低于其抗压强度, 但是冻土的抗拉强度在一定的温度、干密度和含水率工况下具有相当可观的数值, 因此在冻土路基、边坡和结构物等工程的设计和稳定性评价中均不应忽略冻土的抗拉强度指标^[12]。此外, 冻土的抗拉强度是冻土力学研究的主要内容之一, 在冻土理论发展的过程中具有重要地位^[13]。冻土的抗拉强度测定主要包括直接法和间接法两种方法, 直接法通常是通过对试样两端施加拉力来完成,

拉伸强度由施加的外力除以破坏面的横截面面积来确定, 但是直接法在实施时较为复杂和困难, 因为合适的试样形状、匹配的夹具、严格轴向受力的加载系统、高度稳定的制冷保温系统和高度稳定灵敏的测量系统等是直接拉伸法抗拉强度测试的必备条件^[14]; 间接法改变了试样的加载方式, 采用劈裂、弯折等方法结合理论公式进行抗拉强度的计算, 主要包括巴西圆盘劈裂试验、轴向压裂试验、弯曲试验等^[15], 其中巴西劈裂法不但在试样制备、试验设备和操作步骤方面都较为简单, 而且试验结果的稳定性也远高于直接拉伸试验, 因此在冻土抗拉强度测试中得到了广泛应用^[14,16-20]。

鉴于此, 本文以冻结膨胀土为研究对象, 开展冻结条件下膨胀土试样的巴西劈裂试验, 系统地探究加载方式、试样高径比、加载速率、温度、干密度和含水率对冻结膨胀土力-位移曲线特性的影响, 揭示抗拉强度的演变规律, 以期寒区环境中膨胀土路基、边坡和结构物等的设计提供有益参考。

1 试样制备与试验方法

1.1 试样制备

试验所用膨胀土取自南水北调中线工程叶县段输水渠道工程现场, 土料密封保存运回后, 依据《土工试验方法标准》^[21]进行膨胀土的基本物理性质试验。试验结果表明: 该膨胀土的最大干密度为 1.60 g/cm³, 最优含水率为 21.7%; 土料塑限含水率为 26.3%, 液限含水率为 70.8%, 塑性指数为 44.5, 依据土的工程分类标准可将其划分为高液限黏土(CH); 此外, 该膨胀土自由膨胀率为 59%, 属于弱膨胀土。其级配粒径组成见图 1。

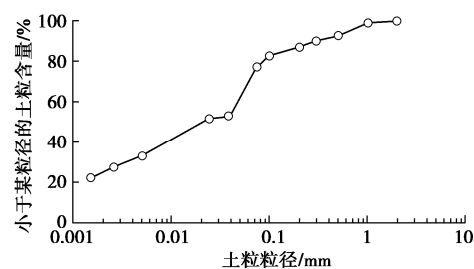


图 1 膨胀土级配曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curve of expansive soils

试验采用直径 61.8 mm 的标准圆柱体试样, 试样高度依据试验方案进行设置, 试样制备时采用图 2 所示的分层击实法。具体制备过程如下: ①将膨胀土土料风干、碾碎并过 2 mm 筛, 然后将风干土样均匀喷洒一定质量的水使其达到目标含水率, 随后装入密封塑料袋中闷料 24 h 使其水分均匀。②制样时依次称取一定量的膨胀土, 采用改进的分层击

实装置将土料精确击实至设计干密度^[22]（击实后每层土料厚度为 25 mm），第一层膨胀土土料击实完成后将其表面充分刨毛，然后加入第二层土料，如此反复，直至完成预定高度的试样制备。③试样制备完成后采用电动脱模机进行脱模并用保鲜膜包裹密封以防止水分损失。

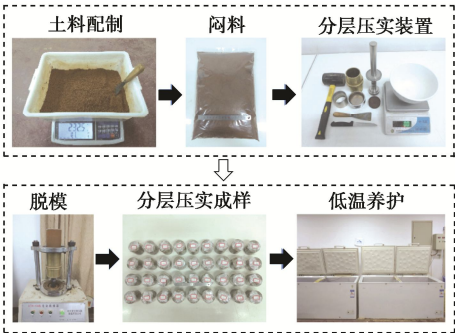


图 2 试样制备示意图

Fig. 2 Schematic graph of preparation process of sample

1.2 试验方法

为防止冻结过程中水分迁移、保证试样水分均匀，参考中科院冻土工程国家重点实验室推荐的试样冻结方法，即将制备完成的试样首先放入已经恒定的-30℃低温环境下迅速冻结，然后移入试验目标温度恒温养护足够时间^[23]，其中，试样迅速冻结和恒温养护的时间均为 12 h。随后，采用河海大学冻土实验室的单轴压缩试验机作为动力装置对养护完成的试样开展巴西劈裂试验（图 3）。

试验仪器主要由加载系统和控制系统两部分组成。竖向加载系统最大荷载为 100 kN，载荷传感器精度为±0.1%，位移传感器精度为±0.5%。试验机置于恒温房内，恒温房规格为 4 m×3.5 m×2.8 m、控温范围为-30℃~30℃、控温精度为±0.1℃、控温均匀度为±0.5℃。试验机具有自动数据采集与处理功能，可实时记录荷载与轴向位移。试验开始前，首先打开风冷式恒温房，设置恒温房温度与试验目标温度相同并恒温 2 h 以上，随后从恒温养护试验箱中取出冻结膨胀土试样安装于巴西劈裂试验装置上，在恒变形速率下进行加载直至试样劈裂。试样的抗拉强度采用 Shloido^[20]提出的公式计算：

$$\sigma_t = \frac{2P_{\max}}{\pi Dh} \quad , \quad (1)$$

式中， σ_t 为抗拉强度， P_{\max} 为峰值荷载， D 为试样直径， h 为试样高度。

2 试验基本参数确定及试验方案

2.1 试验基本参数确定

(1) 加载方式



图 3 巴西劈裂试验装置

Fig. 3 Apparatus of Brazilian splitting test (BST)

以往针对冻土材料的巴西劈裂试验研究中，加载板与试样间的传力压块通常采用图 4 所示的 3 种形式：无压块^[16]，圆弧状压块^[14, 17]和尖状压块^[18]。遗憾的是上述研究中均未说明各组试验选取不同形式压块的依据。杨同等^[24]选用 6 种不同形式压块对砂岩、大理岩、花岗岩 3 种岩石共 91 件试样进行了劈裂试验，发现不同压块形式在测算岩石抗拉强度时的影响是不可忽略的。因此，本文首先采用上述 3 种不同形式的压块对相同试验工况下（表 1 中组别 1~3）的试样开展了巴西劈裂试验，并分析不同形式压块对试验结果的影响。

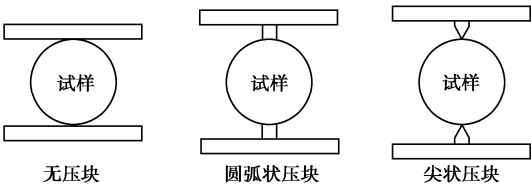


图 4 不同加载方式的巴西劈裂试验加载示意图

Fig. 4 Schematic graph of BST with different loading modes

表 1 试验基本参数确定方案

Table 1 Schemes for determination of basic parameters in tests

组别	加载方式	加载速率 /(mm·min ⁻¹)	试样高径比 (D=61.8 mm)
1	无压块	2	0.81(H=50 mm)
2	圆弧状		
3	尖状压块		
4	尖状压块	2	0.40(H=25 mm)
5			0.61(H=37.5 mm)
6			0.81(H=50 mm)
7			1.01(H=62.5 mm)
8			1.21(H=75 mm)
9			1.42(H=87.5 mm)
10	尖状压块	0.1	0.81(H=50 mm)
11		1	
12		2	
13		10	
14		20	

注：试验温度-10℃，试样含水率 21.7%，试样干密度 1.60 g/cm³，合计 36 个试样（各工况均设置 3 个平行试样）。

图 5 给出了不同加载方式下冻结膨胀土试样的劈裂压力和劈裂位移曲线，可以看出，不同加载方式下冻结膨胀土试样的力和位移曲线形态具有显著的差异性。对于采用无压块的试样，试样劈裂过程的径向压力随着径向位移的增加先快速增大，随后

几乎保持不变, 最后进一步增大。对于采用圆弧状压块的试样, 试样劈裂时的径向压力随着径向位移的增加先急剧增加后缓慢减小。对于采用尖状压块的试样, 试样在达到峰值径向压力后其力和位移曲线急剧降低直至径向压力减小为零, 试样的破坏呈现出典型的脆性破坏特征。进一步的, 图 6 给出了不同加载方式下冻结膨胀土试样的最终破坏形态, 可以看出, 对于采用无压块和圆弧状压块的冻结膨胀土试样, 其破坏形态呈现出典型的“X”型破坏形式, 并且采用无压块加载的试样其上、下表面均形成了可观的压缩平面, 这也是图 5 中采用无压块加载的试样其力和位移曲线后期上翘的原因。对于采用尖状压块的试样, 其破坏面为一贯穿于试样径向的平面, 该破坏形态更加符合巴西劈裂试验的基本假定。因此, 对于冻结膨胀土试样, 采用尖状压块开展巴西劈裂试验是最为合理的选择。

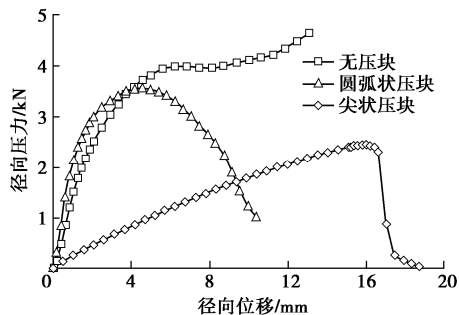


图 5 不同加载方式试样的力和位移关系曲线

Fig. 5 Relationship between load and displacement under different loading modes

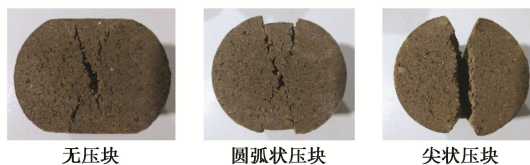


图 6 不同加载方式试样破坏后形态

Fig. 6 Failure modes of samples with different loading modes

(2) 试样高径比 (指试样冻结前的高径比)

沈忠言等^[19]采用不同长度的冻结黄土试样验证了高径比 ($H/D=0.4\sim 2.1$) 对试样的抗拉强度没有实质性影响; 相反, Deniz 等^[15]的研究表明压实黏土的抗拉强度与试样的高径比密切相关。Shlido^[20]对宽范围高径比冻土试样开展劈裂试验, 得出当试样高度小于直径时, 抗拉强度受高径比影响; 当试样的高径比在 $1\sim 2$ 时, 高径比则不再影响抗拉强度。因此, 设计了 6 组不同高径比的冻结膨胀土试验方案以探究高径比对其抗拉强度的影响 (表 1 中组别 4~9)。

图 7 给出了不同高径比冻结膨胀土试样的力和位移关系曲线, 可以看出, 不同高径比的试样均呈现出典型的脆性破坏特征, 但试样达到峰值径向压力时其对应的径向位移随着试样高度的增加而减小。将图 7 中不同高径比试样的峰值径向压力代入式 (1) 中可以得到图 8 所示的试样抗拉强度与高径比的关系曲线, 可以看出, 在试样高径比 $H/D=0.4\sim 1.42$ 范围内, 试样高度对冻结膨胀土试样的抗拉强度无实质性影响。此外, 考虑到试样制备过程中分层击实制样的便易性, 后续试验选用试样高径比为 0.81, 也即试样高度为 50 mm、直径 61.8 mm。

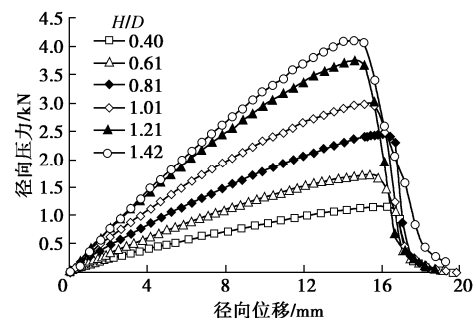


图 7 不同高径比试样的力和位移关系曲线

Fig. 7 Relationship between load and displacement under different heights/diameters (H/D)

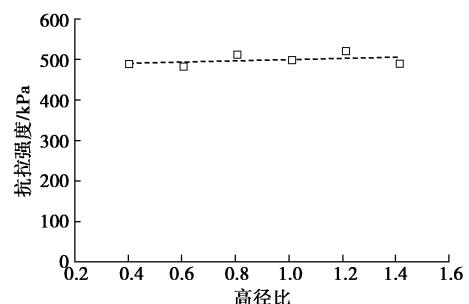


图 8 试样抗拉强度与高径比的关系

Fig. 8 Relationship between tensile strength and H/D

(3) 加载速率

加载速率是否对冻土试样的抗拉强度有影响目前同样没有统一的认识。Bragg 等^[17]和 Zhou 等^[18]的试验结果表明加载速率对冻土试样的抗拉强度无影响, 然而彭万巍^[13]、沈忠言等^[14]的试验结果却呈现出相反的结论。因此, 设计了表 1 中组别 10~14 所示试验方案以验证加载速率对冻结膨胀土试样抗拉强度的影响。

图 9 给出了不同加载速率下冻结膨胀土试样的力和位移关系曲线, 可以看出, 当试样的加载速率小于 2 mm/min 时, 试样在达到峰值径向压力前的力和位移曲线几乎完全重合, 这也预示着试样名义

表 2 冻结膨胀土巴西劈裂试验方案

Table 2 Schemes of Brazilian split tests on frozen expansive soils

组别	试验温度/°C	干密度/(g·cm ⁻³)	含水率/%
1	-2	1.60	21.7, 19.7, 17.7, 23.7, 25.7
2		1.60, 1.52, 1.44, 1.36, 1.28	21.7
3		1.60	21.7, 19.7, 17.7, 23.7, 25.7
4	-5	1.60, 1.52, 1.44, 1.36, 1.28	21.7
5		1.60	21.7, 19.7, 17.7, 23.7, 25.7
6	-10	1.60, 1.52, 1.44, 1.36, 1.28	21.7
7		1.60	21.7, 19.7, 17.7, 23.7, 25.7
8	-15	1.60, 1.52, 1.44, 1.36, 1.28	21.7
9		1.60, 1.52, 1.44, 1.36, 1.28	21.7
10	-13	1.60, 1.52, 1.44, 1.36, 1.28	21.7

上的弹性模量相同，与事实相符。当试样的加载速率进一步增大时，加载速率则影响了试样名义上的弹性模量。进一步的，图 10 给出了冻结膨胀土试样抗拉强度与加载速率的关系曲线，可以看出，当加载速率小于 2 mm/min 时，加载速率对试样的抗拉强度无显著影响，但当加载速率大于 2 mm/min 时，试样的抗拉强度随着加载速率的增加显著增大。因此，后续试验的加载速选取为 2 mm/min。

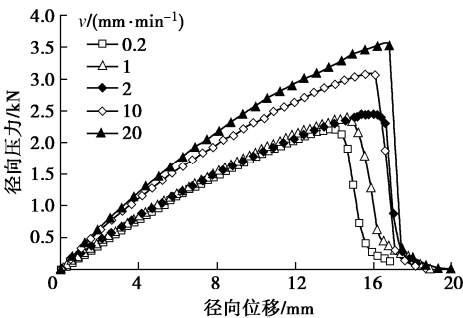


图 9 不同加载速率试样的力和位移关系曲线

Fig. 9 Relationship between load and displacement under different loading rates

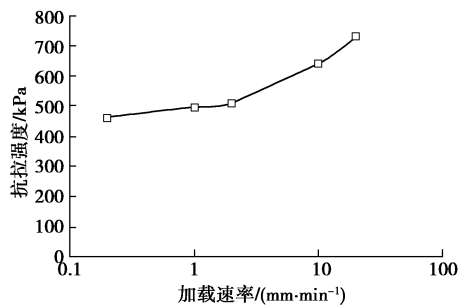


图 10 试样抗拉强度与加载速率的关系

Fig. 10 Relationship between tensile strength and loading rate

2.2 试验方案

为研究温度、干密度和含水率对冻结膨胀土力 - 位移曲线特性、抗拉强度的影响，在确定试验基本参数的基础上，制定了表 2 所示的试验方案：试样尺寸为 $D=61.8\text{ mm}$ ， $H=50\text{ mm}$ ；加载方式为尖状压块；加载速度为 2 mm/min；合计 138 个试样（各工况均设置 3 个平行试样）；组别 9，10 用于进一步验证图 14 中试验规律的准确性和合理性。

3 试验结果与分析

3.1 径向压力 - 径向位移关系

在其它试验条件一致的情况下，不同温度、干密度、含水率试样的力和位移曲线形态表现出较大的相似性，图 11 给出了不同试验工况下冻结膨胀土试样典型的径向压力 - 径向位移关系曲线。从图 11（a）中可以看出，随着温度的降低，试样破坏时的峰值径向压力不断增大，但峰值径向压力点对应的径向位移几乎保持不变。此外，冻结膨胀土试样的脆性特征随着温度的降低表现得更加显著。从图 11（b）中可知，随着干密度的增加，试样破坏时的径向压力和径向位移逐渐增大，并且试样的脆性随着干密度的增加表现的更加显著。试样在达到峰值径向压力前，其力和位移曲线的斜率随着干密度的增加而增大，这也预示试样的弹性模量不断增大。从图中 11（c）可以看出，试样破坏时的峰值径向压力和对应的径向位移均随着含水率的增加而增大，但峰值径向压力前各含水率试样的力和位移曲线斜率差别很小，这在一定程度上预示着含水率对冻结膨胀土试样的弹性模量影响不大。

3.2 破坏形式

图 12 给出了各试验工况下冻结膨胀土试样的最终破坏形式，从图中可以看出，虽然试验变量包括试验温度、试样干密度、试样含水率，但是各工况下试样的最终破坏形式却呈现出一致性，即各试样均在达到峰值径向压力后立即产生沿试样径向的贯穿性裂缝，这也能说明采用巴西劈裂试验可以有效的获取冻结膨胀土试样的抗拉强度参数。进一步的，图 13 给出了单个试样整个劈裂过程的示意图，从图中可以看出，试样劈裂过程的力和位移曲线以 C 点为分界点可以划分典型的 AC 和 CD 两部分。在 AC 段，巴西劈裂装置的尖状压块随着径向位移的增加不断贯入试样，此时试样表面完好，当径向压力达到试样的抗拉强度后（C 点），试样表面立即产生沿径向扩展的贯穿性裂缝，伴随着径向位移的进一步增加，试样的径向压力急剧降低直至为零（D 点），此时试样完全破坏。

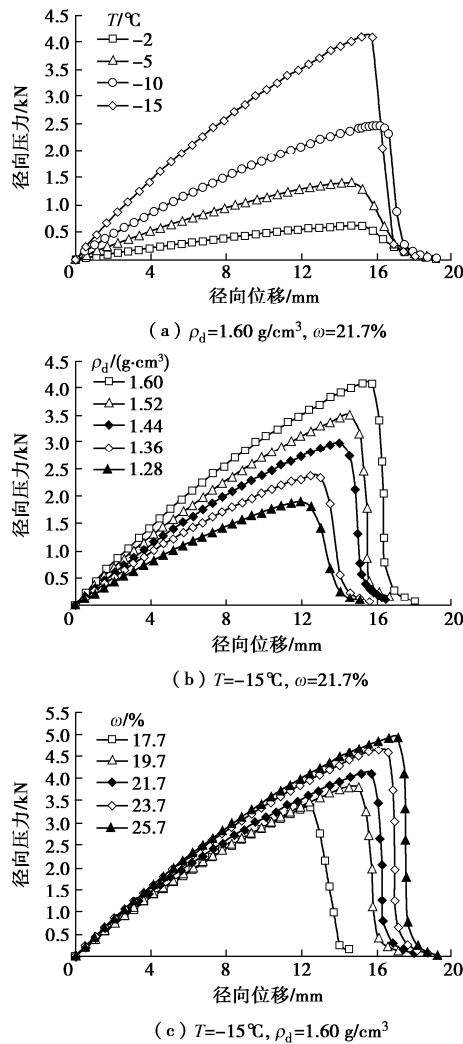


图 11 不同试验工况下试样的力和位移关系曲线

Fig. 11 Relationship between load and displacement under different test conditions

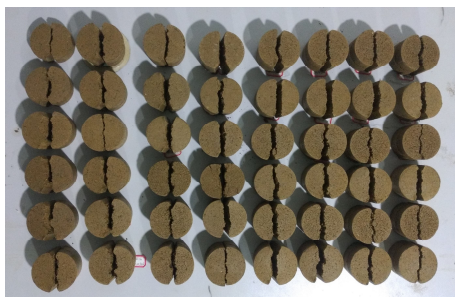


图 12 巴西劈裂试验试样最终破坏形式

Fig. 12 Failure mode of samples from Brazilian splitting tests

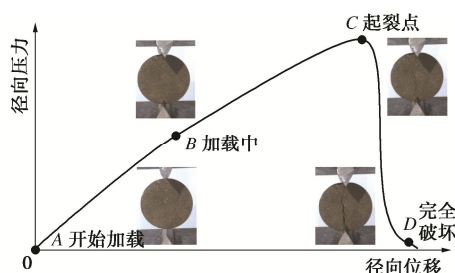


图 13 巴西盘劈裂试验加载过程示意图

Fig. 13 Loading process of Brazilian splitting tests

3.3 温度对抗拉强度的影响

温度是影响冻土力学特性的最关键因素。图 14 给出了不同干密度工况下冻结膨胀土试样的抗拉强度与温度的关系曲线, 可以看出, 冻结膨胀土试样的抗拉强度随着温度的降低而增大, 这主要是因为随着温度的降低, 试样中未冻水含量减小、含冰量增加, 土颗粒之间的胶结力和试样内部冰的强度均增大^[25]。进一步的, 表 3 给出了不同干密度工况下冻结膨胀土试样抗拉强度与温度的函数关系, 从表中可以看出, 对于干密度为最大干密度 1.60 g/cm^3 的试样, 其抗拉强度与温度之间可以采用线性关系来描述。然而, 对于干密度小于 1.60 g/cm^3 的试样, 在试验温度范围内试样的抗拉强度与温度之间的关系更适合用指数函数关系来表达。这与 Zhu 等^[26]以及沈忠言等^[14]的研究成果有显著的不同。Zhu 等^[26]通过试验得出冻结粉土的抗拉强度与温度之间存在较好的幂函数关系, 而沈忠言等^[14]通过试验得出冻结黄土的抗拉强度与温度之间存在良好的线性函数关系。这提示在考虑冻土抗拉强度与温度之间的关系时, 土质和干密度的影响是不可忽略的。

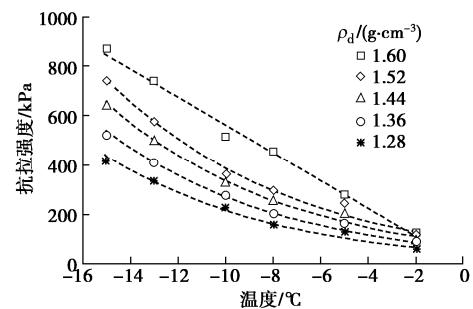


图 14 不同干密度工况下试样抗拉强度与温度的关系

Fig. 14 Relationship between tensile strength and temperature under different dry densities

图 15 给出了不同含水率工况下冻结膨胀土试样抗拉强度与温度的关系曲线 (均为最大干密度 1.60 g/cm^3), 可以看出, 各含水率工况下试样的抗拉强度均随温度的降低而线性增大, 这也能在一定程度上佐证了表 3 中干密度较大 ($\rho_d=1.60 \text{ g/cm}^3$) 的冻结膨胀土试样其抗拉强度与温度之间的关系采用线性函数描述是合理的。表 4 给出了不同含水率工况下试样抗拉强度与温度的函数关系, 可知含水率 17.7%, 19.7%, 21.7%, 23.7%, 25.7% 的冻结膨胀土试样随温度的降低其抗拉强度的增长速率依次为 47.822, 52.877, 56.084, 58.904, 60.073 $\text{kPa}/^\circ\text{C}$ 。这表明冻结膨胀土试样的抗拉强度随温度降低而增加的速率随着含水率的增加而增大, 产生上述现象的主要原因是含水率越高, 试样内部的含冰量越大, 而冻土试样的抗拉强度随着含冰量的增加而增大^[27]。

表 3 不同干密度工况下试样抗拉强度与温度的函数关系
Table 3 Functions of tensile strength and temperature under different dry densities

干密度/(g·cm ⁻³)	关系式	R ²
1.60	$\sigma_t = -56.439T - 0.6716$	0.9912
1.52	$\sigma_t = 103e^{-0.133T}$	0.9686
1.44	$\sigma_t = 88.023e^{-0.134T}$	0.9760
1.36	$\sigma_t = 69.5856e^{-0.137T}$	0.9768
1.28	$\sigma_t = 53.763e^{-0.14T}$	0.9769

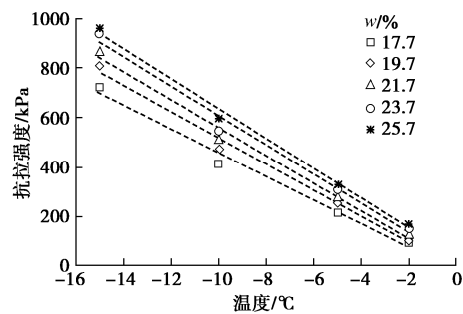


图 15 不同含水率工况下试样抗拉强度与温度的关系
Fig. 15 Relationship between tensile strength and temperature under different water contents

表 4 不同含水率工况下试样抗拉强度与温度的函数关系
Table 4 Function of tensile strength and temperature under different water contents

含水率/%	关系式	R ²
17.7	$\sigma_t = -47.822T - 20.219$	0.9865
19.7	$\sigma_t = -52.877T - 10.506$	0.9888
21.7	$\sigma_t = -56.084T - 0.6099$	0.9895
23.7	$\sigma_t = -58.904T + 18.001$	0.9847
25.7	$\sigma_t = -60.073T + 33.829$	0.9941

3.4 干密度对抗拉强度的影响

干密度是影响冻土强度的另一关键因素。图 16 给出了不同温度工况下试样抗拉强度与干密度的关系曲线，可以看出，各温度条件下冻结膨胀土试样的抗拉强度均随着干密度的增加而增大，这与 Zhu 等^[26]关于饱和冻土拉伸特性研究得出的结论相反。产生这种现象的原因可以解释如下：对于相同工况的试样，干密度越小其孔隙率越大，试样饱和后体积含水率越高，相应的，试样冻结后其体积含冰量越大，因此饱和冻土的极限抗拉强度随干密度的减小而增大。而本研究中的试样均为初始含水率相同的非饱和试样，试样的干密度越大其体积含水率越高，试样冻结后其体积含冰量也就越大，因此冻结膨胀土试样的抗拉强度随着干密度的增加而增大^[27]。此外，表 5 给出了不同温度条件下冻结膨胀土试样抗拉强度与干密度的函数关系，从表中可知，各温度条件下试样的抗拉强度与

干密度之间呈现出良好的线性函数关系，并且抗拉强度随干密度增加而增大的速率随着温度的降低而显著增大。

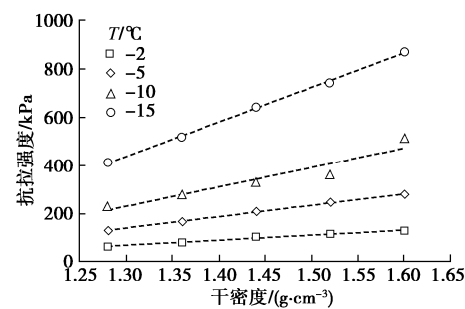


图 16 不同温度工况下试样抗拉强度与干密度的关系
Fig. 16 Relationship between tensile strength and dry density under different temperatures

表 5 不同温度下试样抗拉强度与干密度的函数关系
Table 5 Functions of tensile strength and dry density under different temperatures

温度/°C	关系式	R ²
-2	$\sigma_t = 213.62\rho_d - 209.96$	0.9934
-5	$\sigma_t = 479.23\rho_d - 484.79$	0.9988
-10	$\sigma_t = 822.95\rho_d - 841.69$	0.9184
-15	$\sigma_t = 1413.6\rho_d - 1398.2$	0.9988

3.5 含水率对抗拉强度的影响

含水率同样也是影响冻土强度的关键因素。图 17 给出了各温度条件下试样抗拉强度随含水率的变化关系，从图中可知，冻结膨胀土试样的抗拉强度随着含水率的增加而增大，并且各温度工况下试样的抗拉强度与含水率均呈现出典型的线性函数关系（表 6）。事实上，以往研究中关于含水率对冻土试样抗拉强度的影响效应并未得出一致性结论。Christ 等^[28]对初始含水率为 15%~30%（其饱和度为 50.47%~90.70%）的冻结粉土开展单轴拉伸试验，得出试样的抗拉强度随着含水率的增加而增大，这与本研究中非饱和冻结膨胀土试样的试验结论相一致。然而，赵景峰^[29]对初始含水率为 14%~25%的冻结粉质黏土开展巴西劈裂试验，得出试样在-1℃~-24℃温度范围内其抗拉强度随着含水率的增加而减小。Liu 等^[30]采用 4 点弯曲试验系统研究了冻结粉土、冻结粉质黏土、冻结黏土的抗拉强度特性，试样初始含水率分别选取为 15%，20%，25%，30%，35%，40%，试验结果表明 3 种不同土质的冻土试样其抗拉强度均表现为随着含水率的增加先增大后减小，但是不同土质试样的抗拉强度最大值对应的含水率并不完全相同（粉土为 25%，粉质黏土和黏土为 35%）。产生上述这种差异现象的微观力学机制尚待开展进一步研究。

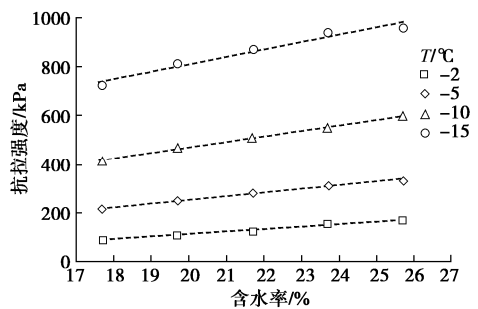


图 17 不同温度工况下试样抗拉强度与含水率的关系

Fig. 17 Relationship between tensile strength and water content under different temperatures

表 6 不同温度下试样抗拉强度与含水率的函数关系

Table 6 Function of tensile strength and water content under different temperatures

温度/℃	关系式	R ²
-2	$\sigma_t = 9.8871w - 81.863$	0.9888
-5	$\sigma_t = 14.4031w - 33.324$	0.9882
-10	$\sigma_t = 22.204w + 27.55$	0.9917
-15	$\sigma_t = 29.674w + 216.07$	0.9666

4 结 论

本文以冻结膨胀土为研究对象,开展了冻结条件下膨胀土试样的巴西劈裂试验,系统研究了加载方式、试样高径比、加载速率、温度、干密度和含水率对冻结膨胀土力-位移曲线特性、抗拉强度的影响,得出 5 点结论。

(1) 对于冻结膨胀土试样,采用尖状压块开展巴西劈裂试验是最为合理的选择。试样的高径比对冻结膨胀土试样的抗拉强度无实质性影响。当试验加载速率小于 2 mm/min 时,加载速率对抗拉强度几乎没有影响,当试验加载速率大于 2 mm/min 时,试样的抗拉强度随着加载速率的增加而显著增大。

(2) 各试验温度、干密度和含水率工况下,冻结膨胀土试样均呈现为典型的脆性破坏特征,因此巴西劈裂试验可以合理的反映冻结膨胀土试样拉伸强度特性。

(3) 冻结膨胀土试样的抗拉强度随温度的降低而增大。当试样干密度为最大干密度 1.60 g/cm³ 时,其抗拉强度与温度之间可以采用线性关系来描述。然而,对于干密度小于 1.60 g/cm³ 的试样,在试验温度范围内试样的抗拉强度与温度之间的关系更适合用指数函数关系来表达。

(4) 各含水率工况下,冻结膨胀土试样的抗拉强度与温度之间均可采用线性关系来描述,并且含水率越低,单位温度降低所引起的抗拉强度增量越大。

(5) 冻结膨胀土试样的抗拉强度随干密度和含水

率的增加均增大,并且各温度条件下试样的抗拉强度与干密度和含水率之间均存在良好的线性函数关系。

参考文献:

[1] 徐学祖,王家澄,张立新. 冻土物理学[M]. 北京: 科学出版社, 2001. (XU Xue-zu, WANG Jia-cheng, ZHANG Li-xing. Permafrost Physics[M]. Beijing: Science Press, 2001. (in Chinese))

[2] 钮新强,蔡耀军,谢向荣. 膨胀土渠道处理技术[M]. 武汉: 长江出版社, 2016. (NIU Xin-qiang, CAI Yao-jun, XIE Xiang-rong. Treatment technology of expansive soil channel[M]. Wuhan: Changjiang Publishing House, 2016. (in Chinese))

[3] 蔡正银,朱 洵,黄英豪,等. 湿干冻融耦合循环作用下膨胀土裂隙演化规律[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(8): 1381 - 1389. (CAI Zheng-yin, ZHU Xun, HUANG Ying-hao, et al. Evolution rules of fissures in expansive soils under cyclic action of coupling wetting-drying and freeze-thaw[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(8): 1381 - 1389. (in Chinese))

[4] 廖世文. 膨胀土与铁路工程[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1984. (LIAO Shi-wen. Expansive Soil and Railway Engineering [M]. Beijing: China Railway Publishing House, 1984. (in Chinese))

[5] 操子明,马芹永. 含水率对冻结膨胀土单轴抗压强度影响的试验与分析[J]. 安徽理工大学学报(自然科学版), 2018, 38(4): 19 - 23. (CAO Zi-ming MA Qin-yong. Experiment and analysis of influence of water content on uniaxial compressive strength of frozen expansive soil[J]. Journal of Anhui University of Science and Technology(Natural Science), 2018, 38(4): 19 - 23. (in Chinese))

[6] 李兆宇,张 滨. 冻结膨胀土应力-应变关系试验研究[J]. 冰川冻土, 2014, 36(4): 902 - 906. (LI Zhao-yu, ZHANG Bin. Experimental study of stress-stain relationships of frozen expansive soil[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2014, 36(4): 902 - 906. (in Chinese))

[7] LU Y, LIU S H, ALONSO E, et al. Volume changes and mechanical degradation of a compacted expansive soil under freeze-thaw cycles[J]. Cold Regions Science and Technology, 2019, 157: 206 - 214.

[8] TANG L, CONG S Y, GENG L, et al. The effect of freeze-thaw cycling on the mechanical properties of expansive soils[J]. Cold Regions Science and Technology, 2018, 145: 197 - 207.

[9] LI H D, TANG C S, CHENG Q, et al. Tensile strength of

- clayey soil and the strain analysis based on image processing techniques[J]. *Engineering Geology*, 2019, **253**: 137 – 148.
- [10] TANG C S, PEI X J, WANG D Y, et al. Tensile strength of compacted clayey soil[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2015, **141**(4): 4014122.
- [11] 于长一, 刘爱民, 郭炳川, 等. 冻土不同拉伸试验强度差异性研究[J]. *岩土工程学报*, 2019, **41**(增刊 2): 157 – 160. (YU Chang-yi, LIU Ai-min, GUO Bing-chuan, et al. Different tensile tests on difference of strength of frozen soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2019, **41**(S2): 157 – 160. (in Chinese))
- [12] 沈忠言, 彭万巍, 刘永智. 冻结黄土抗拉强度的试验研究[J]. *冰川冻土*, 1995, **17**(4): 315 – 321. (SHEN Zhong-yan, PENG Wan-wei, LIU Yong-zhi. Tensile strength of frozen saturated loess[J]. *Journal of Glaciology and Geocryology*, 1995, **17**(4): 315 – 321. (in Chinese))
- [13] 彭万巍. 冻结黄土抗拉强度与应变率和温度的关系[J]. *岩土工程学报*, 1998, **20**(3): 31 – 33. (PENG Wan-wei. Tensile strength of frozen loess varying with strain rate and temperature[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 1998, **20**(3): 31 – 33. (in Chinese))
- [14] 沈忠言, 刘永智, 彭万巍, 等. 径向压裂法在冻土抗拉强度测定中的应用[J]. *冰川冻土*, 1994, **16**(3): 224 – 231. (SHEN Zhong-yan, LIU Yong-zhi, PENG Wan-wei, et al. Application of radial-splitting method to determining tensile strength of frozen soil[J]. *Journal of Glaciology and Geocryology*, 1994, **16**(3): 224 – 231. (in Chinese))
- [15] DENIZ AKIN I, LIKOS W J. Brazilian tensile strength testing of compacted clay[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 2017, **40**(4): 20160180.
- [16] LEE M, FOSSUM A, COSTIN L, et al. Frozen soil material testing and constitutive modeling[R]. Albuquerque: Office of Scientific and Technical Information (OSTI), 2002.
- [17] BRAGG R A, ANDERSLAND O B. Strain rate, temperature, and sample size effects on compression and tensile properties of frozen sand[J]. *Engineering Geology*, 1981, **18**(1/2/3/4): 35 – 46.
- [18] ZHOU G Q, HU K, ZHAO X D, et al. Laboratory investigation on tensile strength characteristics of warm frozen soils[J]. *Cold Regions Science and Technology*, 2015, **113**: 81 – 90.
- [19] 沈忠言, 彭万巍, 刘永智. 径压法冻土抗拉强度测定中试样长度的影响[J]. *冰川冻土*, 1994, **16**(4): 327 – 332. (SHEN Zhong-yan, PENG Wan-wei, LIU Yong-zhi. The effect of length of specimen on the results in radial splitting test[J]. *Journal of Glaciology and Geocryology*, 1994, **16**(4): 327 – 332. (in Chinese))
- [20] SHLOIDO G A. Determining the tensile strength of frozen ground[J]. *Hydrotechnical Construction*, 1968, **2**(3): 238 – 240.
- [21] 土工试验方法标准: GB/T50123—2019[S]. 2019. (Standard for Soil Test Method: GB/T50123 — 2019[S]. 2019. (in Chinese))
- [22] LU Y, LIU S H, ZHANG Y G, et al. Freeze-thaw performance of a cement-treated expansive soil[J]. *Cold Regions Science and Technology*, 2020, **170**: 102926.
- [23] 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**: 84 – 113.
- [24] 杨同, 王宝学, 孙林, 等. 垫条方式对岩石劈裂试验的影响分析[J]. *勘察科学技术*, 2002(1): 3 – 7. (YANG Tong, WANG Bao-xue, SUN Lin, et al. Effects of various spacer methods for rock split tests[J]. *Site Investigation Science and Technology*, 2002(1): 3 – 7. (in Chinese))
- [25] 马巍, 王大雁. 冻土力学[M]. 北京: 科学出版社, 2014. (MA Wei, WANG Da-yan. *Mechanics of Frozen Soil*[M]. Beijing: Science Press, 2014. (in Chinese))
- [26] ZHU, Y, CARBEE D L. Tensile strength of frozen silt[R]. Fairbanks: US Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, 1987, **87**(15): 56 – 78.
- [27] AZMATCH T F, SEGO D C, ARENSON L U, et al. Tensile strength and stress-strain behaviour of Devon silt under frozen fringe conditions[J]. *Cold Regions Science and Technology*, 2011, **68**(1/2): 85 – 90.
- [28] CHRIST M, KIM Y C. Experimental study on the physical-mechanical properties of frozen silt[J]. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 2009, **13**(5): 317 – 324.
- [29] 赵景峰. 冻土抗拉强度与冻温及含水率关系的试验研究[J]. *地质与勘探*, 2011, **47**(6): 1158 – 1161. (ZHAO Jing-feng. An experimental study on the relationship between tensile strength and temperature and water ratio of frozen soil[J]. *Geology and Exploration*, 2011, **47**(6): 1158 – 1161. (in Chinese))
- [30] LIU T, HUANG Z, ZHENG Z G, et al. Artificial frozen soil bending test and bending property[J]. *E3S Web of Conferences*, 2020, **165**: 3028.

DOI: 10.11779/CJGE202111012

地下水渗流条件下土工膜复合隔离墙中有机污染物迁移研究

彭春辉^{1,3}, 冯世进^{1,2}, 陈宏信^{1,2}, 罗春泳³, 梁爱民³, 丁祥鸿¹

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;

3. 井冈山大学建筑工程学院, 江西 吉安 343100)

摘要: 土工膜复合隔离墙是当前最有效的污染场地管控技术之一。针对复合隔离墙外侧含水层中存在地下水渗流的情况, 建立了有机污染物在复合隔离墙-含水层中迁移的数值模型, 并利用有限元软件 COMSOL 5.3 进行计算。基于该模型, 对含水层及复合隔离墙参数影响进行了系统分析。结果表明: 地下水渗流速度增大将加速污染物迁移出复合隔离墙, 并导致墙体中污染物浓度下降; 当渗流速度高于 1×10^{-5} m/s 或低于 1×10^{-9} m/s 时, 基于零浓度边界条件和无对流含水层边界条件的解析模型方可用于复合隔离墙初步设计; 土工膜的最佳位置与污染物类别及地下水流速密切相关, 不同土工膜位置情况下的复合隔离墙外侧界面累积总通量差距可达 10%~20%; 采用 EVOH 共聚土工膜时的复合隔离墙防污性能显著优于采用 HDPE 土工膜。

关键词: 隔离墙; 土工膜; 含水层; 污染场地; 有机污染物

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-2055-09

作者简介: 彭春辉(1989—), 男, 讲师, 博士研究生, 主要从事环境岩土工程的教学和科研。E-mail: pengch1989@126.com。

Migration of organic contaminants in composite geomembrane cut-off wall considering groundwater seepage

PENG Chun-hui^{1,3}, FENG Shi-jin^{1,2}, CHEN Hong-xin^{1,2}, LUO Chun-yong³, LIANG Ai-min³, DING Xiang-hong¹

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

Underground Engineering, Ministry of Education, Shanghai 200092, China; 3. School of Architecture and Civil Engineering, Jinggangshan

University, Ji'an 343100, China)

Abstract: The composite geomembrane cut-off wall (CGCW) is one of the most effective technologies to prevent the horizontal migration of contaminants at present. Considering the characteristics of groundwater seepage in the outside aquifer, a numerical model for migration of the organic contaminants into the CGCW-aquifer system is established, and is solved using the finite element software COMSOL 5.3. The influences of parameters of the aquifer and CGCW are comprehensively investigated. The increase of the groundwater flow rate in the outside aquifer will accelerate the migration of contaminants and decrease the concentration of contaminants in the CGCW. In addition, when the seepage velocity is higher than 1×10^{-5} m/s and lower than 1×10^{-9} m/s, the models based on the boundary conditions of zero concentration and non-advection aquifer can be applied to the preliminary design of CGCW. Furthermore, the optimal location of the geomembrane in the CGCW is closely related to the type of contaminants and groundwater flow rate of the outsider aquifer, and the difference among the cumulative mass fluxes of the outlet face in the CGCW at different geomembrane locations can reach 10%~20%. The performance of the CGCW with EVOH geomembrane is significantly better than that of the CGCW with HDPE geomembrane.

Key words: cut-off wall; geomembrane; aquifer; pollution site; organic contaminant

0 引言

垃圾填埋场泄漏、化学品储罐事故、工厂排污以及采矿活动等造成的土壤和地下水污染会对人类的生存空间造成严重的威胁^[1]。目前污染土壤的修复工作具有难度大、周期长以及费用高等特点。对于已泄漏

的或潜在的污染源, 通常需要采取措施控制污染物通过地下水迁移, 防止引发更大范围的污染。土工膜复

基金项目: 国家重点研发计划 (2020YFC1808104); 国家自然科学基金面上项目 (41725012, 41931289, 42077250); 江西省教育厅科学技术研究项目 (GJJ180586); 井冈山大学自然科学研究项目 (JZ1905)
收稿日期: 2021-04-06

合隔离墙是目前最为有效的污染场地管控技术之一，其工作原理是向开挖的沟槽中插入土工膜，并填入膨润土、土或水泥等混合料形成低渗透性垂直阻隔屏障，进而实现对污染水土的封装^[2]。由于土工膜渗透系数极低且耐化学性良好^[3-4]，与传统的竖向隔离墙（如土-膨润土隔离墙、水泥-膨润土隔离墙等）相比，土工膜复合隔离墙具有更良好的防渗性能和耐久性^[5-8]。对于重点防渗区域，通常采用围护式复合隔离墙（图 1），同时需将墙体底部嵌入弱透水层，并采取良好的水头调控措施（如抽提墙内侧污水等）。基于此，穿过复合隔离墙的对流作用通常可以忽略不计，但是污染物依然会以分子扩散的方式击穿复合隔离墙，造成墙外水土污染^[5-6]。此外，由于土工膜对有机污染物的抗扩散性能显著弱于重金属离子^[9]，因此对有机污染物在复合隔离墙中的迁移行为值得深入地研究。

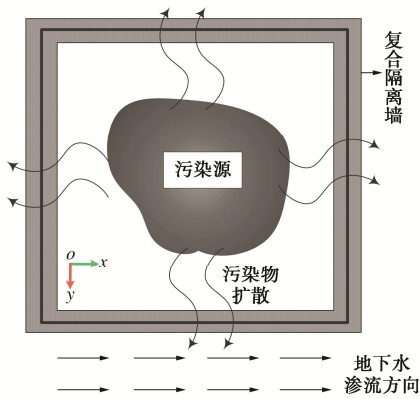


图 1 概念模型图
Fig. 1 Diagram of conceptual model

一些学者对污染物在竖向隔离墙中的运移开展了研究。Neville 等^[10]提出了污染物在竖向隔离墙中的稳态迁移模型，但该模型并不能反映污染物对周围环境的危害随时间变化的特征，因此采用瞬态模型更为合理。Acar 等^[11]建立了污染物在竖向隔离墙中的瞬态迁移模型，但该模型假定隔离墙外侧界面通量为零，即污染物无法流出隔离墙，这与实际情况不符。Xie 等^[12]、Chen 等^[13]和 Ding 等^[14]构建了污染物在竖向隔离墙-含水层中的迁移模型，认为污染物迁移出隔离墙后，依然会在外侧的含水层中沿垂直于隔离墙的方向迁移。Peng 等^[6]建立了有机污染物在复合隔离墙-含水层中扩散解析模型，该模型假定外侧含水层中地下水无渗流，即隔离墙外侧为无对流含水层边界条件。由于复合隔离墙的渗透系数远低于周围土体，外侧含水层中通常会形成沿隔离墙水平方向的地下水渗流通道^[15]（图 1），然而上述研究并未考虑地下水的影

Zhan 等^[5]分别建立了污染物在复合隔离墙中的一维扩散解析模型，该模型假定隔离墙外侧为零浓度边界条件，表明外侧含水层中地下水极其活跃，但未给出对应的

地下水流速。由于含水层中地下水流速与地质条件及上下游水头差等因素密切相关，地下水并不一定处于流速为零或极其活跃的状态。因此，尽管 Zhan 等^[5]和 Peng 等^[6]均建立了复合隔离墙中污染物迁移模型，但他们关于隔离墙外侧含水层的假设导致其模型的应用存在一定的局限性，即不能解决任意地下水流速下污染物在复合隔离墙中的迁移问题。

本文考虑了复合隔离墙外侧含水层中地下水水平渗流（图 1），建立了有机污染物在复合隔离墙-含水层中的迁移数值模型，采用有限元软件 COMSOL 5.3 对该模型进行求解，并分析了含水层和复合隔离墙参数对污染物迁移的影响。

1 计算模型

1.1 模型描述

复合隔离墙由垂直于地平面的 3 部分组成：内侧隔离墙、土工膜、外侧隔离墙，其厚度和长度分别为 T_w , L ，如图 2 所示。计算模型的主要假设：①隔离墙与含水层是均质、各向同性及饱和的多孔介质，且土工膜完整无孔；②由于复合隔离墙的渗透系数极低，当墙体底部嵌入弱透水层，且采用良好的水头调控措施，可以忽略穿过墙体的对流作用^[5-6]；③复合隔离墙外侧含水层中存在水平渗流的地下水，并服从达西定律；④本文所涉及的污染物浓度指的是溶解相浓度，且不存在相间传质；⑤假定内侧含水层污染物浓度在深度方向上一致，则污染物在复合隔离墙-含水层中的迁移方向是二维的（ xy 方向）。

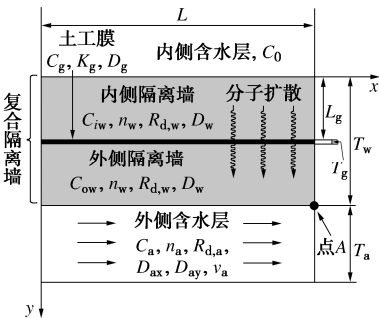


图 2 数学模型图
Fig. 2 Diagram of mathematical model

基于上述假定，有机污染物的迁移路径描述如下：①以分子扩散的方式在内侧隔离墙中迁移；②在内侧隔离墙孔隙水与土工膜之间（ $y = L_g$ ）进行分配；③以分子扩散的方式在土工膜内迁移；④在土工膜与外侧隔离墙孔隙水之间（ $y = L_g + T_g$ ）再次进行分配；⑤以分子扩散的方式在外侧隔离墙中迁移；⑥以对流-弥散的方式在外侧含水层中迁移。

1.2 控制方程及边界条件

根据模型描述，建立有机污染物在各区域中的控

制方程:

(1) 在内侧隔离墙内 ($0 \leq y \leq L_g$)

$$R_{d,w} \frac{\partial C_{iw}(x, y, t)}{\partial t} = D_w \left(\frac{\partial^2 C_{iw}(x, y, t)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 C_{iw}(x, y, t)}{\partial y^2} \right) - \lambda_w C_{iw}(x, y, t) \quad (1)$$

(2) 在土工膜内 ($L_g \leq y \leq L_g + T_g$)

$$\frac{\partial C_g(x, y, t)}{\partial t} = D_g \left(\frac{\partial^2 C_g(x, y, t)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 C_g(x, y, t)}{\partial y^2} \right) \quad (2)$$

(3) 在外侧隔离墙内 ($L_g + T_g \leq y \leq T_w$)

$$R_{d,w} \frac{\partial C_{ow}(x, y, t)}{\partial t} = D_w \left(\frac{\partial^2 C_{ow}(x, y, t)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 C_{ow}(x, y, t)}{\partial y^2} \right) - \lambda_w C_{ow}(x, y, t) \quad (3)$$

(4) 在外侧含水层内 ($y > T_w$)

$$R_{d,a} \frac{\partial C_a(x, y, t)}{\partial t} = D_{ax} \frac{\partial^2 C_a(x, y, t)}{\partial x^2} + D_{ay} \frac{\partial^2 C_a(x, y, t)}{\partial y^2} - v_{as} \frac{\partial C_a(x, y, t)}{\partial x} - \lambda_a C_a(x, y, t) \quad (4)$$

式中 $C_i(x, y, t)$ ($i = iw, g, ow, a$) 表示 i 区域中有机污染物溶解相瞬态浓度, 其中 iw, g, ow 和 a 分别代表内侧隔离墙、土工膜、外侧隔离墙以及外侧含水层; λ_w, λ_a 为隔离墙和含水层中有机污染物的一阶降解常数; n_w, n_a 为隔离墙和含水层的孔隙率; D_g 为污染物在土工膜的扩散系数; v_{as} 为外侧含水层地下水实际流速, $v_{as} = v_a / n_a$, 其中 v_a 为地下水渗流速度; 其他参数说明见下方。

D_w 为隔离墙中的有效扩散系数, 可表示为^[16]

$$D_w = \tau_w D_0 \quad (5)$$

式中, τ_w 为隔离墙的弯曲因子, D_0 为污染物在水中的分子扩散系数。

D_{ax}, D_{ay} 为污染物在外侧含水层中的水平和竖向水动力弥散系数^[17]

$$D_{ax} = \tau_a D_0 + \alpha v_{as} \quad (6a)$$

$$D_{ay} = \tau_a D_0 \quad (6b)$$

式中 τ_a 为含水层的弯曲因子; α 为纵向弥散度, Gelhar 基于现场数据^[18],

$$\alpha \begin{cases} \approx x_\alpha^2 / 100 & (x_\alpha < 100 \text{ m}) \\ = 100 & (x_\alpha \geq 100 \text{ m}) \end{cases} \quad (7)$$

其中, x_α 为含水层长度。

$R_{d,w}, R_{d,a}$ 为污染物在隔离墙和含水层中的阻滞因子^[16]

$$\left. \begin{aligned} R_{d,w} &= 1 + \frac{\rho_w K_{d,w}}{n_w} \\ R_{d,a} &= 1 + \frac{\rho_a K_{d,a}}{n_a} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式中, ρ_w, ρ_a 为隔离墙和含水层的干密度, $K_{d,w}, K_{d,a}$ 为隔离墙和含水层对污染物的阻滞分配系数。

复合隔离墙和外侧含水层中污染物初始浓度为

$$C_i(x, y, t)|_{t=0} = 0 \quad (i = iw, g, ow, a) \quad (9)$$

模型入口边界条件为

$$C_{iw}(x, y = 0, t) = C_0 \quad (10)$$

式中, C_0 为内侧含水层中污染物浓度。

模型左侧边界条件为

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial C_i(x, y, t)}{\partial x} \Big|_{x=0} &= 0 \quad (i = iw, g, ow) \\ C_a(x, y, t) \Big|_{x=0} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

模型右侧边界条件为

$$\frac{\partial C_i(x, y, t)}{\partial x} \Big|_{x \rightarrow +\infty} = 0 \quad (i = iw, g, ow, a) \quad (12)$$

模型外侧边界条件为

$$\frac{\partial C_a(x, y, t)}{\partial y} \Big|_{y=T_w+T_g} = 0 \quad (13)$$

土工膜与邻近已污染介质之间的污染物分配可视为土工膜对污染物的吸附过程^[19]。当土工膜与内侧隔离墙孔隙水中污染物接触达到平衡, 土工膜中污染物平衡浓度与内侧隔离墙孔隙水中的污染物平衡浓度之间关系符合 Henry 定律,

$$K_g C_{iw}(x, y, t) \Big|_{y=L_g} = C_g(x, y, t) \Big|_{y=L_g} \quad (14)$$

式中, K_g 为上游隔离墙与土工膜之间的分配系数。内侧隔离墙与土工膜之间污染物质量通量的关系为

$$n_w D_w \frac{\partial C_{iw}(x, y, t)}{\partial y} \Big|_{y=L_g} = D_g \frac{\partial C_g(x, y, t)}{\partial y} \Big|_{y=L_g} \quad (15)$$

污染物在土工膜与外侧隔离墙之间界面 ($y = L_g + T_g$) 的分配可视为污染物从土工膜上的解吸过程, 同样也符合 Henry 定律,

$$C_g(x, y, t) \Big|_{y=L_g+T_g} = K'_g C_{ow}(x, y, t) \Big|_{y=L_g+T_g} \quad (16)$$

式中, K'_g 为土工膜与下游隔离墙之间的分配系数, 通常情况下, $K_g = K'_g$ ^[20]。土工膜与外侧隔离墙之间污染物质量通量的关系为

$$D_g \frac{\partial C_g(x, y, t)}{\partial y} \Big|_{y=L_g+T_g} = n_w D_w \frac{\partial C_{ow}(x, y, t)}{\partial y} \Big|_{y=L_g+T_g} \quad (17)$$

外侧隔离墙与外侧含水层之间界面 ($y = T_w$) 的污染物浓度关系和质量通量关系为

$$C_{ow}(x, y, t) \Big|_{y=T_w} = C_a(x, y, t) \Big|_{y=T_w} \quad (18)$$

$$n_w D_w \frac{\partial C_{ow}(x, y, t)}{\partial y} \Big|_{y=T_w} = n_a D_{ay} \frac{\partial C_a(x, y, t)}{\partial y} \Big|_{y=T_w} \quad (19)$$

复合隔离墙外侧界面瞬态点通量可表示为

$$F_w(x, t) = -n_w D_w \frac{\partial C_{ow}(x, y, t)}{\partial y} \Big|_{y=T_w} \quad (20)$$

复合隔离墙外侧界面总通量可表示为

$$MF_w(t) = - \int_0^L n_w D_w \frac{\partial C_w(x,y,t)}{\partial y} \bigg|_{y=T_w} dx \quad (21)$$

1.3 数值模拟方法及计算参数

笔者采用有限元计算软件 COMSOL 5.3 中多孔介质迁移分析模块 (tds) 对模型进行构建及计算。为了模拟半无穷右边界, 假定模型长度为 100 m。内侧含水层中污染物浓度 (C_0) 恒定为 100 mg/L, 并忽略污染物降解过程。选择垃圾填埋场和污染场地中常见的 4 种有机物作为目标污染物: 甲基叔丁基醚 (MTBE)、二氯甲烷 (DCM)、三氯乙烯 (TCE) 以及氯苯 (CB), 其中 MTBE 和 DCM 的亲水性显著强于 TCE 和 CB。模型相关的几何参数^[5, 21-22]和污染物运移参数^[4, 23-24]参见表 1, 2。

表 1 模型几何参数^[5, 21-22]

Table 1 Geometrical parameters for model	
几何参数	值
复合隔离墙长度 L/m	20
土工膜厚度 T_g/mm	1.5
土工膜位置 L_g/m	0.3
隔离墙厚度 T_w/m	0.6
隔离墙孔隙率 n_w	0.5
隔离墙弯曲因子 τ_w	0.4
隔离墙密度 $\rho_w/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	1.34
含水层厚度 T_a/m	3
含水层孔隙率 n_a	0.55
含水层弯曲因子 τ_a	0.5
含水层隔离墙密度 $\rho_a/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	1.5

2 含水层特性影响研究

本节以二氯甲烷 (DCM) 作为目标污染物。首先分析外侧含水层中地下水渗流速度对污染物在复合隔离墙中的迁移特征进行分析, 并将本模型与基于零浓度边界条件的解析模型 (Zhan 的模型) 及基于无对流含水层边界条件的解析模型 (Peng 的模型) 进行对比; 然后, 分析纵向弥散度对污染物迁移的影响。

2.1 地下水渗流速度的影响

图 3 为 50 a 时复合隔离墙外侧界面 ($y = T_w$) 的相对浓度 (C_w/C_0) 随 x 变化图, 考虑不同地下水渗流速度 v_a ($1 \times 10^{-9} \sim 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$) 的影响。可以发现, 渗流速度 v_a 增大会导致复合隔离墙外侧含水层中污染物浓度下降。这是由于地下水流会加速污染物在含水层中的迁移, 减少污染物在含水层中的驻留。此外, 由于受含水层左侧零浓度边界的影响, 污染物浓度会沿着隔离墙长度方向 (x 方向) 逐渐增大, 并趋于稳定。当 $v_a = 1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ 时, 复合隔离墙外侧界面最大浓度为 43.1 mg/L, 且与 Peng 的模型计算结果吻合。当 $v_a = 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 时, 外侧界面浓度接近零, 且与 Zhan 的

模型计算结果十分吻合。

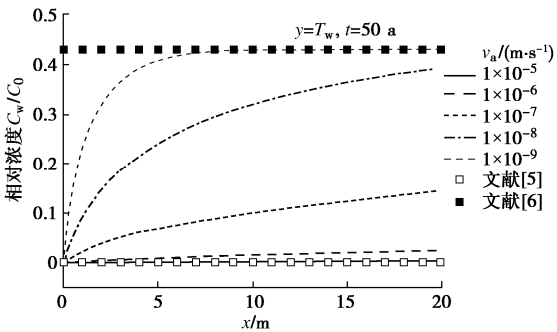


图 3 地下水渗流速度对墙外侧面浓度的影响

Fig. 3 Effects of seepage velocity of groundwater on relative concentration at outside of CGCW

图 4 为 50 a 时复合隔离墙最右侧剖面 ($x = L$) 相对浓度 (C/C_0)。显然, v_a 增大也会导致复合隔离墙内部浓度降低, 说明活跃的地下水易导致污染物迁移出复合隔离墙。此外, 当 v_a 为 $1 \times 10^{-9}, 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 时的复合隔离墙内部任意区域位置浓度分别与 Peng 的模型和 Zhan 的模型计算结果一致。另外还可以发现, 土工膜两侧浓度存在显著的差异, 这是由于土工膜对有机污染物的吸附和解吸导致的, 说明土工膜能够对 DCM 的扩散具有一定的阻隔作用。

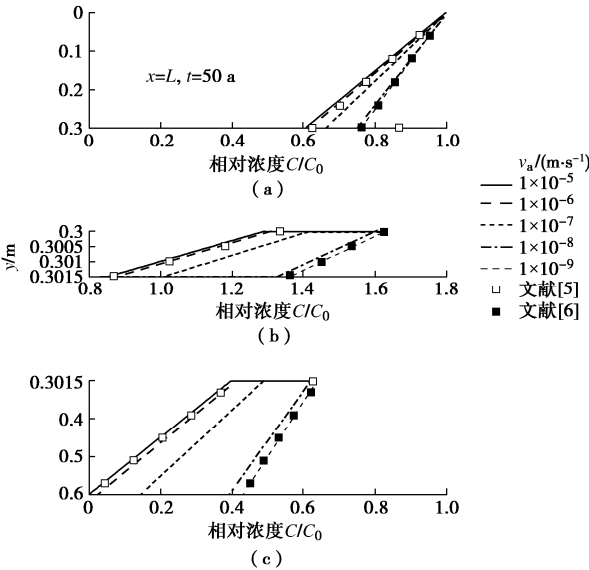


图 4 地下水渗流速度对墙最右侧剖面浓度的影响

Fig. 4 Effects of seepage velocity of groundwater on concentration at right-most profile of CGCW

图 5 表示复合隔离墙外侧界面末端 (图 2 中点 A) 的瞬态相对浓度 (C_{wm}/C_0)。可以发现, 浓度 C_{wm} 随着时间的推移先增大后逐渐达到稳定; 当 v_a 越大时, 浓度越小且达到稳定的时间越短。此外, 任意时刻 v_a 为 $1 \times 10^{-5}, 1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ 时的相对浓度 (C_{wm}/C_0) 分别与 Zhan 的模型和 Peng 的模型的计算结果一致。值得

表 2 有机污染物运移参数^[4,23-24]
Table 2 Transport parameters for organic contaminant

污染物	分子扩散系数 $D_0/(10^{-10} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1})$	HDPE 土工膜中扩散 系数 $D_g/(10^{-13} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1})$	HDPE 土工膜中分 配系数 K_g	隔离墙阻滞 分配系数 $K_{d,w}/(\text{mL} \cdot \text{g}^{-1})$	含水层阻滞分配 系数 $K_{d,a}/(\text{mL} \cdot \text{g}^{-1})$	溶解度 $S/(\text{mg} \cdot \text{L}^{-1})$
MTBE	7.92	7.74	0.57	0.20	0	48000
DCM	10.11	8.86	2.13	0.23	0	20000
TCE	9.40	5.45	63.24	0.52	0	1100
CB	10.40	3.96	108.94	0.20	0	500

注意的是,当地下水流速较大时($v_a \geq 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$),含水层中污染物浓度趋于零,此时无法采用浓度评价方法对复合隔离墙进行合理设计。基于此,有必要分析地下水渗流速度对复合隔离墙外侧界面末端的瞬态通量 F_w 的影响(图6)。可以发现, v_a 增加会导致 F_w 增大,即加速污染物流出隔离墙进入含水层,不利于复合隔离墙阻隔污染物。当 $v_a \geq 1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$, F_w 随着时间推移先增大后趋于稳定。不同的是,当 $v_a \leq 1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ 时, F_w 在27 a时达到最大值,随后不断降低,这是由于地下水流速较慢会导致污染物在含水层中驻留,造成隔离墙内浓度梯度减小,进而阻碍污染物迁移出复合隔离墙。此外, v_a 为 1×10^{-5} , $1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ 时的通量分别与 Zhan 和 Peng 的模型的计算结果接近。

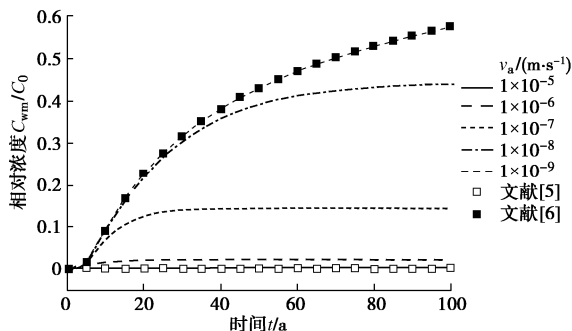


图 5 地下水渗流速度对墙外侧面末端瞬态相对浓度的影响
Fig. 5 Effects of seepage velocity of groundwater on transient concentration at outside right-most point of CGCW

结合图3~6,可以认为:当外侧含水层地下水渗流速度 $v_a \geq 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 时,含水层可视为极其活跃,此时采用 Zhan 的模型进行复合隔离墙设计较为合理。当外侧含水层地下水渗流速度 $v_a \leq 1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ 时,复合隔离墙设计采用 Peng 的模型更合理。然而,当 v_a 在 $1 \times 10^{-9} \text{ m/s} \sim 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 时,若采用 Zhan 的模型进行设计将偏于保守,而采用 Peng 的模型进行设计将偏于危险。

2.2 含水层纵向弥散度的影响

污染物在含水层中的迁移机制包括对流作用和水动力弥散作用。本节基于纵向弥散度来研究水动力弥散系数的影响。根据 Gelhar 的研究,纵向弥散度 α 与含水层长度 x_a 有关^[18]。本节假定含水层长度 x_a 分别为0, 20, 50, 100 m,通过式(6)得到对应的纵向

弥散度 α 分别为0, 4, 25, 100 m。图7为不同地下水渗流速度情况下,纵向弥散度对复合隔离墙外侧末端(图2中点A)瞬态通量 F_w 的影响。可以发现当 v_a 为 1×10^{-7} , $1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ 时, α 增加会导致 F_w 的增加,这是由于 α 增加会导致污染物在含水层中水动力弥散系数增大,进而加速污染物的迁移;当 $v_a = 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 时, α 对 F_w 的影响较小,这是由于当流速较快时,对流作用主导污染物迁移,水动力弥散作用不明显;当 $v_a = 1 \times 10^{-11} \text{ m/s}$ 时,由于含水层流速接近于零,水动力弥散系数近似等于有效扩散系数,导致 α 对 F_w 的影响很小。

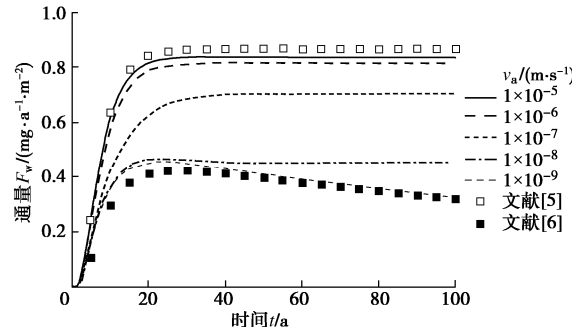


图 6 地下水渗流速度对墙外侧面末端瞬态通量的影响
Fig. 6 Effects of seepage velocity of groundwater on transient mass flux at outside right-most point of CGCW

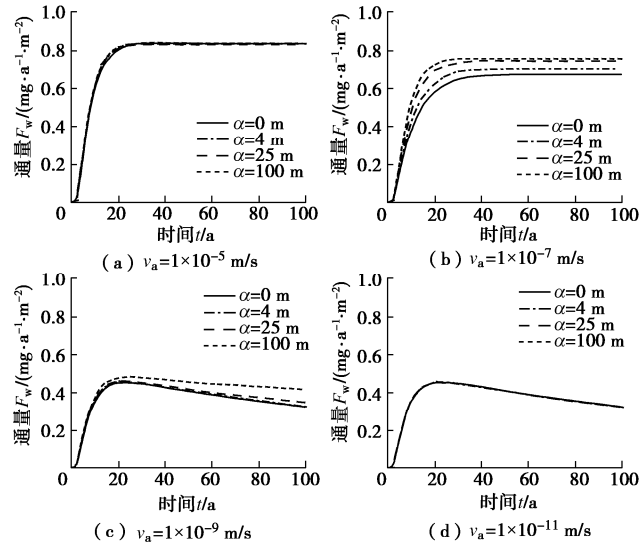


图 7 纵向弥散度对墙外侧面末端的瞬态通量的影响
Fig. 7 Effects of longitudinal dispersion on transient mass flux at outside right-most point of CGCW

表 3 不同 HDPE 土工膜位置情况下的 50 a 内累积总通量及比较
Table 3 Comparison of cumulative mass fluxes at different locations of HDPE geomembrane during 50 years (mg/m)

L_g	MTBE($v_a/(m \cdot s^{-1})$)		DCM($v_a/(m \cdot s^{-1})$)		TCE($v_a/(m \cdot s^{-1})$)		CB($v_a/(m \cdot s^{-1})$)	
	1×10^{-5}	1×10^{-9}	1×10^{-5}	1×10^{-9}	1×10^{-5}	1×10^{-9}	1×10^{-5}	1×10^{-9}
$T_w/2$	343	211	702	396	704	357	854	442
$T_w/6$	318	192	684	391	720	391	887	488
	-7.3% ↓	-8.9% ↓	-2.5% ↓	-1.1% ↓	2.3% ↑	9.6% ↑	3.9% ↑	10.5% ↑
$5 T_w/6$	323	216	691	397	733	338	894	419
	-5.9% ↓	2.4% ↑	-1.5% ↓	0.3% ↑	4.1% ↑	-5.3% ↓	4.8% ↑	-5.3% ↓

3 复合隔离墙特性影响研究

3.1 土工膜位置的影响

本节采用 3 个算例来研究 HDPE 土工膜位置的影响：①算例 1， $L_g = T_w/2$ ，表示土工膜设置在复合隔离墙的中间位置（简称中置）；②算例 2， $L_g = T_w/6$ ，表示土工膜设置在靠近复合隔离墙内侧界面（简称内置）；③算例 3， $L_g = 5T_w/6$ ，表示土工膜设置在靠近复合隔离墙外侧界面（简称外置）。选择 MTBE，DCM，TCE 以及 CB 作为目标污染物。图 8 表示场地污染物为上述 4 种有机物时，不同土工膜位置情况下的复合隔离墙外侧界面瞬态总通量 MF_w （式（21）），并考虑了外侧含水层地下水渗流速度的影响。从图中可以发现，改变土工膜位置会导致 MF_w 发生变化，并且在不同的污染物类别和含水层流速条件下，这种变化存在显著差异，为了便于对比，引入复合隔离墙外侧界面累积总通量 CMF_w ：

$$CMF_w = \int_0^{t_d} MF_w dt \quad , \quad (22)$$

式中， t_d 为复合隔离墙的设计年限，本文假定为 50 a，不同土工膜位置情况下的累积总通量 CMF_w 统计在表 3 中。

通过图 8（a）和表 3 可以发现，对于 MTBE，当 v_a 为 1×10^{-5} m/s 时，将土工膜内置（ $L_g = T_w/6$ ）和外置（ $L_g = 5T_w/6$ ）时的瞬态通量 MF_w 比土工膜中置时（ $L_g = T_w/2$ ）更低，且土工膜内置和外置时的累积总通量 CMF_w 比土工膜中置时分别低 7.3% 和 5.9%，说明在这种情况下应当避免将土工膜中置，并建议将土工膜内置。当 $v_a=1 \times 10^{-9}$ m/s 时，土工膜内置时的 CMF_w 比土工膜中置时低 8.9%，但外置时却高了 2.4%，说明将土工膜外置对复合隔离墙防污更为不利，建议将土工膜内置。对于 DCM（图 8（b）），尽管 3 种土工膜位置条件下的总通量 MF_w 十分接近，但通过累积总通量 CMF_w 发现土工膜的最佳和最不利位置与 MTBE 类似。对于 TCE（图 8（c）），不同地下水流速影响下的土工膜最不利位置和最佳位置各不相同： v_a 为 1×10^{-5} m/s 时，土工膜外置和中置分别为最不利位置和最佳位置；而 v_a 为 1×10^{-9} m/s 时，土工

膜内置和外置分别为最不利位置和最佳位置。对于 CB（图 8（d）），土工膜的最不利位置和最佳位置与 TCE 类似，并且不同位置之间的累积总通量 CMF_w 差异更为明显，特别是在地下水低流速条件下，土工膜内置和外置时的 CMF_w 比中置时分别高 10.5% 和低 5.3%。通过上述分析，污染物类别及外侧含水层地下水流速均对土工膜的最佳位置和最不利位置有显著影响，不同土工膜位置条件下的累积总通量差异可达 10%~20%。由于不同土工膜位置的设置不会对施工工程量和工程造价造成影响，因此基于掌握场地污染物类别及含水层地下水流速来确定最佳的土工膜位置，对于提升复合隔离墙的防污性能具有重要意义。

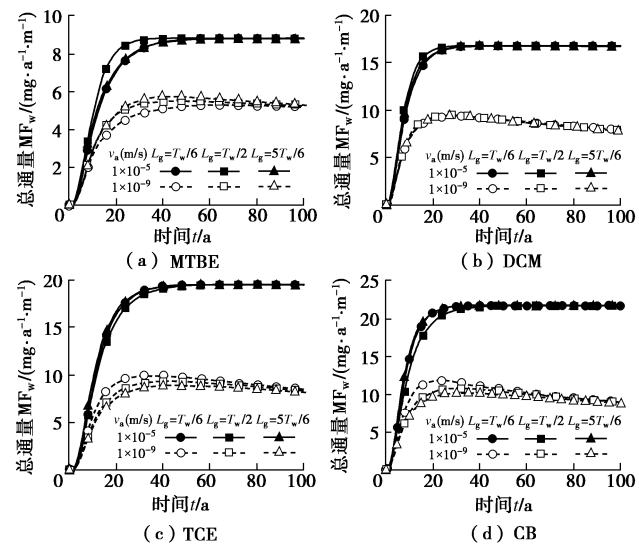


图 8 土工膜位置对墙外侧面的瞬态总通量的影响

Fig. 8 Effects of the geomembrane location on transient total mass flux at outside of CGCW

从图 8 和表 3 中还可以发现，复合隔离墙对亲水性有机物的阻隔效果较好，而对憎水性有机物阻隔效果较弱。例如，当 HDPE 土工膜中置且 $v_a=1 \times 10^{-5}$ m/s 时，MTBE 和 CB 的累积总通量 CMF_w 分别为 343，854 mg/m。主要原因是 HDPE 土工膜中聚乙烯为非极性分子，极性分子（亲水性有机物）较难穿透土工膜，而弱极性分子（憎水性有机物）则较容易通过^[4,19]。

3.2 土工膜类别及厚度的影响

近年来，一些新型的土工膜正逐步应用于垃圾填埋场及污染场地的防污屏障中，如 EVOH 共聚土

工膜^[25-26]。EVOH 共聚土工膜是以乙烯-乙醇共聚物 (Ethylene vinyl alcohol copolymer, 简称 EVOH) 作为内核, 以 HDPE 土工膜作为外层, 合成了一种新型的土工膜。对于采用 EVOH 共聚土工膜的复合隔离墙和采用 HDPE 土工膜的复合隔离墙, 分别简称为 EVOH 复合隔离墙和 HDPE 复合隔离墙。为了比较这两种复合隔离墙的优劣, 本节给出了 4 种污染物 (MTBE, DCM, TCE 和 CB) 在这两种复合隔离墙中迁移的累积总通量 CMF_w (图 9)。其中 MTBE、DCM、TCE 和 CB 在 EVOH 共聚土工膜中的分配数分别为 0.7, 3.1, 62.1, 107.1, 扩散系数分别为 5.5×10^{-14} , 5.3×10^{-14} , 1.7×10^{-14} , $1.5 \times 10^{-14} \text{ m}^2/\text{s}$ ^[25], 土工膜厚度为 1.5 mm。显然, 当外侧含水层地下水流速增加, EVOH 复合隔离墙外侧污染物累积总通量 CMF_w 也会相应上升。此外, EVOH 复合隔离墙的防污性能显著强于 HDPE 复合隔离墙。例如 $v_a=1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ 时, 采用 HDPE 和 EVOH 复合隔离墙时 CB 的 CMF_w 值分别为 727, 528 mg/m, 表明采用 EVOH 土工膜复合隔离墙对 CB 的阻隔效率比采用 HDPE 土工膜高 27%; 而当污染物为 MTBE 时, EVOH 复合隔离墙的阻隔效率比 HDPE 复合隔离墙高 85%。

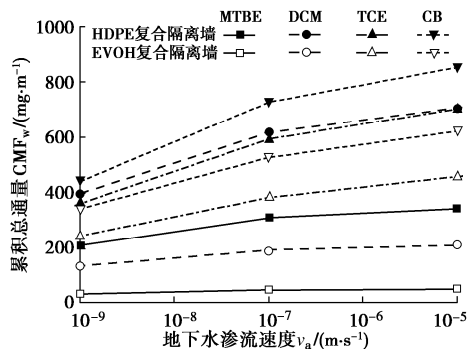


图 9 两种复合隔离墙外侧面累积总通量的比较

Fig. 9 Comparison of cumulative mass fluxes at outside of two kinds of CGCW

为了分析土工膜厚度的影响, 引入增厚土工膜效率值 R ,

$$R = \frac{CMF_w|_{T_g=3\text{mm}} - CMF_w|_{T_g=1.5\text{mm}}}{CMF_w|_{T_g=1.5\text{mm}}} \times 100\% \quad (23)$$

式中, $CMF_w|_{T_g=3\text{mm}}$ 和 $CMF_w|_{T_g=1.5\text{mm}}$ 表示土工膜为 3, 1.5 mm 时复合隔离墙 50 a 内的累积总通量。图 10 表示增厚土工膜对复合隔离墙性能的影响。可以发现外侧含水层流速对增厚土工膜效率值的影响很小。此外, 对于不同的污染物, 增厚 HDPE 土工膜对复合隔离墙性能的提升效果存在显著差异。例如当 $v_a=1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ 时, 对于 MTBE, DCM, TCE 和 CB 这 4 种污染物, 增厚土工膜效率值分别为 33%, 18%, 9%, 12%, 说

明对于憎水性有机物, 增厚 HDPE 土工膜十分低效。当采用 EVOH 土工膜时, 增厚土工膜效率值显著可以达到 30%~50%。综上所述, 在复合隔离墙中采用 EVOH 土工膜时的防污效果显著优于采用 HDPE 土工膜。

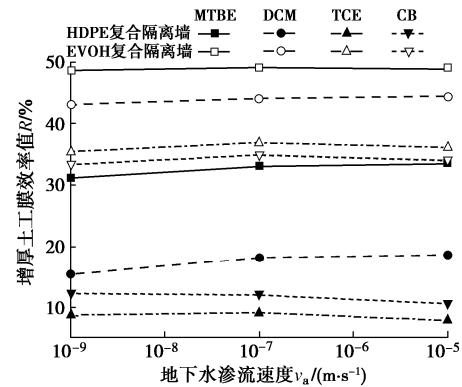


图 10 增厚土工膜对复合隔离墙性能的影响

Fig. 10 Effects of thickening geomembrane on performance of CGCW

3.3 隔离墙厚度及阻滞系数的影响

针对 HDPE 土工膜对憎水性有机物阻隔效果较差的特点, 除了改变土工膜位置、厚度及类别, 还可以通过改善隔离墙参数来提升复合隔离墙性能。本节选择 TCE 为目标污染物, 外侧含水层地下水流速 v_a 为 $1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ 。假定隔离墙厚度 T_w 分别为 0.6, 0.9, 1.2 m, 阻滞分配系数 $K_{d,w}$ 分别为 0.52, 1.56, 4.68 mL/g, 土工膜设置在隔离墙中间位置。图 11 表示隔离墙厚度与阻滞分配系数对隔离墙性能的影响。可以发现, 随着墙厚 T_w 增大, 复合隔离墙防污性能显著增强例如: $K_{d,w}=0.52 \text{ mL/g}$ 时, T_w 为 0.9, 1.2 m 时的累积总通量 CMF_w 比 T_w 为 0.6 m 时低 57.1%, 82.2%。尽管增大墙厚可以有效提升复合隔离墙的防污性能, 但是工程量和造价也会显著增加。

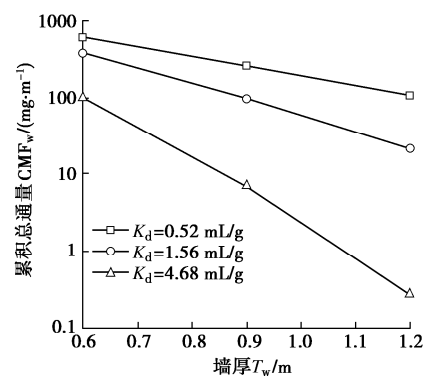


图 11 隔离墙厚度及阻滞系数的影响

Fig. 11 Effects of distribution coefficient and thickness of wall

同样地, 增加阻滞分配系数 $K_{d,w}$ 也会增强复合隔离墙防污性能。当 $T_w=0.6 \text{ m}$, $K_{d,w}$ 为 1.56, 4.68 mL/g

时的累积总通量 CMF_w 比 $K_{d,w}$ 为 0.52 mL/g 时低 36.7% 和 83.2%。这是由于增大阻滞分配系数 $K_{d,w}$ 将导致隔离墙的阻滞因子 R_d 增大,进而提升隔离墙对污染物的吸附性能。因此,隔离墙材料中添加改性材料可以有效降低复合隔离墙的设计厚度。

4 讨 论

由于土工膜复合隔离墙的渗透系数远低于周围土壤,隔离墙外侧含水层中通常会形成水平向地下水渗流通道,如图 1 所示。Zhan 等^[5]和 Peng 等^[6]均建立了有机污染物在复合隔离墙中的迁移模型,他们分别假定外侧含水层中地下水极其活跃和不存在渗流。由于含水层中地下水流速与地质条件及上下游水头差等密切相关,上述假设均过于理想化,限制了他们方法在工程实际中的应用。针对这一问题,笔者建立了有机污染物在复合隔离墙-含水层中的迁移模型,考虑切下地下水渗流速度的影响。通过图 3~11,可以发现地下水流速会显著影响污染物在复合隔离墙中的迁移,并且会影响土工膜在复合隔离墙中的最佳设置位置。因此在进行复合隔离墙设计前,应当掌握场地的土体类型、渗透系数及含水层长度等信息,估算复合隔离墙外侧含水层地下水流速。此外,本模型也存在一定的局限性:①本模型仅适用于穿越墙体的对流作用极其微弱的情况,对于墙内侧水头远高于外侧的情况,穿越墙体的对流作用无法忽略,本模型及本文结论暂不适用,今后需要对这一问题继续展开研究。②本模型只考虑了单一污染物的迁移,但很多污染场地存在多种污染物共存的复合污染情况(如垃圾填埋场),污染物之间可能存在竞争性吸附及相互反应等情况,因此本文对于土工膜位置及厚度的设计建议仅适用于单一污染场地,对于复合污染场地需要根据实际情况进行分析。③本模型假定隔离墙材料和含水层均质且各向同性,但由于隔离墙的固结作用及含水层中存在不同类型的土层,隔离墙材料和含水层应当是非均质的,后续的研究中应当考虑这种情况。④含水层弥散度对计算结果有一定的影响,本文采用经验公式估算,弥散度取值除与尺度有关外,还受土的类型、地下水流速等影响,实际工程设计中应尽可能进行现场示踪试验确定弥散度取值。

5 结 论

本文建立了有机污染物在复合隔离墙-含水层中迁移数值模型,考虑污染物在复合隔离墙中的扩散作用及在含水层中的对流-弥散作用。该模型能够更准确地反映外侧含水层中地下水渗流对污染物在复合隔离

墙中迁移的影响,对复合隔离墙设计和施工具有一定的指导意义。通过对含水层和复合隔离墙相关参数进行系统的分析,得到 5 点结论。

(1) 外侧含水层中地下水流速增加会加速污染物迁移,进而导致复合隔离墙和含水层中污染物浓度降低以及复合隔离墙外侧界面污染物通量上升。当地下水渗流速度高于 $1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 或低于 $1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ 时,可以分别采用基于零浓度边界条件的解析模型(Zhan 的模型)和基于无对流含水层边界条件的解析模型(Peng 的模型)进行初步设计;当流速处于 $1 \times 10^{-9} \sim 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 时,只能采用数值方法进行分析。

(2) 复合隔离墙外侧界面污染通量随着含水层纵向弥散度增大而增加,但地下水流速高于 $1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 时或低于 $1 \times 10^{-11} \text{ m/s}$ 时,纵向弥散度的影响可以忽略。

(3) 不同 HDPE 土工膜位置情况下的复合隔离墙外侧界面累积总通量差异可达 10%~20%,并且污染物类别和地下水流速均会影响土工膜的最佳位置和最不利位置。对于亲水性有机物 MTBE 和 DCM,土工膜宜设置在靠近内侧。对于憎水性有机物 TCE 和 CB,当地下水渗流速度较快时($v_a \geq 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$),建议将土工膜设置在中间位置;当地下水渗流速度较慢时($v_a \leq 1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$),土工膜宜设置在靠近外侧。

(4) 采用 EVOH 土工膜时的复合隔离墙防污性能显著优于采用 HDPE 土工膜,并且增厚 EVOH 土工膜对防污性能的提升效率也强于增厚 HDPE 土工膜。

(5) 增加隔离墙厚度及在隔离墙中添加提升吸附性能材料均能提升复合隔离墙的防污性能。

参考文献:

- [1] 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))
- [2] 钱学德,朱伟,徐浩青. 填埋场和污染场地防污屏障设计和施工(下册)[M]. 北京: 科学出版社, 2017. (QIAN Xue-de, ZHU Wei, XU Hao-qing. Design and Construction of Protective Barriers for Waste Containments and Contaminated Sites [M]. Beijing: Science Press, 2017. (in Chinese))
- [3] ABDELAAL F B, ROWE R K, ISLAM M Z. Effect of leachate composition on the long-term performance of a HDPE geomembrane[J]. Geotextiles and Geomembranes,

- 2014, **42**(4): 348 – 362.
- [4] PARK M G, EDIL T B, BENSON C H. Modeling volatile organic compound transport in composite liners[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2012, **138**(6): 641 – 657.
- [5] ZHAN L T, ZENG X, LI Y C, et al. Analytical solution for one-dimensional diffusion of organic pollutants in a geomembrane-bentonite composite barrier and parametric analyses[J]. *Journal of Environmental Engineering*, 2014, **140**(1): 57 – 68.
- [6] PENG C H, FENG S J, ZHENG Q T, et al. A two-dimensional analytical solution for organic contaminant diffusion through a composite geomembrane cut-off wall and an aquifer[J]. *Computers and Geotechnics*, 2020, **119**: 103361.
- [7] QIAN X D, ZHENG Z H, GUO Z, et al. Applications of geomembrane cutoff walls in remediation of contaminated sites[C]// *Proceedings of the 8th International Congress on Environmental Geotechnics Volume 2*, 2019, Hangzhou. DOI:10.1007/978-981-13-2224-2_41.
- [8] THOMAS R W, KOERNER R M. Advances in HDPE barrier walls[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 1996, **14**(7/8): 393 – 408.
- [9] ROWE R K. Long-term performance of contaminant barrier systems[J]. *Géotechnique*, 2005, **55**(9): 631 – 678.
- [10] NEVILLE C J, ANDREWS C B. Containment criterion for contaminant isolation by cutoff walls[J]. *Groundwater*, 2006, **44**(5): 682 – 686.
- [11] ACAR Y B, HAIDER L. Transport of low-concentration contaminants in saturated earthen barriers[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1990, **116**(7): 1031 – 1052.
- [12] XIE H J, WANG S Y, CHEN Y, et al. An analytical model for contaminant transport in cut-off wall and aquifer system[J]. *Environmental Geotechnics*, 2020, **7**(7): 457 – 466.
- [13] CHEN Z L, FENG S J, CHEN H X, et al. Analytical solution for transport of degradable contaminant in cut-off wall and aquifer[J]. *Environmental Geotechnics*, 2019: 1 – 13.
- [14] DING X H, FENG S J, ZHENG Q T, et al. A two-dimensional analytical model for organic contaminants transport in a transition layer-cut-off wall-aquifer system[J]. *Computers and Geotechnics*, 2020, **128**: 103816.
- [15] USEPA. Engineering bulletin: slurry walls[R]. Washinton: Environmental Protection Agency, 1992: 1 – 8.
- [16] SHACKELFORD C D, MOORE S M. Fickian diffusion of radionuclides for engineered containment barriers: diffusion coefficients, porosities, and complicating issues[J]. *Engineering Geology*, 2013, **152**(1): 133 – 147.
- [17] ZHENG C, BENNETT G D. *Applied Contaminant Transport Modeling*[M]. New York: Wiley-Interscience, 2002.
- [18] GELHAR L W, WELTY C, REHFELDT K R. A critical review of data on field-scale dispersion in aquifers[J]. *Water Resources Research*, 1992, **28**(7): 1955 – 1974.
- [19] SANGAM H P, ROWE R K. Migration of dilute aqueous organic pollutants through HDPE geomembranes[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2001, **19**(6): 329 – 357.
- [20] MCWATTERS R S, ROWE R K. Diffusive transport of VOCs through LLDPE and two coextruded geomembranes[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2010, **136**(9): 1167 – 1177.
- [21] GILLHAM R W, ROBIN M J L, DYTNYSHYN D J, et al. Diffusion of nonreactive and reactive solutes through fine-grained barrier materials[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1984, **21**(3): 541 – 550.
- [22] ROWE R K, BADV K. Chloride migration through clayey silt underlain by fine sand or silt[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1996, **122**(1): 60 – 68.
- [23] YAWS C L. *Handbook of transport property data, viscosity, thermal conductivity, and diffusion coefficients of liquids and gases. Library of physico-chemical property data*[M]. Houston: Gulf Publishing, 1995.
- [24] DEVLIN J F, PARKER B L. Optimum hydraulic conductivity to limit contaminant flux through cutoff walls[J]. *Ground Water*, 1996, **34**(4): 719 – 726.
- [25] EUN J, TINJUM J M, BENSON C H, et al. Comparison of volatile organic compound transport in composite liners with HDPE and ethylene-vinyl alcohol co-extruded geomembranes[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2017, **143**(6): 4017010.
- [26] MCWATTERS R S, ROWE R K. Barrier permeation properties of EVOH thin-film membranes under aqueous and non-aqueous conditions[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2018, **46**(4): 529 – 541.

DOI: 10.11779/CJGE202111013

考虑基础脱离的摇摆框架结构地震响应振动台试验研究

王国波¹, 王 焱¹, 禹海涛², 郑年文³, 孙富学^{*1}

(1. 温州大学建筑工程学院, 浙江 温州 325035; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;

3. 武汉理工大学道路桥梁与结构工程湖北省重点实验室, 湖北 武汉 430070)

摘 要: 结构基础与地基土发生分离即基础脱离的现象在强震时是不可避免的, 为此摇摆隔震 (Rocking Isolation) 的理念逐渐提出。基于此设计了常规基础框架结构模型和摇摆框架结构模型, 基于振动台试验数据对比分析了两类结构对场地土以及自身地震响应的影响。结果表明: ①由于结构基础发生的脱离量及脱离范围有限, 脱离效应对结构频谱特性影响不显著, 主要影响结构竖向加速度响应幅值; ②地震波类型对结构脱离效应影响显著, 脉冲型地震波引起的脱离量最大, 但脱离次数最少; ③相比较于常规框架结构, 摇摆框架结构对场地土地震响应的影响更显著, 且其自身响应的高频成分较为丰富。研究成果对探讨摇摆结构地震响应规律有一定的参考意义。

关键词: 摇摆; 基础脱离; 振动台试验; 地震响应; 框架结构

中图分类号: TU433

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-2064-11

作者简介: 王国波(1979—), 男, 博士, 教授, 主要从事工程结构的抗震分析。E-mail: 20190337@wzu.edu.cn。

Shaking table tests on seismic response of rocking frame structure considering foundation uplift

WANG Guo-bo¹, WANG Yao¹, YU Hai-tao², ZHENG Nian-wen³, SUN Fu-xue¹

(1. College of Architecture and Civil Engineering, Wenzhou University, Wenzhou 325035, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Hubei Key Laboratory of Roadway,

Bridge & Structure Engineering, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, China)

Abstract: The separation of structural foundation and foundation soil, namely the foundation uplift, is inevitable in strong earthquakes, so the concept of rocking isolation is gradually proposed. Based on this idea, two types of models for frame structure are designed: the conventional foundation frame structure and the rocking frame structure. The influence effects of the two types of structures on the site soil and their own seismic responses are compared and analyzed based on the shaking table test data. The test results show that: (1) Due to the limited uplift amount and range of the structural foundation, the uplift effect has no significant influences on the spectral characteristics of the structure, but mainly affects the vertical acceleration response amplitude. (2) The seismic wave type has a significant influence on foundation uplift effect. The impulse seismic wave causes the largest uplift, but the least numbers. (3) Compared with that of the conventional frame structure, the influence of rocking frame structure on the site soil seismic response is more significant, and the high frequency components of its own response are more abundant. The research results have certain reference significance for exploring the seismic response law of rocking structure.

Key words: rocking; foundation uplift; shaking table test; seismic response; frame structure

0 引 言

随着韧性城市的理念不断深入, 针对韧性结构的研究也称为目前研究的热点和难点^[1-2]。在结构抗震分析领域, 以可恢复结构为代表的韧性结构得到了广泛的重视, 可恢复功能抗震结构包括摇摆结构、自复位结构、可更换和附加耗能装置的结构等, 其中的摇摆结构又包括自由摇摆和可控摇摆^[2-4]。摇摆结构可恢复功能的工作机制是将基础对结构特定组件(如剪力墙、

结构柱、框架或带支撑框架)底部的部分约束解除, 使其由弯曲变形、剪切变形或弯剪变形模式转变为整体的刚体摆动模式, 从而避免构件的损伤, 而使结构具备一定的可恢复功能能力^[5]。这些措施是完全从结构层面提出的改变结构构件与基础之间的约束。考虑到土-结构相互作用效应在工程结构抗震领域的重要

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51878529, 51678465, 52078386)

收稿日期: 2021-04-23

*通信作者 (E-mail: sunfuxue@163.com)

性以及目前的接受程度, 同时考基于已有大量震害经验, Anastasopoulos 等^[6]提出了摇摆隔震的理念 (Rocking Isolation), 该理念的基本原理是有意弱化结构基础, 允许结构基础在地震时与地基土发生分离, 利用地基与基础接触面处的非线性及地基土的非线性、塑性变形等消耗地震能量, 使原本在上部结构形成的塑性铰转移到地基土, 减小或避免上部结构的塑性变形并防止其倒塌, 从而确保上部结构的安全, 其原理如图 1 所示。传统的结构设计是不允许结构基础与地基土发生分离, 因此认为结构与地基土是绑定 (Bond) 在一起的, 因此在地震时塑性铰出现在结构构件上, 最终导致结构破坏, 而基于摇摆隔震理念的设计方法弱化结构基础 (如减小基础宽度 B), 允许结构基础和地基土之间发生部分分离以及地基土体局部发生塑性变形, 以消耗地震动能量, 达到保护上部结构的目的。

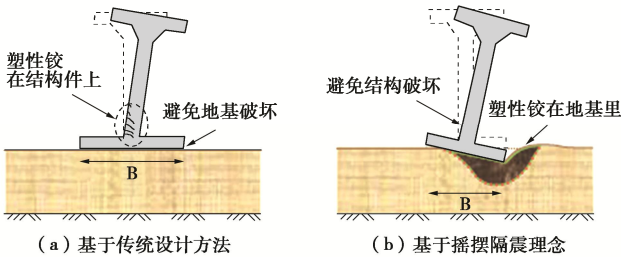


图 1 摇摆隔震原理示意图^[6]

Fig. 1 Schematic diagram of rocking isolation principle

基础脱离的分析模型总的来说可分为 4 类: 经典的刚性地基上刚性块体模型^[7]、刚性地基上柔性结构模型^[8]、柔性地基上刚性块体模型^[9]和柔性地基上柔性结构模型^[6]。对于刚性地基模型, 目前已有较好的理论解析解, 然而对于柔性地基模型, 一般将其简化为 Winkler 地基, 利用只能提供拉力的弹簧模拟地基土, 该方法的优点是简单, 但却无法模拟地基土的非线性变形以及结构基础与地基土分离后应力重分布后引起的土弹簧刚度变化, 导致目前关于柔性地基上基础脱离的计算方法不够完善。因此, 基础脱离对结构地震响应影响的研究较多, 主要包括储液罐或水塔^[10]、桥墩^[11]、框架^[12]与大型复杂结构^[13]等, 但在实际工程中的应用明显滞后理论研究。

本文拟针对目前计算方法的不足, 开展相应的振动台试验研究, 探讨柔性地基上柔性结构摇摆地震响应规律为建立合理的摇摆结构地震响应计算分析方法提供基础。

1 振动台试验设计

1.1 原型结构

原型结构分两类: ①设计偏安全的传统基础框架结构; ②适当降低基础尺寸弱化基础的摇摆框架结构。

(1) 原型结构概况

本次试验框架结构原型为 6 层双向单跨框架, 纵、横向跨度均为 6 m, 层高 3 m, 独立基础, 结构设计信息与构件尺寸见表 1, 其中柱和梁截面尺寸分别为 400 mm×400 mm 和 600 mm×300 mm, 楼板厚 120 mm。

表 1 原型结构设计参数

Table 1 Design parameters for prototype structure	
参数	设计信息
设防类别	丙类
地震动参数	7 度 (0.1g), II 类场地, 设计地震分组为第二组
结构材料	C40 混凝土, 钢筋 HRB335 和 HRB400
荷载	楼面恒载 5 kN/m ² , 活载 2 kN/m ² ;
	屋面恒载 7 kN/m ² , 不上人屋面活载 0.5 kN/m ²

(2) 传统基础设计

按照地基与基础基本理论^[14], 结构基础面积:

$$A \geq \frac{F_k}{f_a - \gamma_G d} \quad (1)$$

式中 F_k 为相应于荷载效应标准组合时, 上部结构传至基础顶面的竖向力值; f_a 为修正后的地基承载力特征值; γ_G 为基础及回填土的平均重度, 一般取 20 kN/m³; d 为基础平均埋深。本文不针对具体工程, 因此取常规数值, 如 f_a 取 150 kPa, d 取 0.6 m, 对于 6 层框架, 计算得到 F_k 为 897.6 kN, 按方形独立基础设计, 由式 (1) 可得基础宽度不小于 2.6 m, 保守起见本文对常规基础尺寸取边长为 3 m 方形独立基础, 基础高度按常规取 600 mm。

本次试验属于规律性探索, 并不针对某个具体工程, 因此本文在设计试验时, 主要是使用基本土力学知识设计基础尺寸而已, 至于其承载力并未涉及。

(3) 弱化基础设计

弱化基础是指基础尺寸小于上述常规计算值, 理论上任何小于 2.6 m 的基础尺寸均满足要求。但考虑到本次试验采用微粒混凝土制作结构模型, 且经过 1/30 的几何相似比后, 结构尺寸过小, 微粒混凝土中较大颗粒浇筑困难, 导致模型结构刚度有限。为确保试验中模型结构能承受一定的地震动而不致发生结构提前破坏, 本次试验将摇摆结构的基础尺寸定为 2.5 m 长的方形独立基础。

1.2 相似关系

对于地表结构而言, 应选用重力不失真模型, 即采用设置配重的方法模拟模型和原型材料密度不同和活荷载的相似关系。根据 Buckingham 定理, 以长度、弹性模量、加速度为基本物理量, 再根据相似条件间的关系可以初步确定其他相似关系。首先, 根据振动台与模型箱尺寸确定长度相似关系 S_L 为 1/30; 其次, 采用微粒混凝土制作结构模型, 本次试验进行了不同配比下的微粒混凝土弹性模量测试, 最终确定微粒混凝土的质量比为: 水泥: 细料: 粗料: 减水剂: 水

=1:2.5:2.5:0.014:0.686, 测得其弹性模量约为 15 GPa, 密度 2333 kg/m³, 常规 C40 混凝土弹性模量 32.5 GPa, 则弹性模量相似比为 0.462; 最后, 加速度相似比依据振动台性能取为 2。可得模型体系各物理量的相似系数及其相似关系, 如表 2 所示。

表 2 模型试验相似关系			
Table 2 Similarity relation for model tests			
类型	物理量	相似系数符号及表达	相似系数
几何	几何尺寸	S_L	1/30
	弹性模量	S_E	0.462
	等效密度	$S_p=S_E/(S_a \cdot S_L)$	6.923
	应变	$S_\epsilon=S_\sigma/S_E$	1
	应力	S_σ	0.462
材料特征	质量	$S_m=S_\sigma S_L^2/S_a$	0.000256
	时间	$S_t=S_L/(S_E/S_p)^{0.5}$	0.129
	频率	$S_f=S_L^{-0.5} \cdot S_a^{0.5}$	7.746
	位移	S_L	1/30
	速度	$S_v=(S_L/S_a)^{0.5}$	0.258
动力特征	加速度	S_a	2

1.3 模型结构制作

原型结构中的混凝土采用微粒混凝土进行模拟, 其中水泥为 32.5 级矿渣硅酸盐水泥, 细料为粒径小于 2.5 mm 且具有连续级配的河砂, 粗料为粒径为 2.5~5 mm 的石英砂。梁柱构件纵筋及箍筋采用镀锌铁丝来模拟, 楼板中钢筋采用镀锌铁丝网模拟。对于钢筋混凝土构件参照文献[15], 依据抗弯能力和抗剪能力等效确定梁、柱和箍筋相似计算, 详细计算过程参见文献[16]。常规结构模型与摇摆结构模型尺寸以及相应的实物如图 2 所示。

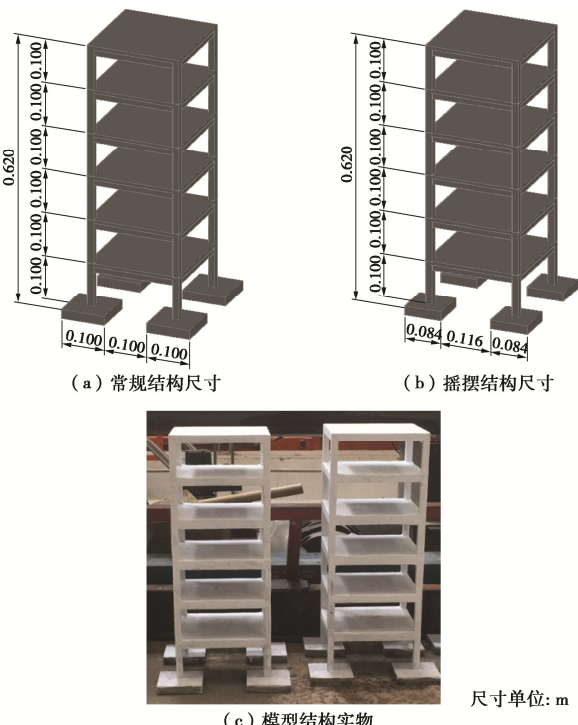


图 2 两种结构模型尺寸及实物

Fig. 2 Dimensions and physical structures of two models

结构在放置土体表面时, 利用激光平整仪尽可能的使结构模型基础与土体表面平整接触。

1.4 模型结构配重计算

计算模型配重时, 先由原型结构质量按相似常数计算得到模型的理论所需质量, 减去模型自重所产生的质量, 即得到模型对应楼层所需配重。经计算共需配重 47.25 kg, 平均每层楼板配重 7.875 kg, 每层采用两块长宽高尺寸为 24 cm×13 cm×1.6 cm 的铁板, 质量约为 7.8 kg。

1.5 模型土

模型土为北京地区原状黏土, 利用环刀法测得土样的密度为 1850 kg/m³, 共振柱试验测得土体动剪切模量和动阻尼比随动剪应变的变化曲线如图 3 所示。由图 3 可见土体动剪切模量随动剪应变的增加而降低, 动阻尼比则随动剪应变的增加而增加。

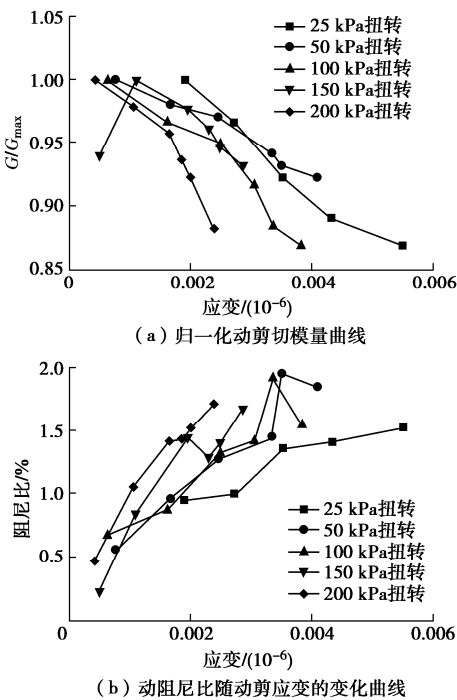


图 3 土体共振柱试验结果

Fig. 3 Test results of soil resonant column

模型土填装按照每 10 cm 分层填装压实, 填至 1.0 m 后静置, 然后利用白噪声扫描振实土体。

1.6 模型箱

本次试验在北京工业大学工程结构实验室的 9 子台上进行, 试验使用了 4 个 1 m×1 m 的台阵, 见图 4, 该模型箱由两个主动箱与一从动箱组成, 3 个箱体通过螺栓和底部钢板连接在一起, 使其成为一个整体刚性箱。模型箱内部净尺寸为 3.8 m×2.8 m×1.1m, 考虑模型箱内部沿长边两端泡沫板厚度 0.15 m, 土体尺寸为 3.5 m×2.5 m×1 m。

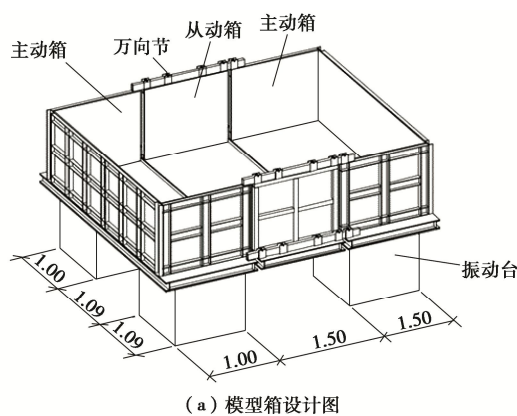


图 4 模型试验的模型箱
Fig. 4 Model box of model tests

1.7 监测方案

土-基础-框架体系剖面测点布置如图 5 所示，其中每层楼板布置了沿激震方向的加速度传感器 A1—A6，并在顶部增加了竖向加速度传感器 A7，并在一个基础上安装两个加速度传感器 A8（水平向）和 A9（竖向）。在地表沿激震方向设置了加速度传感器 B2—B10，在 2 个主动箱（两侧的箱子）和一个从动箱（中间的箱子）内各选一条测线，监测土体加速度沿深度的变化（ZY 与 DY）。共设置了 4 个位移监测点，采用激光位移计，其中 Y_1 、 Y_2 为顶层水平位移测点， Y_3 、 Y_4 为基础竖向位移测点。

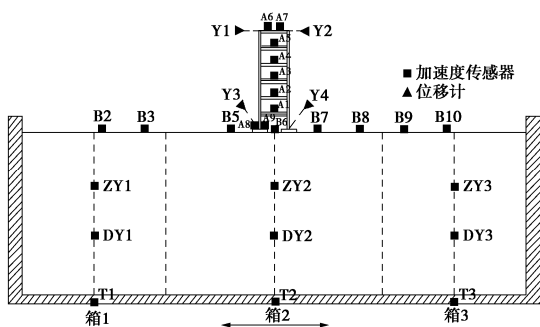


图 5 测点布置平面图
Fig. 5 Layout plan of measuring points

在楼板 4 个角部放橡皮泥，在将配重块放在楼板上，使得配重块与楼板之间有一定间隙，减小配重块对楼板刚度的影响，然后用透明胶带把配重铁块与楼板粘贴在一起（图 6（a））。为避免加速度传感器黏贴在配重铁板上使测得数据不准确，将传感器布置在各

层楼板的板底（图 6（b）），试验现场如图 6（c）所示。

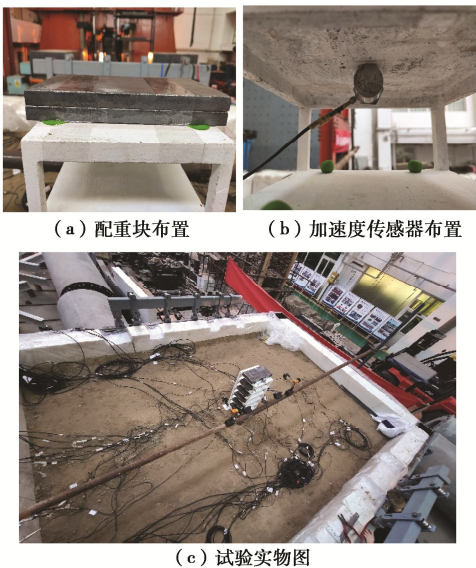


图 6 配重块放置和加速度传感器布置图
Fig. 6 Layout of balancing weight block and acceleration sensors
1.8 加载制度

本次试验输入选取正弦波进行边界效应分析，另外还选取了经典的 El-Centro 波（代号 EL）、脉冲波北岭波（代号 NR）以及取土地区的北京人工波（代号 BJ），地震波输入方向为沿模型箱长边方向（纵向），工况见表 3。EL 波、NR 波和 BJ 波时程与频谱曲线如图 7 所示，其中加载时间按照表 2 的时间相似比进行了调整。

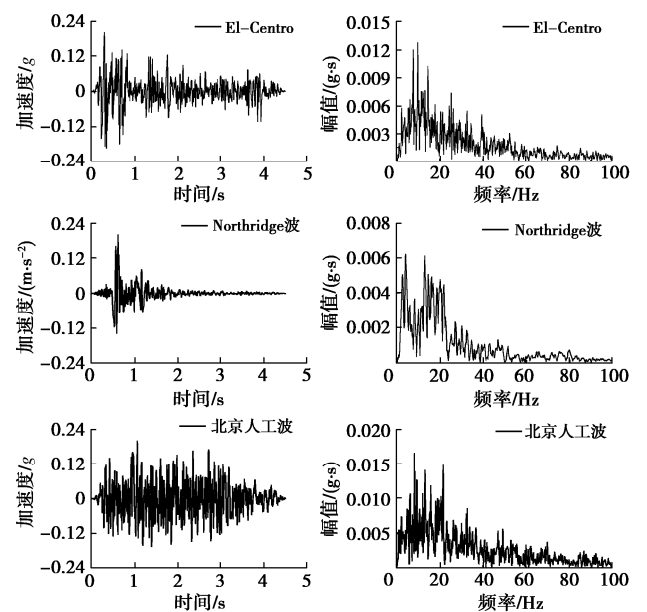


图 7 输入波的时程及频谱曲线
Fig. 7 Time histories and frequency spectra of input seismic waves
为降低土体性质等因素的影响，本次试验拟先进行较小幅值地震动输入的试验，逐步提高输入地震动幅值。

表 3 试验加载制度

Table 3 Test loading system

工况 编号	模型 类型	输入地震波	输入加速度幅值/g
1	自由场 常规结构 摇摆结构	白噪声 1	0.05
2		4Hz 正弦波	0.10
3		EL 波	0.20
4		NR 波	0.20
5		BJ 波	0.20
6		EL 波	0.40
7		NR 波	0.40
8		BJ 波	0.40
9		4Hz 正弦波	0.20
10		白噪声 2	0.05

2 振动台试验现象与结果

2.1 试验现象

各工况试验现象汇总如表 4，由观察到的试验现象可得 0.2g 正弦波输入下提离摇摆现象最显著，原因可能是正弦波长时间、相同幅值的往复加载导致输入震动能量最大。常规框架结构在输入幅值为 0.2g 的正弦波工况下柱底与基础连接处已剪断（图 8（a））。对比震前（图 8（b））与震后（图 8（c））情况可见，震后基础四周土体有明显的松散，这是因为经过多次震动与基础的提离摇摆冲击，导致局部土体发生较大变形。

表 4 各工况试验现象简单描述

Table 4 Simple description of test phenomena

工况	摇摆结构试验现象	常规结构试验现象
0.1g 正弦	无提离摇摆	无提离摇摆
0.2gEL	无提离摇摆	无提离摇摆
0.2gNR	较弱提离摇摆	无提离摇摆
0.2gBJ	较弱提离摇摆	无提离摇摆
0.4gEL	明显提离摇摆	有明显提离摇摆
0.4gNR	明显提离摇摆	有明显提离摇摆
0.4gBJ	较大提离摇摆	有较大提离摇摆
0.2g 正弦	剧烈提离摇摆	剧烈提离摇摆，且柱底破坏



(a) 常规框架结构柱底破坏



(b) 震前基础周围土体



(c) 震后基础处土体

图 8 常规框架结构试验现象

Fig. 8 Test phenomena of conventional frame structure

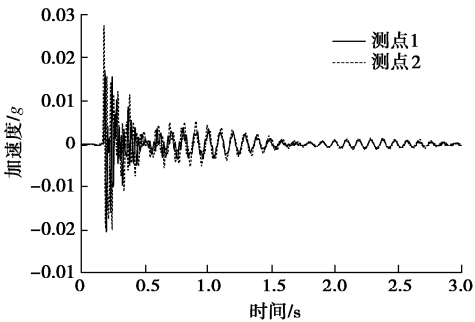
2.2 结构频率分析

采用敲击法对结构进行基频测试（图 9），通过敲击使结构自由振动，然后分析结构固有频率。在结构基础上压上重铁块以达到固定结构底部的目的。敲击位置在顶层，多次敲击并控制敲击力度，然后对自由衰减明显的波形段做频谱分析。模型结构顶层（图 9 中测点 1）和第 3 层楼板（图 9 中测点 2）加速度时程与频谱曲线（图 10），由频谱曲线可见结构模型的基频约 10 Hz。

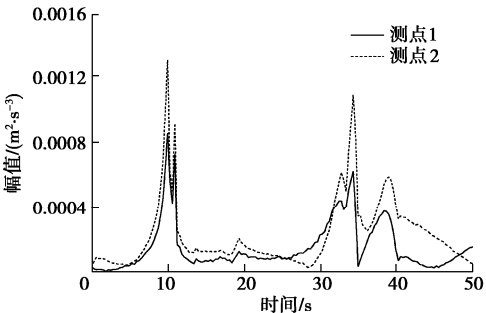


图 9 结构频率测试

Fig. 9 Frequency tests on structure



(a) 加速度时程曲线



(b) 频谱曲线

图 10 敲击法确定结构模型基频

Fig. 10 Determination of natural frequency of structural model by knockdown method

利用 ABAQUS 软件建立原型结构和缩尺结构模型，分别采用对应的计算参数，即原型结构为 C40 混凝土（密度 2500 kg/m³，弹性模量 32.5 GPa，泊松比 0.2），模型结构采用微粒混凝土参数（密度 2333 kg/m³，弹性模量 15 GPa，泊松比 0.3）。对于缩尺结构模型，还需考虑配重块的影响，本文尝试采用三种模拟方法：①将配重铁块与楼板绑定在一起，即 tie 连接配重块和结构楼板；②将配重铁块的质量以质量

点的形式均匀分布在楼板上; ③将配重铁块的质量均分给整个模型, 即采用等效密度的方法。

原型结构基频、3 种模拟方法下模型结构基频以及试验得到的结构基频列于表 5, 由表 5 可见:

(1) 不同配重块模拟方法下结构模型的基频差异较大, 体现了质量块的不同影响方式, 且其中以绑定的模拟方法与实测值最为接近, 该模拟方法也是与试验情况最为接近的, 因此应优选绑定的模拟方法。

(2) 模型结构与原型结构的基频之比为 7.53, 与表 2 中给出的频率相似比 7.746 吻合较好, 表明本文的结构模型设计方法是合理的。

(3) 但应看到结构模型基频计算值 (14.97 Hz) 与实测值 (10 Hz) 仍有较大差距, 原因在于结构模型柱截面尺寸较小、楼板较薄, 部分粗颗粒在浇筑时不得不取出, 从而材料分布不均, 导致材料的实际强度和刚度达不到数值模拟中材料均匀分布时的强度和刚度, 使得数值模拟得到的结构基频偏大。这也是微粒混凝土配制小尺寸结构模型所面临的不足之处。

表 5 原型结构和模型结构基频

Table 5 Fundamental frequencies of prototype and model structures (Hz)				
原型结构计算值	模型结构试验值	模型结构计算值		
		绑定法	质量点法	等效密度法
1.97	10.00	14.97	16.32	17.13

2.3 边界效应分析

利用正弦激励下自由场地表沿纵向和横向各测点加速度幅值, 可确定模型箱边界影响范围, 详细分析可参见文献[16], 限于篇幅本文仅给出最终结论: 模型箱的边界效应影响主要影响区域是距离模型箱 25 cm 的范围, 本次试验在模型箱正中间放置一长度和宽度仅 0.3 m 的框架结构模型, 结构模型区域远离受边界影响区域。

2.4 土体加速度响应分析

地表结构在地震时惯性力引起结构左右晃动, 从而作为一个地表震源将震动再次传给地基, 引起地基土震动, 因此有必要分析地表结构对场地土响应的影响。以自由场加速度响应为基准, 比较常规和摇摆结构时地表沿激震方向以及深度方向加速度响应与自由场的比值。

(1) 土体沿激震方向加速度响应分析

各工况下模型土表面沿激震方向各测点加速度响应与对应自由场加速度响应比值如图 11 所示。分析图 11 可得: 摇摆结构与常规结构下的土体加速度响应一般要比自由场时大, 在距土表中心距离为 0~0.9 m (3B, B 为模型结构总宽度) 内尤为明显, 增大约超过 20%, 其中摇摆结构下的土体加速度响应变化更大,

因为摇摆结构模型在发生脱离摇摆时对结构附近土体产生较大的冲击作用。

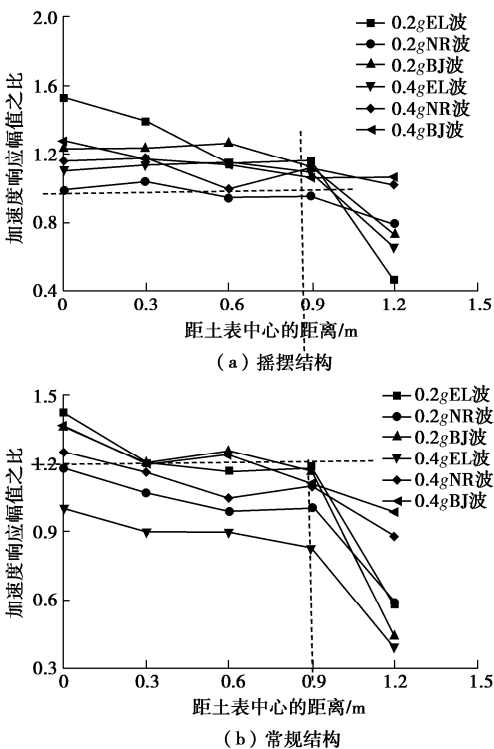


图 11 模型土表面各测点沿激震方向加速度变化

Fig. 11 Acceleration curves of measuring points on model soil surface along earthquake excitation direction

(2) 土体沿深度方向加速度响应分析

以 EL 波为例, 模型土沿深度方向各测点的加速度响应与对应自由场加速度响应的比值如图 12 所示。

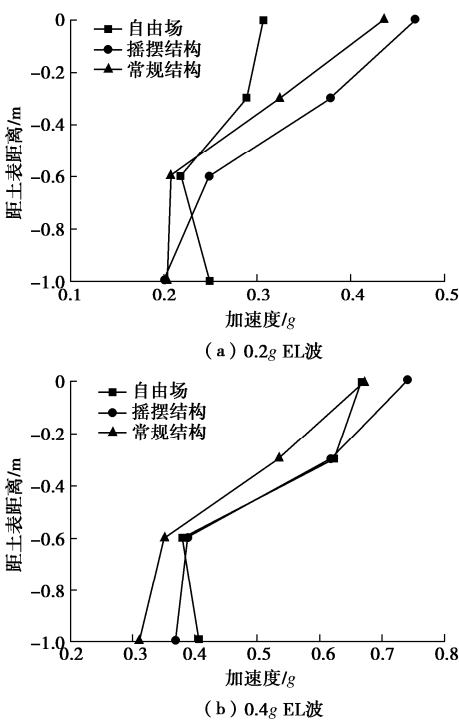


图 12 EL 波时模型土沿深度方向加速度响应变化曲线

Fig. 12 Acceleration response curves of model soil along depth direction under action of EL waves

分析图 12 可得:①土体加速度响应在深度方向的变化趋势基本一致,加速度响应大体随深度的减小而增大;②摇摆结构对场地土响应的影响大于常规结构,原因在于摇摆结构对场地土的扰动强烈些;③土体加速度幅值在 0.6 m 以下基本保持不变,而在 0.6 m 以上放大显著,可见地表结构对场地土响应的影响深度约 0.6 m,即 $2B$, B 为结构宽度。

2.5 结构加速度响应分析

常规和摇摆框架结构在不同工况下加速度幅值随结构高度变化见图 13、14。

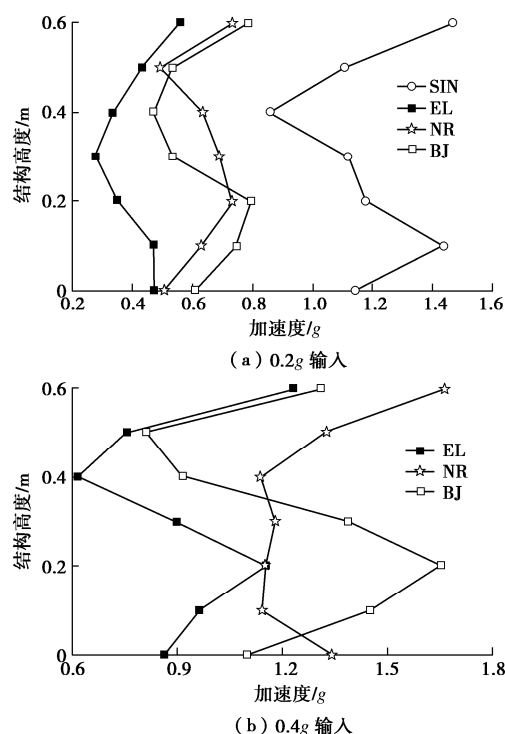


图 13 摇摆框架结构水平加速度幅值随高度变化曲线

Fig. 13 Curves of horizontal acceleration amplitude versus height of rocking frame structure

由图 13、14 可得:

(1) 正弦波时结构响应远大于其他地震波,这与试验观察到的在 0.2g 正弦波作用下两类结构都发生剧烈摇摆相一致,其原因主要是结构受到幅值不变的往复激励。

(2) 在输入地震动幅值较小 (0.2g) 时,相对于结构基础的响应,摇摆框架结构加速度响应沿高度是先放大,然后降低,最后又放大;而常规结构则是先缩小后放大,体现了摇摆效应的影响;在输入地震动幅值较大 (0.4g) 时,该现象则更加突出,但由于土体非线性的影响,此时结构顶层加速度响应均降低了。

2.6 结构基础竖向位移分析

结构竖向位移是反应结构摇摆程度最直观指标。由表 4 试验现象描述可知除正弦波外,在 0.2g 输入时结构摇摆幅度较小,考虑到测量精度以及结构放置平

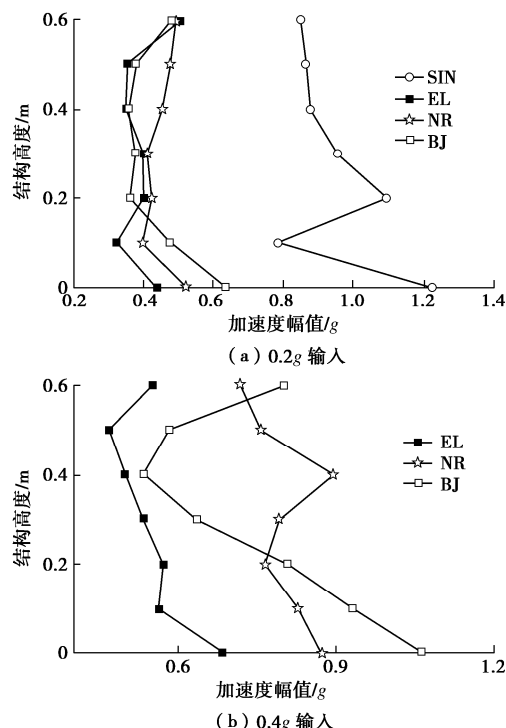


图 14 常规框架结构水平加速度幅值随高度变化曲线

Fig. 14 Curves of horizontal acceleration amplitude versus height of conventional frame structure

整度等因素, 0.2g 时的竖向位移监测结果不理想,因此本节以 0.2g 正弦波以及 0.4g EL 波、NR 波、BJ 波输入时摇摆框架结构基础竖向位移数据进行分析 (图 15)。其中位移正值表示向上,负值表示向下,由正值位移可判断基础的脱离情况。由图可见:

(1) 在 0.2g 正弦下结构的脱离摇摆最剧烈,包括脱离的次数最多,幅值最大。

(2) 除去正弦波, 0.4g NR 波作用下摇摆结构发生了 4 次脱离,最大幅度达 4 mm,其次是 BJ 波,脱离次数为 6 次,最大幅度约 3 mm,而 EL 波作用下的脱离次数也达到了 9 次,但脱离幅度相对较小,最大约 1.4 mm。由此可见不同地震动对结构摇摆响应影响显著,对于实际地震动而言,脉冲波 (NR) 引起的脱离量最大,但由于脉冲时间有限,脱离次数最少。

3 常规结构与摇摆结构响应对比分析

3.1 对土体影响对比分析

放大系数定义为该测点的加速度响应幅值与台面 T1 测点的加速度响应幅值之比,选结构正下方地表测点 B_6 、地表沿纵向距结构最近的测点 B_5 ,不同工况下放大系数如图 16 所示,分析可得:

(1) 地表结构的存在显著放大了场地地表的加速度放大系数,尤其是以 EL 波和北京人工波,而 NR 波则放大效应不明显,体现了不同地震波类型的影响。

(2) 测点 B_6 的放大系数要小于 B_5 的,其原因

在于 B_6 点位于框架结构内部(柱子之间)的地表, 其响应受到两侧柱子晃动传递来振动能量的叠加, 而 B_5 位于结构一侧的缘故。

(3) 摇摆框架结构时地表加速度放大系数在结构一侧的测点 B_5 时大于常规框架就结构, 但在结构内部地表测点 B_6 时要小于常规框架结构, 且以 EL 波时差异最大。其原因与前述的测点 B_6 受到两侧基础的叠加影响相同。

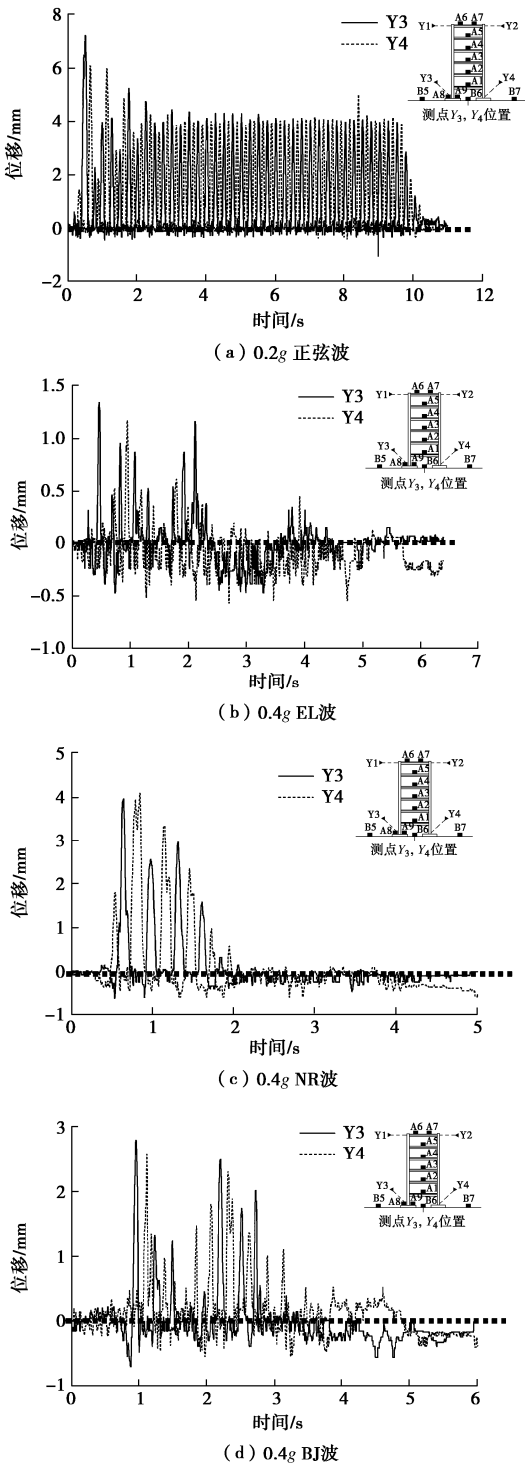


图 15 摇摆框架模型基础处竖向位移响应

Fig. 15 Vertical displacement responses of rocking frame model foundation

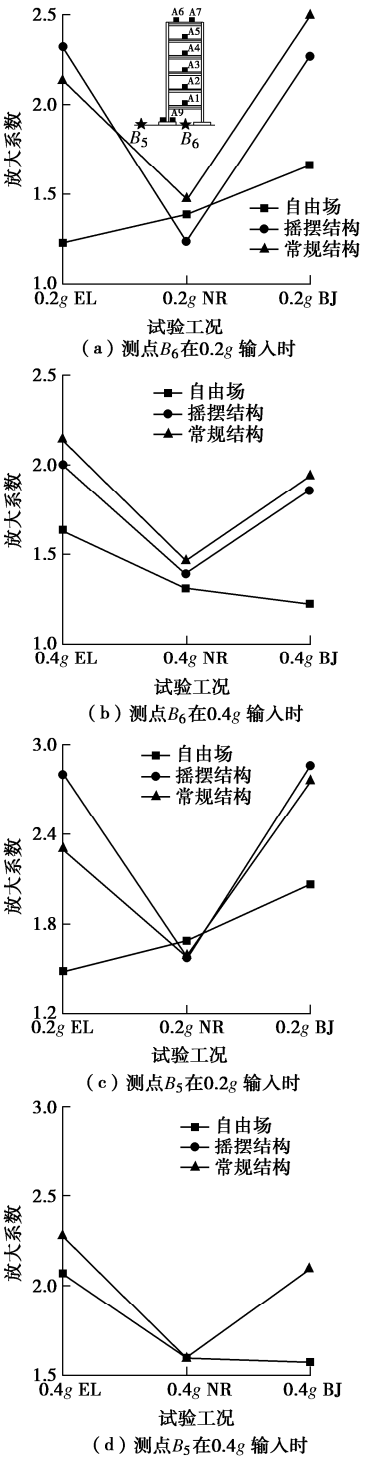


图 16 测点 B_5 , B_6 的加速度放大系数的对比

Fig. 16 Comparison of acceleration amplification coefficients of measuring points B_5 and B_6

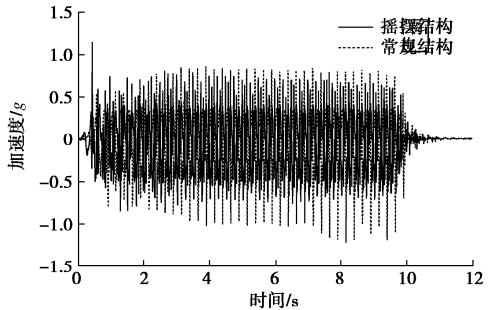
3.2 结构水平与竖向加速度响应对比分析

限于篇幅, 本节仅选取结构摇摆响应剧烈的 0.2g 正弦波与 0.4g 北京人工波工况下框架基础与框架顶层的水平加速度响应对比(图 17), 由图可得:

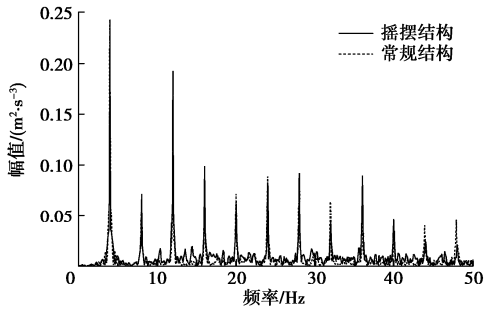
(1) 常规结构与摇摆结构的加速度响应时程曲线与相应的频谱曲线基本相似, 只是幅值上存在差异, 表明本次试验中结构基础发生提离、结构摇摆对结构频率的影响不显著。理论上, 结构基础与地基土发生

分离后,土体对结构的约束减弱,结构刚度降低,此时结构频率应降低,但频谱曲线反映出来的结构频率变化不大,仅 BJ 波作用下,结构顶层的水平加速度频谱曲线略有变化(摇摆结构卓越频率约 4 Hz,常规结构卓越频率约 5 Hz),其原因可能在于结构基础与地基土发生分离的范围(提离范围)相对较小,从图 15 可见最大提离量仅 4 mm,结构高度,再考虑结构自身弯曲变形,独立基础下的提离范围非常有限,因此结构频率的变化不显著。

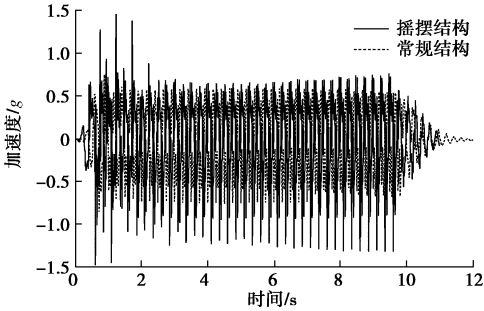
(2) 在频谱曲线上,对于正弦波由于荷载频率单一,结构响应的频率成分也较为单一,但在北京人工波作用下,摇摆结构在 20~50 Hz 的高频成分较为丰富,尤其是结构顶层的响应更为突出,其原因在于摇摆结构在摇摆过程中冲击地面所产生的高频振荡。



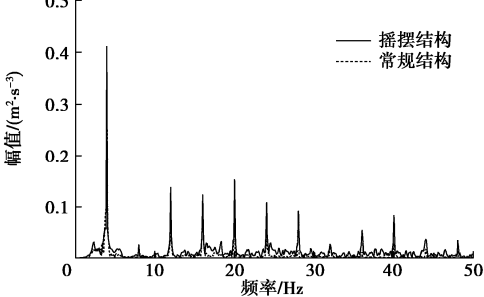
(a) 0.2g 正弦波工况下基础水平加速度时程与频谱曲线



(b) 0.4g BJ波工况下基础水平加速度时程与频谱曲线



(c) 0.2g 正弦波工况下顶层水平加速度时程与频谱曲线



(d) 0.4g BJ波工况下顶层水平加速度时程与频谱曲线

图 17 摇摆结构与常规结构水平加速度响应对比

Fig. 17 Comparison of horizontal acceleration responses between rocking and conventional structures

同样对比分析两种工况下框架结构顶层的竖向加速度响应(基础处的竖向加速度时程曲线异常,故未给出),如图 18 所示。在本次试验中结构摇摆主要对结构竖向加速度幅值有一定影响,对其频谱特性的影响并不显著。

3.3 基础竖向位移对比分析

仍以结构摇摆响应较大的工况为例,不同工况下基础竖向位移时程曲线对比如图 19 所示。

(1) 摇摆结构基础的提离量比常规结构的大,表明摇摆结构的提离摇摆响应比常规结构剧烈。

(2) 正弦激励下结构提离次数和提离量均最大,也即最容易发生提离。其次以脉冲型的 NR 波提离量最大,但由于脉冲次数有限,其提离次数最少,而 EL

波的脱离量最小, 但其脱离次数最多。

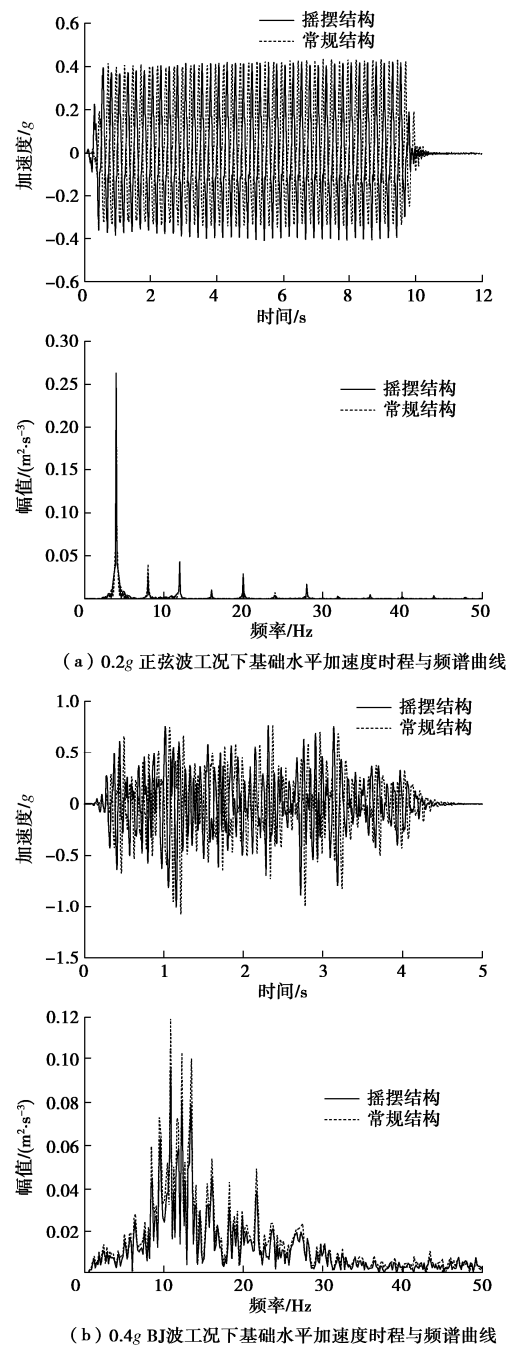


图 18 摇摆结构与常规结构竖向加速度响应对比

Fig. 18 Comparison of vertical acceleration responses between rocking and conventional structures

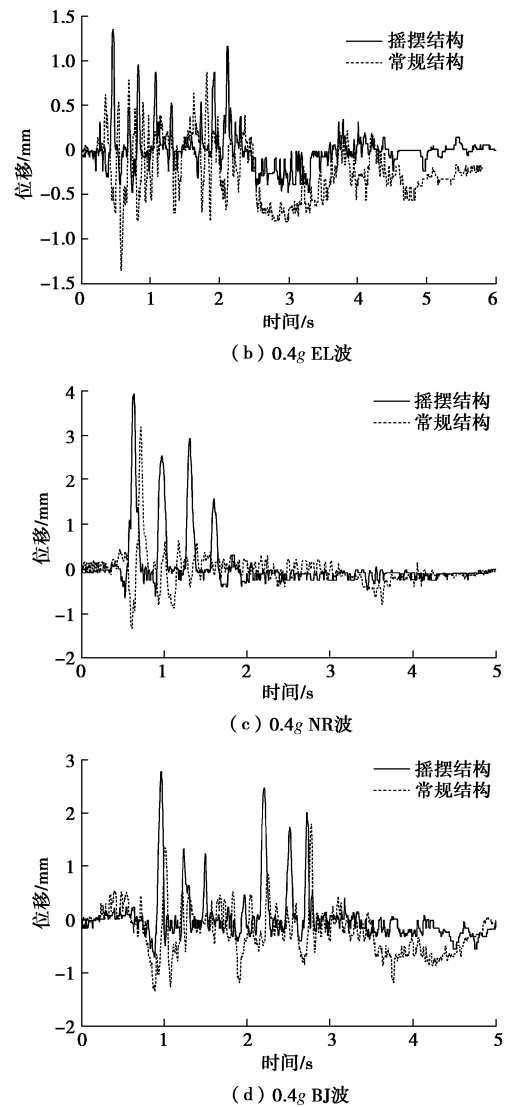
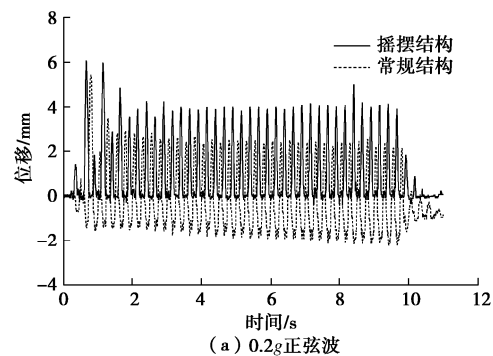


图 19 常规框架与摇摆框架基础竖向位移对比

Fig. 19 Comparison of vertical displacements between conventional and rocking frame foundations

(3) 常规结构多为负的竖向位移, 即常规结构在地震时有一定的沉降, 而摇摆结构以脱离为主, 沉降量很小可忽略不计。

4 结 论

(1) 地表结构对场地土地震响应有显著影响, 其水平和竖向影响范围可达 3 倍结构宽度和 2 倍结构宽度, 本次试验表明, 因此实际工程中地表结构以及地表结构群对场地土及邻近结构 (地下结构和地上结构) 的影响值得关注。

(2) 摇摆结构由于脱离、再冲击的影响, 其对场地土地震响应影响更大, 主要表现在其加速度幅值放大具高频成分丰富。

(3) 相比较于常规框架结构, 摇摆框架结构发生更大的脱离量和脱离次数, 而常规框架结构则发生更大的沉降。

(4) 地震波类型对摇摆结构地震响应的影响也十分显著, 其中正弦波激励由于具有长时间的相同幅值激励, 导致提离量和次数均较大, 即结构更容易发生提离, 而对于实际地震波, 脉冲型波导致结构较大的提离量, 但提离次数相对较少。

目前针对考虑基础提离效应的摇摆结构抗震分析在国内还处于起步阶段, 相关理念还有待被认可和接受, 相关计算分析方法还不成熟。本文仅是基于单次振动台试验数据, 对比分析常规基础框架结构与可提离框架结构的地震响应差异, 至于摇摆框架结构“摇摆隔震(Rocking Isolation)”的优越性还需进一步基于试验数据和数值方法开展系统的参数研究, 需要从结构内力和变形方面加以分析和确定。希望本次试验能达到为数值分析提供验证, 从而最终达到建立考虑提离、再冲击全过程的摇摆结构合理计算分析方法的目。

参考文献:

- [1] 翟长海, 刘文, 谢礼立. 城市抗震韧性评估研究进展[J]. 建筑结构学报, 2018, **39**(9): 1 - 9. (ZHAI Chang-hai, LIU Wen, XIE Li-li. Progress of research on city seismic resilience evaluation[J]. Journal of Building Structures, 2018, **39**(9): 1 - 9. (in Chinese))
- [2] 吕西林, 武大洋, 周颖. 可恢复功能防震结构研究进展[J]. 建筑结构学报, 2019, **40**(2): 1 - 15. (LÜ Xi-lin, WU Da-yang, ZHOU Ying. State-of-the-art of earthquake resilient structures[J]. Journal of Building Structures, 2019, **40**(2): 1 - 15. (in Chinese))
- [3] 吕西林, 陈云, 毛苑君. 结构抗震设计的新概念—可恢复功能结构[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2011, **39**(7): 941 - 947. (LÜ Xi-lin, CHEN Yun, MAO Yuan-jun. New concept of structural seismic design: earthquake resilient structures[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2011, **39**(7): 941 - 947. (in Chinese))
- [4] 周颖, 吕西林. 摇摆结构及自复位结构研究综述[J]. 建筑结构学报, 2011, **32**(9): 1 - 10. (ZHOU Ying, LÜ Xi-lin. State-of-the-art on rocking and self-centering structures[J]. Journal of Building Structures, 2011, **32**(9): 1 - 10. (in Chinese))
- [5] GAZETAS G, ANASTASOPOULOS I, GARINI E. Geotechnical design with apparent seismic safety factors well-below 1[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2014, **57**(2): 37 - 45.
- [6] ANASTASOPOULOS I, GAZETAS G, LOLI M, et al. Soil failure can be used for seismic protection of structures[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2010, **8**(2): 309 - 326.
- [7] YIM C S, CHOPRA A K, PENZIEN J. Rocking response of rigid blocks to earthquakes[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1980, **8**(6): 565 - 587.
- [8] ACIKGOZ S, DEJONG M J. The interaction of elasticity and rocking in flexible structures allowed to uplift [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2012, **41**(15): 2177 - 2194.
- [9] LU Y, XIONG F, GE Q. Dynamic rocking response of a rigid planar block on a nonlinear hysteretic Winkler foundation[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2021, **50**(10): 2754 - 2773.
- [10] HASSAN A, HAMZEH S, MOHAMMAD K. Development of rocking isolation for response mitigation of elevated water tanks under seismic and wind hazards[J]. Shock and Vibration, 2020: 1 - 26.
- [11] 郭展, 陈誉, 何康. 基底摇摆隔震桥墩振动台试验与数值模拟研究[J]. 建筑结构学报, 2020, **41**(6): 38 - 48. (GUO Zhan, CHEN Yu, HE Kang. Shaking table test and numerical simulation study on base rocking isolation bridge piers [J]. Journal of Building Structures, 2020, **41**(6): 38 - 48. (in Chinese))
- [12] VASSILIOU M F. Seismic response of a wobbling 3D frame [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2018, **47**(5): 1212 - 1228.
- [13] SEXTOS A G, MANOLIS G D, ATHANASIOU A, et al. Seismically induced uplift effects on nuclear power plants. Part 1: Containment building rocking spectra[J]. Nuclear Engineering and Design, 2017, **318**: 276 - 287.
- [14] 赵明华. 土力学与基础工程[M]. 4版. 武汉: 武汉理工大学出版社, 2014. (ZHAO Ming-hua. Soil Mechanics and Foundation Engineering[M]. 4th ed. Wuhan: Wuhan University of Technology Press, 2014. (in Chinese))
- [15] 周颖, 吕西林, 著. 建筑结构振动台模型试验方法与技术[M]. 2版. 北京: 科学出版社, 2019. (ZHOU Yin, LÜ Xi-lin. Method and Technology for Shaking Table Model Test of Building Structures[M]. 2nd ed. Beijing: Science Press, 2019. (in Chinese))
- [16] 郑年文. 考虑基础提离效应的结构非线性地震响应研究[D]. 武汉: 武汉理工大学, 2020. (ZHENG Nian-wen. Research on Nonlinear Seismic Response of Structures Considering the Effect of Foundation Uplift[D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2020. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202111014

岩体粗糙裂隙几何特征对其 Forchheimer 型渗流特性的影响

周新^{1,2}, 盛建龙^{1,2}, 叶祖洋^{*1,2}, 罗旺^{1,2}, 黄诗冰^{1,2}, 程爱平^{1,2}

(1. 武汉科技大学资源与环境工程学院, 湖北 武汉 430081; 2. 冶金矿产资源高效利用与造块湖北省重点实验室, 湖北 武汉 430081)

摘要: 为了研究岩体粗糙裂隙几何特征与其非线性渗流特性的相互关系, 基于裂隙面分形特性提出了三维粗糙裂隙的几何结构表征模型, 通过直接求解 N-S (Navier-Stokes) 方程, 研究了不同开度均值、标准差和分形维数对岩体裂隙 Forchheimer 型渗流特性的影响规律, 验证了 Forchheimer 方程描述流量与压力梯度非线性关系的有效性。研究结果表明: 当流量较小时, 随着裂隙开度均值减小、标准差增大, 线性系数逐渐增大即水力开度逐渐减小, 渗透能力下降, 分形维数对其渗透能力的影响较小, 并提出了水力开度与开度均值、标准差的经验关系式; 当流量较大时, 水流流态从线性流向非线性流转变, 随着开度均值减小、标准差和分形维数的增大, 非线性系数增大, 临界雷诺数减小, 测得 Re_c 范围为 11.16~39.3。

关键词: 岩体裂隙; 几何特征; 渗流特性; 分形理论

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-2075-09

作者简介: 周新(1996—), 男, 硕士研究生, 主要从事岩土渗流力学方面的研究。E-mail: zhouxin_wust@163.com。

Effects of geometrical feature on Forchheimer-flow behavior through rough-walled rock fractures

ZHOU Xin^{1,2}, SHENG Jian-long^{1,2}, YE Zu-yang^{1,2}, LUO Wang^{1,2}, HUANG Shi-bing^{1,2}, CHENG Ai-ping^{1,2}

(1. School of Resources and Environmental Engineering, Wuhan University of Science and Technology, Wuhan 430081, China; 2. Hubei

Key Laboratory for Efficient Utilization and Agglomeration of Metallurgical Mineral Resources, Wuhan University of Science and Technology, Wuhan 430081, China)

Abstract: In order to study the relationship between the geometrical feature and the nonlinear flow properties of rough-walled rock fractures, a numerical model based on the fractal behavior is proposed to characterize the three-dimensional geometry of rough-walled fractures. By solving the N-S (Navier-Stokes) equation directly, the effects of mean aperture, standard deviation of aperture and different fractal dimensions on the Forchheimer flow characteristics of fractures are investigated. The Forchheimer equation is validated to describe the nonlinear relationship between the flow rate and the pressure gradient. The results show that with the lower flow rate, the linear coefficient increases and the hydraulic aperture decreases with the decreasing mean aperture and increasing standard deviation of the aperture, thus the empirical relation for the hydraulic aperture, the mean aperture and the standard deviation of aperture is put forward, while the effects of the fractal dimension almost can be ignored. On the contrary, with larger flow rate, for the flow pattern changing from linear to nonlinear flow, as the mean aperture decreases and the standard deviation of aperture and the fractal dimension increase, the nonlinear coefficient increases, and the critical Reynolds number decreases, with the range of Re_c being 11.16~39.3.

Key words: rock fracture; geometrical feature; flow property; fractal theory

0 引言

天然岩体经过漫长的地质作用, 内部发育着大量裂隙。相较岩块而言, 岩体裂隙的透水性较强, 是地下水流动的主要运输通道, 对水利水电、核废料存储、CO₂ 地质封存、油气开采等领域渗流问题及地质灾害具有关键性控制作用, 因此开展岩体裂隙的渗透特性

研究对指导工程建设具有重要意义。

最早 Snow^[1]将岩体粗糙裂隙简化为光滑平行板

基金项目: 国家自然科学基金项目 (42077243, 51709207); 湖北省自然科学基金项目 (2018CFB631)

收稿日期: 2020-11-04

***通信作者** (E-mail: yezuyang@wust.edu.cn)

模型进行试验研究,提出了著名的立方定理。然而,绝对光滑平行的裂隙并不存在,天然裂隙表面粗糙起伏,几何形貌千差万别,开度分布随机性很大,难以满足立方定理的成立条件,致使裂隙渗透特性估计偏差较大。国内外学者^[2-4]基于大量室内试验和数值分析,发现粗糙裂隙渗流的流量与压力梯度关系存在非线性特征。

为探究非线性渗流特性与裂隙表面粗糙度的关系,张戈等^[5]对粗糙度和迂曲特征不同的单裂隙进行数值模拟,研究结果与考虑迂曲度的立方定理修正式有一定偏差,因此认为粗糙裂隙渗流特性受迂曲度和粗糙度相互耦合作用影响。Chen等^[6]对不同粗糙度的花岗岩裂隙进行不同围压下渗流试验,研究了水力开度与 Forchheimer 方程非线性系数的关系。Yin等^[7]通过剪切-渗流试验分析了粗糙裂隙在不同法向荷载下剪切过程对非线性流动行为的影响。以上关于粗糙度对非线性渗流特征影响的研究均采用 JRC (Joint Roughness Coefficient) 来表征裂隙表面粗糙度,但 JRC 值是根据观测经验得到,对裂隙表面粗糙度不能精确数学定量化表征。

同时,许多学者研究了除裂隙表面粗糙度之外的几何因素对裂隙非线性渗流特性的影响,肖维民等^[8]认为接触面积使得渗流曲折效应加剧,通过渗流试验结果推导并验证了考虑接触面积影响的计算公式。Tsang^[9]通过试验研究了流动路径曲折度对渗流特性的影响,发现孔径分布越小,曲折的影响越大。熊峰等^[10]进行低流量下裂隙饱和渗流试验,分析了粗糙度和开度对非线性渗流特性的影响。

除了研究裂隙内部几何特征对渗流规律的作用,有较多学者关注剪切位移、法向应力和围压等外部因素对非线性渗流特性的影响。Chen等^[11]对砂岩裂隙施加围压进行渗流试验,探究了裂隙几何特征对非达西流的影响,发现 Forchheimer 方程线性系数和非线性系数随围压增大而增大,且与裂隙几何特征密切相关。Wang等^[12]对不同表面粗糙度的岩石裂隙施加不同法向应力和剪切位移进行渗流试验,结果显示 Forchheimer 方程线性系数和非线性系数均随法向应力的增大而减小,临界水力梯度随剪切位移和法向应力的增大而增大。不难看出,针对外部因素对非线性渗流作用的规律研究,本质上都体现在粗糙裂隙几何特征的影响。比如法向应力越大,粗糙裂隙平均开度减小,导致裂隙渗透能力降低,非线性渗流特性加剧。因此,开展粗糙裂隙几何特征对非线性渗流特性的影响规律研究十分重要,尤其采用裂隙开度标准差来表征裂隙开度分布情况的研究较少。

针对以上问题,基于分形理论建立三维粗糙裂隙模型,通过求解 N-S 方程模拟渗流过程,用分形维数来表征裂隙表面粗糙度,综合考虑表面粗糙度和开度均值、标准差的影响,研究裂隙几何特征对 Forchheimer 型渗流特性的影响规律,定量表征非线性渗流参数与分形维数和开度均值、标准差的数学关系。

1 粗糙裂隙的几何模型

研究表明^[13-15],岩体裂隙面形貌具有自相似性和自相仿性,粗糙裂隙面高程可以采用单值连续随机函数 $Z(x)$ 进行描述,相邻间距 Δ 的裂隙面高程变化 $[Z(x) - Z(x + \lambda\Delta)]$ 服从正态分布 $N(0, \delta^2)$,裂隙面形貌自相仿性满足以下关系:

$$\langle Z(x) - Z(x + \lambda\Delta) \rangle = 0 \quad (1)$$

$$\delta_{\lambda\Delta}^2 = \lambda^{2H} \delta_{\Delta}^2 \Rightarrow \delta_{\lambda\Delta} = \lambda^H \delta_{\Delta} \quad (2)$$

$$\delta_{\lambda\Delta}^2 = \langle [Z(x) - Z(x + \lambda\Delta)]^2 \rangle \quad (3)$$

$$\delta_{\Delta}^2 = \langle [Z(x) - Z(x + \Delta)]^2 \rangle \quad (4)$$

式中 $\langle \cdot \rangle$ 表示数学期望; x 为坐标分量; H 为 Hurst 参数,大小为 $0 \sim 1$,三维裂隙的分形维数 $D=3-H$; λ 为常数; $\delta_{\lambda\Delta}^2$, δ_{Δ}^2 分别指间距为 $\lambda\Delta$ 与 Δ 裂隙面高程变化对应的方差, δ 为标准差。

为了构建粗糙裂隙的几何模型,本文采用逐次随机累加法 (Successive random addition method, SRAM) 生成裂隙表面形态,生成的正方形区域如图 1 所示,具体步骤如下:

(1) 给定裂隙面区域,4个顶点的初始高程为满足 $N(0, \delta_0^2)$ 的随机值,标号为 1。

(2) 区域中心点和边线中点高程分别取 4 个顶点初始值的平均值和边线端点的平均值,标号为 2,中心点、中点以及顶点的高程均增加满足 $N(0, \delta_1^2)$ 的随机值,其中

$$\delta_1^2 = \frac{\delta_0^2}{2^{2H}} (1 - 2^{2H-2}) \quad (5)$$

(3) 对每个新生成的子域,重复步骤 (2),然后所有点高程继续增加服从 $N(0, \delta_n^2)$ 的随机值,直至生成 $2^n \times 2^n$ 个子域,其中

$$\delta_n^2 = \frac{\delta_{n-1}^2}{2^{2H}} = \frac{\delta_0^2}{(2^{2H})^n} (1 - 2^{2H-2}) \quad (6)$$

(4) 不再插入新子域,对已生成所有点的高程继续增加满足 $N(0, \delta_j^2)$ 的随机值,其中

$$\delta_j^2 = \frac{\delta_{j-1}^2}{2^{2H}} = \frac{\delta_0^2}{(2^{2H})^j} (1 - 2^{2H-2}) \quad (7)$$

式中, $j = n+1, n+2, \dots, NM$, NM 为一个足够大的数可以使 δ_{NM}/δ_0 的比值忽略不计。

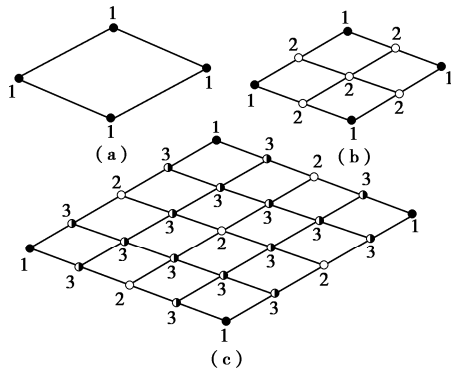


图 1 二维 SRAM 示意图

Fig. 1 Illustration of two-dimensional SRAM

李毅^[16], Ye 等^[17]研究表明, 岩石裂隙的开度服从正态分布。结合 Wang 等^[18]提出的位错法, 已知裂隙的分形维数, 通过 SRAM 生成粗糙裂隙的下裂隙面, 下裂隙面的高程 $Z_1(x, y)$, 上裂隙面的高程 $Z_2(x, y)$ 为

$$Z_2(x, y) = Z_1(x + \Delta x, y + \Delta y) + u \quad (8)$$

式中, $(\Delta x, \Delta y)$ 为上下裂隙面的相对位错, u 为上下裂隙面之间的开度均值。裂隙开度分布函数 b 可表示为

$$b(x, y) = \begin{cases} Z_2(x, y) - Z_1(x, y) & (Z_2(x, y) > Z_1(x, y)) \\ 0 & (\text{else}) \end{cases} \quad (9)$$

结合自相仿性关系式 (1) ~ (4), (9), 裂隙开度函数 b 满足正态分布 $N(u, \delta^2)$ 。

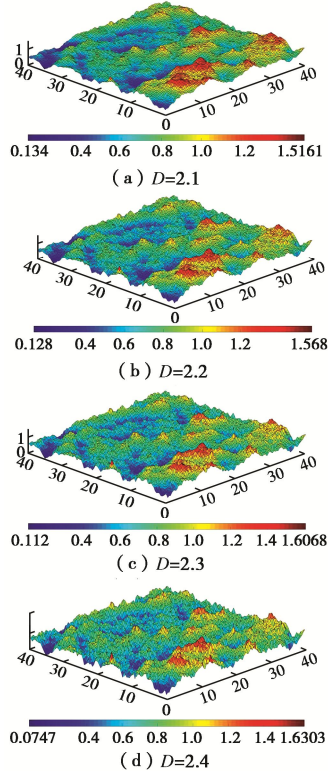


图 2 $u=0.8$ mm, $\delta=0.21$ mm 时裂隙模型形貌对比 (红色代表大开度, 蓝色代表小开度)

Fig. 2 Comparison of morphologies of fracture models for $u=0.8$ mm, $\delta=0.21$ mm (red represents large aperture, blue represents small aperture)

为了说明算法用于表征裂隙面几何形貌的可靠性, 图 2 给出了 4 组不同粗糙度的裂隙开度分布图, 正方形边长 $L=40$ mm, $u=0.8$ mm, $\delta=0.21$ mm, 分形维数分别为 2.1, 2.2, 2.3, 2.4。可以看出, 随着 D 增大, 开度最大值增大、最小值减小, 整体分布离散性更大, 相邻点开度波动更加剧烈, 粗糙起伏程度更大。

2 裂隙渗流理论

2.1 立方定理

基于光滑平行板模型, 通过对 N-S 方程简化, 裂隙渗流应满足立方定理^[1]:

$$Q = -\frac{wb_h^3}{12\mu} J \quad (10)$$

式中, Q 为单位时间内的体积流量, b_h 为裂隙等效水力开度, w 为裂隙宽度, μ 为动力黏度, $J = (p_{in} - p_{out})/l$ 为进出口压力梯度。

2.2 Forchheimer 方程

在流量较大条件下, 惯性力作用较大, 粗糙裂隙渗流呈现非线性特征, 引入 Forchheimer 方程^[3-4]来描述粗糙裂隙非线性渗透特性:

$$J = AQ + BQ^2 \quad (11)$$

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{\mu}{kA_h} = \frac{12\mu}{wb_h^3} \\ B &= \frac{\beta\rho}{w^2b_h^2} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

式中, A, B 分别为 Forchheimer 方程线性系数和非线性系数, 渗透率 $k = b_h^2/12$, k 越大则裂隙的渗透能力越强, β 为非达西流惯性系数, 主要取决于裂隙的几何特征, ρ 表示流体密度。当流量较小时, 惯性力远小于黏性力, 即二次项 (BQ^2) 远小于线性项 (AQ), 方程 (11) 可以退化为立方定理。

2.3 流态判别

为了定量评价裂隙非线性渗流发生机制, 引入雷诺数 Re :

$$Re = \frac{\rho v b_h}{\mu} = \frac{\rho Q}{\mu w} \quad (13)$$

式中, v 为裂隙入口平均流速。雷诺数 Re 代表了裂隙渗流的惯性力与黏性力的比值, Re 值越大表示惯性作用更强, 流体越容易进入非线性流态。同时, 根据 Forchheimer 方程定义非达西流效应因子 E :

$$E = \frac{BQ^2}{AQ + BQ^2} \quad (14)$$

E 代表非线性渗流引起的压力梯度占总压力梯度的比例, 是大小在 0~1 的无量纲系数, 表示渗流的非线性作用的强弱, 当 $E=0$ 时, 流体处于线性达西流;

当 $E \approx 1$ 时, 流体进入全紊流状态。根据 Zhang 等^[3]、Zeng 等^[19]和 Javadi 等^[20]研究, 可以选取 $E=10\%$ 作为阈值区分线性和非线性流动, 并结合式 (13), (14), 可推导出裂隙渗流从线性流动向非线性流动转变的临界雷诺数 Re_c 表达式:

$$Re_c = \frac{A\rho}{9B\mu w}, \quad (15)$$

Re_c 越小, 说明渗流惯性效应越显著, 流体越容易进入 Forchheimer 型流态。

3 数值模拟

3.1 控制方程

对于不可压缩、黏滞系数恒定的牛顿流体在粗糙裂隙内稳态流动, 流体运动满足 N-S 方程和连续性方程:

$$\rho(\mathbf{v} \cdot \nabla \mathbf{v}) - \mu \nabla^2 \mathbf{v} = -\nabla P, \quad (16)$$

$$\nabla \cdot \mathbf{v} = 0, \quad (17)$$

式中, \mathbf{v} , ∇ 分别为速度矢量和哈密顿算子。本研究中流体为水 (25℃), 密度 ρ 取 997.1 kg/m³, 动力黏度取 0.894×10^{-3} Pa·s。Zou 等^[21]指出: 采用 COMSOL 软件中层流接口提供的入流条件可以减小恒定流量的进口边界效应, 特别是在雷诺数较高的非线性流动情况下可很大程度上提高收敛速度。因此, 本文数值模拟选取有限元软件 COMSOL Multiphysics 中层流接口来完成。

3.2 计算步骤

如图 3 所示, 首先基于 SRAM 生成三维粗糙裂隙面, 通过布尔运算构建裂隙实体模型, 将实体模型进行网格划分, 确定计算模型的细观结构, 采用 COMSOL 进行计算得到一系列流量及压力梯度的数据并与 Forchheimer 方程进行拟合分析。

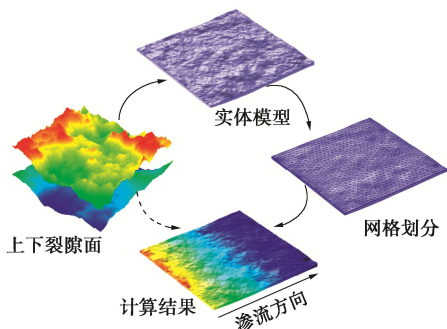


图 3 三维粗糙裂隙模型构建流程图

Fig. 3 Modeling process for three-dimensional rough fractures

为选择合适的单元尺寸, 以 $u=0.8$ mm, $\delta=0.09$ mm, $D=2.1$ 的模型为例, 入口流速 $v=0.112$ m/s, 以不同单元尺寸对裂隙模型进行网格划分和求解, 结果如表 1 所示。综合考虑求解精度、计算成本和求解所需时间, 单元尺寸选为 0.17 mm, 裂隙模型大小为 40 mm×40 mm, 几何参数如开度均值、标准差和分形维数见表 1, 网格数量为 $(140 \sim 180) \times 10^4$, 基本满足

求解需要^[21-22]。裂隙模型左侧为渗流场入口, 流量 Q 取值范围为 0.1793~3.2278 mL/s, 由式 (13) 可知, 对应的 Re 范围为 5~90; 裂隙模型右侧为渗流场出口, 设置压力 $P_{out}=0$, 其余壁面均为无滑移边界。

表 1 网格无关性分析

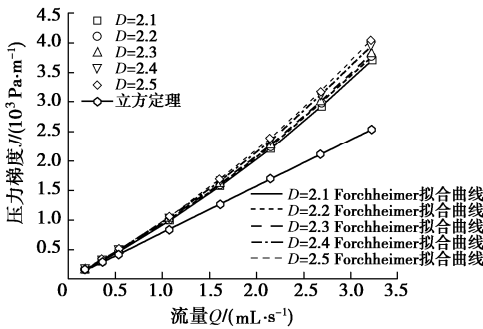
Table 1 Analysis of grid independence				
单元尺寸 /mm	网格数量 /10 ⁴	求解 时间	物理内存/GB	结果 /Pa
0.250	66.58	8 分 59 秒	4.68	110.92
0.230	80.94	12 分 28 秒	4.86	103.77
0.200	113.52	19 分 22 秒	5.82	95.112
0.180	143.68	34 分 23 秒	6.09	90.053
0.175	152.47	59 分 10 秒	6.34	89.12
0.170	164.69	90 分 46 秒	6.30	87.509
0.160	189.04	165 分 22 秒	6.56	86.55

4 结果与分析

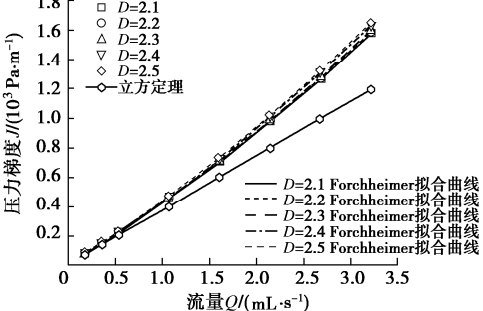
4.1 流量与压力梯度的关系

图 4 给出了部分裂隙模型流量与压力梯度的关系, Forchheimer 方程线性系数 A 和非线性系数 B 拟合结果见表 2, 决定系数 R^2 均大于 0.99, 说明 Forchheimer 方程能很好地描述粗糙裂隙渗流中流量与压力梯度的非线性关系。

如图 4 所示, 其他条件相同时, 随着流量增大, Forchheimer 方程拟合曲线与立方定理的偏离程度越大, 并且 D 和 δ 越大、 u 越小时压力梯度越大, 说明相同压力梯度下, 表面起伏程度越大、裂隙开度越小, 则渗流阻力越大, 渗流流量越小。Zeng 等^[19]认为这种 Forchheimer 型流动特性主要是由惯性力导致, 即式 (16) 中惯性项 $\rho(\mathbf{v} \cdot \nabla \mathbf{v})$ 是发生非线性的主要原因。



(a) $u=0.7$ mm, $\delta=0.12$ mm



(b) $u=0.9$ mm, $\delta=0.12$ mm

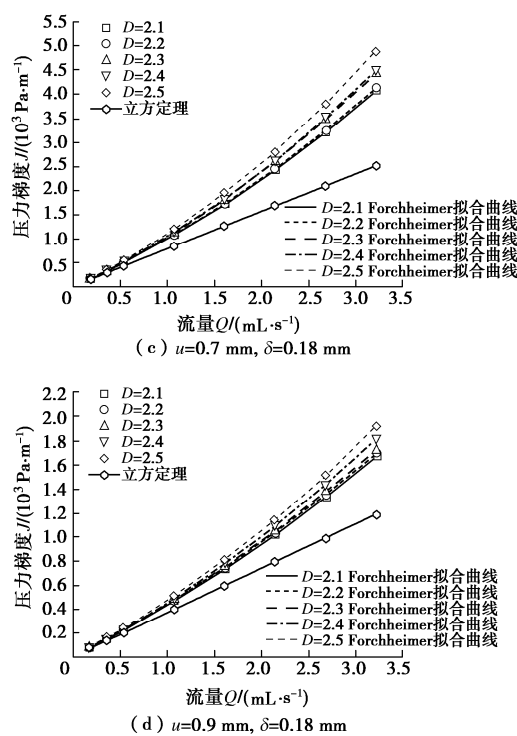


图 4 流量与压力梯度关系

Fig. 4 Relationship between flow rate and pressure gradient

为分析粗糙裂隙 Forchheimer 型流动的形成原因, 图 5 对比了 $u=0.8 \text{ mm}$, $D=2.5$, $Q=3.2278 \text{ mL/s}$ 时, δ 分别为 $0.09, 0.21 \text{ mm}$, 沿 x 方向流动的局部速度切面。由图 5 可知, δ 越大则开度分布越不均匀, 速度分布越离散, 且局部流速增大, 导致水流惯性效应增强, 局部能量耗散加大, 最终引起流动的非线性。

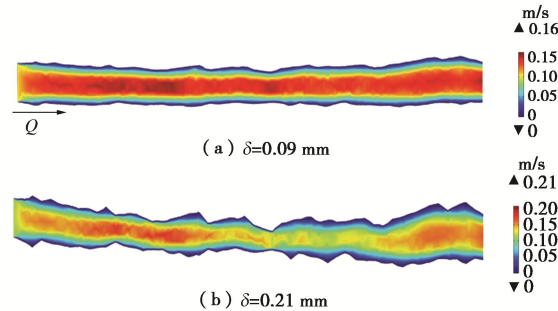


图 5 速度局部分布图 ($x=0\sim 20 \text{ mm}$, $y=20 \text{ mm}$)

Fig. 5 Local distribution of velocity ($x=0\sim 20 \text{ mm}$, $y=20 \text{ mm}$)

4.2 粗糙裂隙渗透能力分析

从式 (12) 可知, A 值与渗透能力成负相关关系, 由表 2 可知, u , δ 相同而 D 不同时, A 无明显变化规律, 说明流量较小时, 分形维数变化对裂隙渗透能力

表 2 线性系数 A 和非线性系数 B

Table 2 Values of linear coefficient A and nonlinear coefficient B

开度均值/mm	标准差/mm	$D=2.1$		$D=2.2$		$D=2.3$		$D=2.4$		$D=2.5$	
		A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
0.70	0.09	7.9881	0.8631	8.0081	0.9063	7.9850	0.9245	8.0201	1.0886	7.9810	1.1948
	0.12	8.1592	1.0319	8.1831	1.0395	8.3549	1.1386	8.1942	1.2533	8.3403	1.2722
	0.15	8.3122	1.0427	8.5025	1.0754	8.4001	1.1766	8.4931	1.3884	8.6016	1.5342
	0.18	8.7742	1.1996	8.7086	1.2634	8.7903	1.5410	8.8561	1.5730	9.0268	1.8872
	0.21	9.3183	1.3650	9.0407	1.9623	8.9406	2.3172	9.0750	2.5956	9.6689	2.6839
0.75	0.09	6.5077	0.6359	6.5082	0.6476	6.5181	0.6737	6.5301	0.6708	6.5595	0.7189
	0.12	6.6114	0.7013	6.5928	0.8232	6.6005	0.8222	6.6883	0.8853	6.6451	0.9675
	0.15	6.7716	0.7821	6.7630	0.8663	6.8099	0.9138	6.8346	1.0207	6.9403	1.0424
	0.18	7.0165	0.9409	7.0303	0.9758	7.0799	1.1197	7.1480	1.1841	7.2179	1.3674
	0.21	7.3457	1.0103	7.3609	1.1502	7.3260	1.3037	7.4201	1.4182	7.6003	1.6886
0.80	0.09	5.4034	0.4757	5.4458	0.4823	5.3659	0.5485	5.3438	0.5740	5.3992	0.5922
	0.12	5.4444	0.5018	5.4855	0.5276	5.4405	0.5953	5.4694	0.6206	5.5305	0.6438
	0.15	5.5328	0.6351	5.5351	0.6505	5.5571	0.6903	5.6169	0.7380	5.6962	0.7999
	0.18	5.7546	0.6519	5.6861	0.7334	5.7750	0.8330	5.7980	0.8662	5.9162	0.9422
	0.21	5.9371	0.7400	5.9073	0.7968	5.9457	0.9684	6.0859	1.0399	6.1693	1.2410
0.85	0.09	4.4743	0.3796	4.4783	0.3949	4.4466	0.4224	4.5273	0.4204	4.4770	0.4775
	0.12	4.5770	0.3917	4.6725	0.4285	4.6931	0.4406	4.6128	0.4738	4.5644	0.4814
	0.15	4.6240	0.4168	4.6540	0.4926	4.6321	0.5152	4.7123	0.5528	4.7514	0.5866
	0.18	4.7719	0.4638	4.7216	0.5441	4.7519	0.6109	4.8300	0.6132	4.9185	0.6987
	0.21	4.8836	0.5452	4.8808	0.5772	4.9173	0.6806	4.9958	0.7364	5.1056	0.9202
0.90	0.09	3.7816	0.2981	3.7857	0.2999	3.7941	0.2996	3.8015	0.3186	3.7873	0.3434
	0.12	3.8605	0.3122	3.8300	0.3352	3.8388	0.3376	3.8633	0.3639	3.9077	0.3656
	0.15	3.9244	0.3393	3.9207	0.3507	3.9756	0.3782	3.9765	0.4225	4.0178	0.4993
	0.18	3.9775	0.3738	3.9765	0.3965	4.0512	0.4002	4.0533	0.4836	4.1303	0.5552
	0.21	4.0892	0.4038	4.0805	0.4779	4.1200	0.5300	4.2182	0.5797	4.3172	0.6987

注: $A=10^8 \cdot \text{kg/s}^1/\text{m}^5$; $B=10^{14} \cdot \text{kg/m}^8$ 。

的影响不明显。为探究细观机理,图 6 截取了 $u=0.8$ mm, $\delta=0.21$ mm, $Q=3.2278$ ml/s 时, D 分别为 2.1, 2.3, 2.5, 纵坐标 $y=20$ mm, 横坐标 x 在 25~32 mm 的剖面流线图。由图 6 可知, D 越大则裂隙表面粗糙程度越大,而流线分布基本一致,粗糙凸起处出现空白区域。说明裂隙内流动趋向阻力较小处,会绕过阻力较大的凸起区域而形成优势通道,因此有效流动空间基本相同,渗透能力无明显变化。当流量继续增大,这些凸起区域会出现涡流,导致能量消耗加快,裂隙渗透能力降低^[23]。

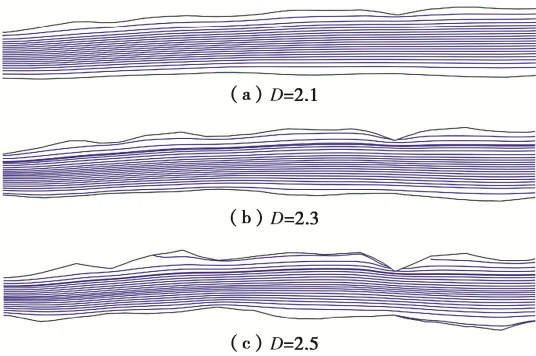


图 6 流线局部分布图 ($y=20$ mm, $x=25\sim32$ mm)

Fig. 6 Local distribution of streamline ($y=20$ mm, $x=25\sim32$ mm)

在表 2 中, D 相同时 A 随着 u 减小和 δ 增大而增大,说明开度均值越小、开度分布越不均匀,渗流阻力越大,导致渗透能力降低。由于 D 对 b_h 影响不明显,图 7 给出了 b_h 与 u , δ 的关系图,其中 b_h 取 u , δ 相同而 D 不同时五个数值的平均值。可以看出, b_h 随 u 减小、 δ 增大而近乎正比例减小,并且始终小于 u ,说明裂隙表面起伏度越大,渗流路径更加曲折,致使粗糙裂隙的渗透能力会小于光滑裂隙。为定量分析裂隙渗透能力与几何特征的关系,提出关于 b_h 的双参数模型:

$$b_h = wu + i\delta + j \quad (18)$$

根据 Levenberg-Marquardt 算法拟合,拟合参数 w , i , j 分别为 0.9926, -0.2393, 0.0214, 决定系数 R^2 为 0.9994,说明该模型可以很好地描述裂隙几何特征参数 u , δ 与等效水力开度 b_h 的相互关系,且 u 对 b_h 的影响明显比 δ 更大,因此 b_h 主要由 u 决定。

4.3 Forchheimer 型流动特性分析

B 和 β 代表了 Forchheimer 型流动特性的演化程度,其值越大说明非线性越强。由表 2 可知,其它条件相同时, B 随着 u 减小、 δ 和 D 的增大而增大,说明开度均值越小、开度分布越不均匀和粗糙度越大,渗流非线性程度越剧烈。由式 (12) 可知, B 与 β 成正比,但与 b_h 的平方成反比关系,因此 B 很难充分反映裂隙几何特征对渗流特性的影响。

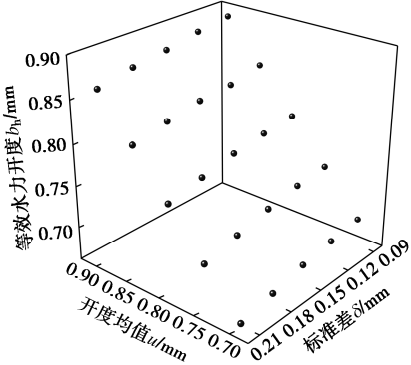


图 7 等效水力开度与几何特征的关系

Fig. 7 Relationship between hydraulic aperture and geometric characteristics

为了探究裂隙几何特征对 Forchheimer 型渗流特性影响机制,图 8 给出了 u , δ , D 与 β 的关系图。可以看出, β 基本上随 u 减小、 δ 和 D 增大而增大,且 u 较大时 β 随 δ , D 变化的幅度明显降低,说明开度均值增大对 Forchheimer 型流动演化过程有抑制作用。为量化分析这种抑制作用,针对 u 不同情况, β 与 δ , D 的关系提出表达式:

$$\beta = \eta \delta D + m\delta + nD + c \quad (19)$$

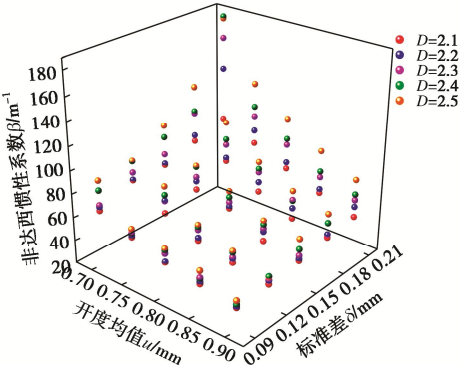


图 8 非达西惯性系数与几何特征的关系

Fig. 8 Relationship between non-Darcy inertia coefficient and geometric characteristics

根据非线性 Levenberg-Marquardt 算法拟合,拟合参数 η , m , n , c 和决定系数 R^2 如表 3 所示,随着 u 增大,各拟合参数的绝对值均减小,说明开度均值越大, β 的变化幅度越小,渗流的 Forchheimer 型渗流演化程度越低。这是因为 u 越大,裂隙开度相对起伏程度和表面相对粗糙度均减小,弱化了 δ 和 D 对渗流非线性特性的影响。

表 3 不同开度均值拟合参数对比

Table 3 Comparison of fitting parameters with different apertures

开度均值/mm	η	m	n	c	R^2
0.70	1251	-2294	-78.76	197.5	0.8792
0.75	846.2	-1563	-60.45	164.2	0.9763
0.80	603.1	-1084	-34.12	102.4	0.9580
0.85	536.7	-1015	-32.87	100.9	0.9372
0.90	534.5	-1003	-29.43	97.9	0.9432

表 4 岩体裂隙渗流研究中关于临界雷诺数的文献总结
Table 4 Summary of critical Reynolds number of flow in rock fractures in existing literatures

文献	材料	开度/ μm	Re_c	研究方法
Konzuk 等 ^[24]	石灰岩张拉裂隙	均值=381	2.8~14.3	室内试验
Javadi 等 ^[20]	花岗岩张拉裂隙	—	0.001~25	室内试验
Zhang 等 ^[3]	砂岩张拉裂隙	6.14~18.95	3.5~24.8	室内试验
Zimmerman 等 ^[2]	三维裂隙	均值=149	1~10, 20	数值模拟
Chen 等 ^[25]	沉积岩和侵入岩	—	25~66	现场试验
Qian 等 ^[26]	人工粗糙平行板模型	1000~2500	245~759	室内试验
Rong 等 ^[27]	花岗岩张拉裂隙	—	1.5~13	室内试验
本研究	三维粗糙裂隙	700~900	11.16~39.3	数值模拟

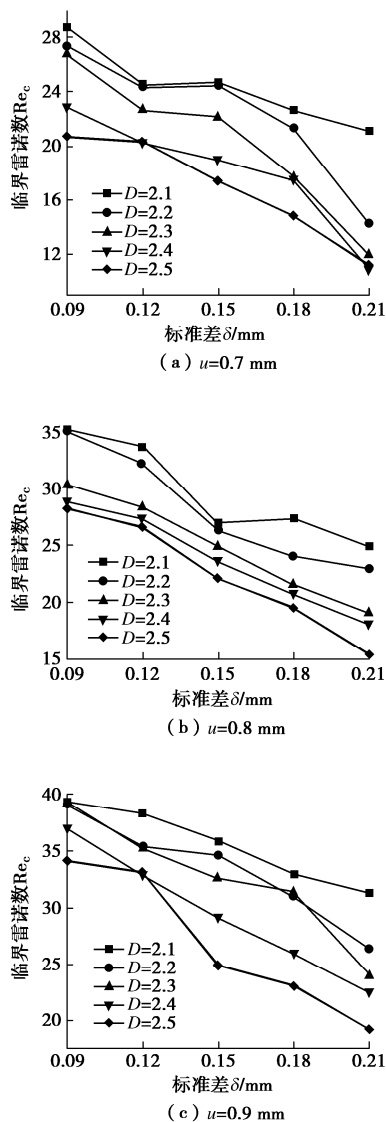


图 9 临界雷诺数与几何特征的关系

Fig. 9 Relationship between critical Reynolds number and geometric characteristics

4.4 临界雷诺数

Re_c 代表流动状态由线性流进入非线性流时的雷诺数, 可以用来判断渗流状态: 当 $Re < Re_c$, 水流惯性效应很小, 黏性作用占主导地位, 满足立方定理; 当

$Re > Re_c$, 惯性作用控制着流动行为, 表现出 Forchheimer 型非线性流动特性; Re 持续增大至黏性作用相对于惯性效应可忽略不计, 流体呈现出紊流特征。由图 9 可知, 其他条件相同时, 随着 u 减小、 δ 和 D 的增大, Re_c 总体上呈下降趋势, 说明裂隙开度均值越小、开度分布越不均匀和表面粗糙度越大, 渗流越容易发展为 Forchheimer 型非线性流。这是由于 u 减小、 δ 和 D 增大使得相同流量条件下局部流速增大导致局部惯性效应加剧, 能量损耗逐渐增加, 致使非线性压降 BQ^2 增加, 压降与流量的关系偏离线性的立方定理, 表现出 Forchheimer 型非线性流动特征。

本研究针对 $u=0.7\sim0.9$ mm, $\delta=0.09\sim0.21$ mm, $D=2.1\sim2.5$ 的粗糙裂隙, 测得 Re_c 为 11.16~39.3, 说明雷诺数小于 11.16 时, 渗流规律满足立方定理; 雷诺数较小且大于 39.3 时, 渗流特性符合 Forchheimer 方程。表 4 总结了关于 Re_c 的研究成果, 可以看出, 研究方法和裂隙样品材料、开度均值对 Re_c 有不同程度的影响。现有的多数研究表明 Re_c 大约等于 10, 即使 Javadi 等^[20]和 Rong 等^[27]同样采用花岗岩裂隙进行渗流试验研究, 最终得出 Re_c 的结果仍不一致, 造成这种差异的主要原因是裂隙几何特征不同, 由 Qian 等^[26]与表 4 中其他研究结果对比不难发现, 裂隙开度均值对 Re_c 的影响较大。

5 结 论

通过进行渗流数值模拟, 研究了岩体粗糙裂隙几何特征对其 Forchheimer 型渗流特性的影响规律, 主要得到 4 点结论。

- (1) 分形维数越大, 裂隙表面粗糙程度越大, 局部开度相关性越低; 开度标准差越大, 裂隙表面起伏程度越大, 开度分布越不均匀。
- (2) Forchheimer 方程能准确地描述粗糙裂隙流量与压力梯度的非线性关系, 开度均值越小, 流量、标准差和分形维数越大, 偏离立方定理程度越大。

(3) 随着开度均值减小、标准差增大, Forchheimer 方程线性系数增大, 水力开度减小, 裂隙渗流能力下降, 并提出了水力开度与开度均值、标准差的经验关系式, 结果表明水力开度主要由开度均值决定; 流量较小时, 分形维数对裂隙渗透能力影响不大。

(4) 随着开度均值减小、标准差和分形维数的增大, Forchheimer 方程非线性系数增大, 临界雷诺数减小, 并测得 Re_c 范围为 11.16~39.3。

参考文献:

- [1] SNOW D T. A parallel plate model of fractured permeable media[D]. Berkeley: University of California of Berkeley, 1965.
- [2] ZIMMERMAN R W, AL-YAARUBI A, PAIN C C, et al. Non-linear regimes of fluid flow in rock fractures[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2004, **41**(3): 163 - 169.
- [3] ZHANG Z Y, NEMCIK J. Fluid flow regimes and nonlinear flow characteristics in deformable rock fractures[J]. Journal of Hydrology, 2013, **477**(16): 139 - 151.
- [4] 姚池, 邵玉龙, 杨建华, 等. 非线性渗流对裂隙岩体渗流传热过程的影响[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(6): 1050 - 1058. (YAO Chi, SHAO Yu-long, YANG Jian-hua, et al. Effect of nonlinear seepage on flow and heat transfer process of fractured rocks[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(6): 1050 - 1058. (in Chinese))
- [5] 张戈, 田园, 李英骏. 不同 JRC 粗糙单裂隙的渗流机理数值模拟研究[J]. 中国科学: 物理学 力学 天文学, 2019, **49**(1): 30 - 39. ZHANG Ge, TIAN Yuan, LI Ying-jun. Numerical study on the mechanism of fluid flow through single rough fractures with different JRC[J]. Scientia Sinica (Physica, Mechanica & Astronomica), 2019, **49**(1): 30 - 39. (in Chinese))
- [6] CHEN Y F, ZHOU J Q, HU S H, et al. Evaluation of Forchheimer equation coefficients for non-Darcy flow in deformable rough-walled fractures[J]. Journal of Hydrology, 2015, **529**: 993 - 1006.
- [7] YIN Q, MA G W, JING H W, et al. Hydraulic properties of 3D rough-walled fractures during shearing: an experimental study[J]. Journal of Hydrology, 2017, **555**: 169 - 184.
- [8] 肖维民, 夏才初, 王伟, 等. 考虑接触面积影响的粗糙节理渗流分析[J]. 岩土力学, 2013, **34**(7): 1913 - 1922. (XIAO Wei-min, XIA Cai-chu, WANG Wei, et al. Analysis of fluid flow through a rough joint considering effect of contact area[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(7): 1913 - 1922. (in Chinese))
- [9] TSANG Y W. The effect of tortuosity on fluid flow through a single fracture[J]. Water Resources Research, 1984, **20**(9): 1209 - 1215.
- [10] 熊峰, 孙昊, 姜清辉, 等. 粗糙岩石裂隙低速非线性渗流模型及试验验证[J]. 岩土力学, 2018, **39**(9): 3294 - 3302, 3312. (XIONG Feng, SUN Hao, JIANG Qing-hui, et al. Theoretical model and experimental verification on non-linear flow at low velocity through rough-walled rock fracture[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(9): 3294 - 3302, 3312. (in Chinese))
- [11] CHEN Y D, LIAN H J, LIANG W G, et al. The influence of fracture geometry variation on non-Darcy flow in fractures under confining stresses[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2019, **113**: 59 - 71.
- [12] WANG C S, JIANG Y J, LIU R C, et al. Experimental study of the nonlinear flow characteristics of fluid in 3D rough-walled fractures during shear process[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2020, **53**(6): 2581 - 2604.
- [13] 谢和平. 分形几何及其在岩土力学中的应用[J]. 岩土工程学报, 1992, **14**(1): 14 - 24. (XIE He-ping. Fractal geometry and its application to rock and soil materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1992, **14**(1): 14 - 24. (in Chinese))
- [14] BROWN S R. Fluid flow through rock joints: The effect of surface roughness[J]. Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 1987, **92**(B2): 1337 - 1347.
- [15] LIU R C, HE M, HUANG N, et al. Three-dimensional double-rough-walled modeling of fluid flow through self-affine shear fractures[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2020, **12**(1): 41 - 49.
- [16] 李毅. 岩石裂隙的非饱和渗透特性及其演化规律研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(8): 2254 - 2262. (LI Yi. Unsaturated hydraulic properties of rock fractures and their variation law[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(8): 2254 - 2262. (in Chinese))
- [17] YE Z Y, LIU H H, JIANG Q H, et al. Two-phase flow properties in aperture-based fractures under normal deformation conditions: analytical approach and numerical simulation[J]. Journal of Hydrology, 2017, **545**: 72 - 87.
- [18] WANG J, NARASIMHAN T, SCHOLZ C. Aperture correlation of a fractal fracture[J]. Journal of Geophysical Research, 1988, **93**: 2216 - 2224.

[19] ZENG Z W, GRIGG R. A criterion for non-darcy flow in porous media[J]. *Transport in Porous Media*, 2006, **63**(1): 57 - 69.

[20] JAVADI M, SHARIFZADEH M, SHAHRIAR K, et al. Critical Reynolds number for nonlinear flow through rough-walled fractures: the role of shear processes[J]. *Water Resources Research*, 2014, **50**(2): 1789 - 1804.

[21] ZOU L C, JING L R, CVETKOVIC V. Shear-enhanced nonlinear flow in rough-walled rock fractures[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2017, **97**: 33 - 45.

[22] WANG Z H, XU C S, DOWD P, et al. A nonlinear version of the Reynolds equation for flow in rock fractures with complex void geometries[J]. *Water Resources Research*, 2020, **56**(2): 1 - 12.

[23] 王志良, 申林方, 徐则民, 等. 岩体裂隙面粗糙度对其渗流特性的影响研究[J]. *岩土工程学报*, 2016, **38**(7): 1262 - 1268. (WANG Zhi-liang, SHEN Lin-fang, XU Ze-min, et al. Influence of roughness of rock fracture on seepage characteristics[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2016, **38**(7): 1262 - 1268. (in Chinese))

[24] KONZUK J S, KUEPER B H. Evaluation of cubic law based models describing single-phase flow through a rough-walled fracture[J]. *Water Resources Research*, 2004, **40**(2): W02402.

[25] CHEN Y F, HU S H, HU R, et al. Estimating hydraulic conductivity of fractured rocks from high-pressure packer tests with an Izbash's law-based empirical model[J]. *Water Resources Research*, 2015, **51**(4): 2096 - 2118.

[26] QIAN J Z, ZHAN H B, LUO S H, et al. Experimental evidence of scale-dependent hydraulic conductivity for fully developed turbulent flow in a single fracture[J]. *Journal of Hydrology*, 2007, **339**(3/4): 206 - 215.

[27] RONG G, YANG J, CHENG L, et al. Laboratory investigation of nonlinear flow characteristics in rough fractures during shear process[J]. *Journal of Hydrology*, 2016, **541**: 1385 - 1394.

彩色插图索引

DOI: 10.11779/CJGE202111001 一文彩色插图	(后插 1)
DOI: 10.11779/CJGE202111002 一文彩色插图	(后插 3)
DOI: 10.11779/CJGE202111003 一文彩色插图	(后插 2)
DOI: 10.11779/CJGE202111005 一文彩色插图	(后插 2)
DOI: 10.11779/CJGE202111006 一文彩色插图	(后插 6)
DOI: 10.11779/CJGE202111007 一文彩色插图	(后插 7)
DOI: 10.11779/CJGE202111008 一文彩色插图	(后插 7)
DOI: 10.11779/CJGE202111010 一文彩色插图	(后插 8)
DOI: 10.11779/CJGE202111014 一文彩色插图	(封 3)
DOI: 10.11779/CJGE202111015 一文彩色插图	(封 2)
DOI: 10.11779/CJGE202111016 一文彩色插图	(封 2)

DOI: 10.11779/CJGE202111015

任意解流固耦合数值方法及在砂土渗流分析中应用

王胤, 陶奕辰, 程旷, 杨庆

(大连理工大学海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要: 基于欧拉-拉格朗日连续体与非连续体耦合理论进行岩土工程流固耦合问题分析是一种较新颖和盛行的方法。针对该理论下的全解流 (Fully-resolved) 耦合与非解流 (Un-resolved) 耦合方法各自的缺陷, 在已有的半解流 (Semi-resolved) 流固耦合数值方法 (将全解流与非解流联合) 基础上, 通过引入修正的高斯权函数, 建立了新的任意解流固耦合方法 (Arbitrary Resolved-Unresolved CFD-DEM coupling method)。该任意解流固耦合方法能够较好地解决全解流方法中由于对粗颗粒周围流场精细化所带来的计算量过大问题; 同时, 成功地解决了流体网格内细颗粒较大时无法获得局部平均化变量问题; 因此, 该方法能够对具有一定粒径级配砂土土体的流固耦合问题开展模拟分析。通过室内砂土向上渗流试验, 对所建立的任意解流固耦合方法的准确性和有效性进行了验证; 进一步地, 采用该任意解流固耦合模型, 从细观层面上分析和研究了砂土渗流过程中水力梯度、土体变形随渗流速度变化规律。建立的任意解流固耦合方法能够为岩土工程土体渗流问题的研究提供新的方法和手段。

关键词: 流固耦合; 砂土渗流; 土颗粒; 拖曳力; 孔隙率

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2021)11-2084-10

作者简介: 王胤(1982—), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事海洋土力学、海洋结构基础及相关岩土数值方法方面的教学和科研工作。E-mail: y.wang@dlut.edu.cn。

Arbitrary resolved-unresolved CFD-DEM coupling method and its application to seepage flow analysis in sandy soil

WANG Yin, TAO Yi-chen, CHENG Kuang, YANG Qing

(State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: The Euler-Lagrange coupling scheme based on the continuous and discrete theories has been becoming increasingly popular in numerical analysis of fluid-particle interaction. In this study, by introducing the modified Gaussian weighting function, a new arbitrary resolved-unresolved CFD-DEM coupling method (ARU CFD-DEM) is proposed based on the authors' previous developed semi-resolved coupling approach by combining the fully-resolved and un-resolved coupling methods. This ARU CFD-DEM method is powerful to relieve the overload in computation due to refining the flow field around the coarse particles in the fully-resolving method. At the same time, it is also able to solve the difficulty in computing the local averaging variables when fine particles with large diameter exist in fluid grids. By doing so, the ARU CFD-DEM is able to simulate the fluid-particle interaction in sand mass which contains a wide range of particle diameters. By comparing with the results of upward seepage flow tests in sand, the accuracy and effectiveness of ARU CFD-DEM model is verified. Furthermore, the hydraulic gradient-flow velocity relationship and soil deformation-flow velocity relationship in the upward seepage flow are analyzed on the particle-scale by the ARU CFD-DEM. The proposed ARU CFD-DEM model can provide a new tool for investigating the fluid-particle interaction in the seepage flow in geotechnical engineering.

Key words: CFD-DEM coupling; seepage flow; sand particles; drag force; void fraction

0 引言

自然界土体由多相物质组成, 对于饱和土而言, 其由固体颗粒与粒间液体两相组成。在岩土工程问题分析中, 不排水条件下土体的力学特性必然要考虑流-固耦合问题。考虑土颗粒与水相互作用的流固耦合分析方法很多, 其中将固相视为离散颗粒, 将液相考虑

为连续体的欧拉-拉格朗日流固耦合方法在解决流体与固体间相互作用问题中比较适用, 越来越多地被国内外学者应用到岩土力学问题分析中^[1-5]。

根据是否精确求解颗粒周围流场, 欧拉-拉格

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51879035, 51890912)

收稿日期: 2020-12-25

朗日耦合方法可分为全解流 (Fully-resolved) 和非解流 (Un-resolved) 两类。全解流方法精细求解每个固体颗粒周围流场, 并通过流体应力在颗粒表面积分来直接获得流体对于固体颗粒的作用力。根据流体建模方法不同, 目前常用的全解流方法包括全解流 CFD-DEM 耦合方法和 LBM-DEM 耦合方法。由于全解流耦合方法对流体网格的分辨率要求较高, 即为满足计算精度, 要求流体网格尺寸至少小于固体颗粒直径的 $1/8 \sim 1/10$ ^[6], 因此导致该方法计算量较大。目前全解流耦合方法还只用于小尺度颗粒-流体耦合模拟, 且主要用于固体颗粒数量较少的颗粒沉降、理想颗粒堆积体内渗流的岩土问题分析中^[7]。非解流方法无需精细求解固体颗粒周围的绕流流场, 而是基于局部平均化理论, 通过求解局部平均化的流体动量方程来获得流体局部区域内的平均化场量^[8]; 并通过局部平均化场量和相间相互作用力模型, 在局部平均化尺度上处理固体颗粒与流体间的双向耦合关系。目前在非解流耦合模拟中, 常用的方法主要包括局部平均化的非解流 CFD-DEM 耦合方法和 SPH-DEM 非解流耦合方法。Tsuiji 等^[9]首次采用局部平均化非解流耦合方法模拟了向上渗流引起颗粒堆积体流化现象, 随后该方法被广泛应用于颗粒-流体耦合数值分析中。与全解流耦合方法相比, 非解流方法对流体网格分辨率要求较低; 为达到平均化效应, 要求每个流体网格内能够容纳 3~4 个固体颗粒^[3]。因此, 非解流耦合方法在降低颗粒周围流场精细化程度同时, 大大减少了计算量, 显著提高计算效率。

针对以上两种耦合方法的缺陷, 笔者先前已将全解流耦合和非解流耦合方法联合, 提出了半解流 (semi-resolved) CFD-DEM 流固耦合方法^[10], 该方法在模拟砂土渗流中能够同时兼顾流场求解精细化和耦合计算效率。半解流 CFD-DEM 耦合方法基本思想是, 以一定尺寸划分流体网格, 将土体颗粒分成粗颗粒 (通常下粒径为流体网格尺寸 8~10 倍或以上) 和细颗粒 (粒径小于流体网格尺寸) 两类。对于粗颗粒而言, 流体网格满足所需的分辨率, 采用全解流方法精细化求解周围流场, 并直接积分求解流体与土体颗粒相互作用力; 而对于细颗粒, 流体网格达到平均化效应, 采用非解流的局部平均化理论求解流场及其与细颗粒的相互作用。然而, 半解流耦合方法适用于颗粒粒径差别较大的断级配砂土渗流模拟分析, 粗颗粒与细颗粒粒径比 α_s 为 8~10 以上为佳。但对于存在连续级配的砂土, 采用半解流方法求解比较困难。

鉴于如上问题, 本文基于半解流 CFD-DEM 耦合方法, 通过引入修正高斯权函数, 进一步提出一种新

的任意解流流固耦合方法 (Arbitrary Resolved-Unresolved CFD-DEM coupling method, ARU CFD-DEM), 很好地解决了局部平均化非解流方法中流体网格内存在中间粒径颗粒 (即粗颗粒与其粒径比 α_s 小于 8~10, 或细颗粒粒径大于流体网格尺寸) 无法求解孔隙率的问题。本文首先介绍任意解流耦合方法的基本原理和控制方程; 随后, 阐述该方法的数值实现过程及程序框架; 最后, 通过砂土向上渗流问题模拟, 验证所提出方法的有效性和准确性, 并进一步从微观层面上分析砂土渗流过程中水力梯度、土体变形随渗流速度变化规律。

1 任意解流流固耦合基本原理

1.1 流体控制方程

联合全解流的虚流体方法与非解流的局部平均化理论, 在笔者已发展的半解流耦合算法^[10]基础上, 可将通用的任意解流流体控制方程表示为

$$\begin{aligned} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \nabla \cdot (\varepsilon u_f) &= 0 \quad (\Omega(t)) \quad , \quad (1) \\ \rho_f \left[\frac{\partial \varepsilon u_f}{\partial t} + \nabla \cdot (\varepsilon u_f u_f) \right] &= -\varepsilon \nabla p + \varepsilon \nabla \cdot \tau + F_{fp} + \varepsilon f_{FD} \quad (\text{in } \Omega(t)) \quad , \quad (2) \end{aligned}$$

式中, ε 为孔隙率, t 为计算时间, u_f 为流体速度, ρ_f 为流体密度, p , τ 分别为流体压力与黏性力, F_{fp} 为流体与细颗粒间相互作用力, f_{FD} 表征约束粗颗粒虚流体具有刚体运动而产生的附加相间作用力, 可通过下式隐式求解获得

$$u_r(x, t) = U'_{cp}(y_{cp}, t) + \omega'_{cp}(y_{cp}, t) \times (x - y_{cp}) \quad (\forall x \in \Omega_{cp}(t)) \quad (3)$$

式中, u_r 为粗颗粒虚拟流体区域 Ω_{cp} 中任一点 x 的刚体运动速度, U'_{cp} , ω'_{cp} 分别为粗颗粒形心的平动和转动速度, y_{cp} 表示粗颗粒中心点位置。式 (2) 中, 当计算流体域中只存在细颗粒时, f_{FD} 消失; 而当流体域中只存在粗颗粒时, F_{fp} 为零。

1.2 固体颗粒控制方程

固体颗粒运动的计算采用传统离散元方法即牛顿第二定律, 除考虑颗粒间接触力和体积力外, 还引入流体与颗粒间的相互作用力 f_h :

$$M_i \frac{dU_i}{dt} = \sum_c f^c + \rho_i V_i g + f'_h \quad , \quad (4)$$

$$J_i \cdot \frac{d\omega_i}{dt} + \omega_i \times (J_i \cdot \omega_i) = \sum_c m^c + m_h \quad . \quad (5)$$

式中 M_i , V_i , ρ_i 分别为固体颗粒 i 的质量、体积和密度; J_i , U_i , ω_i 分别为固体颗粒 i 的转动惯量、平动速度和转动速度; g 为重力加速度; f^c 为粒间接触力, 包括法向力与切向力; m^c 为固体颗粒所受到力矩,

包括滚动力矩和由于接触力 f^c 所引起的力矩。 f^c 和 m^c 通过 Hertz-Mindline 非线性粒间接触模型^[11] 进行确定。 m_h 表示作用在粗颗粒上附件相间作用力所引起的转动力矩。 f'_h 表示流体作用在固体颗粒（包括细颗粒和粗颗粒）上的相间作用力。对于细颗粒， f'_h 包括液体的压差力即浮力 f'_b ($=\rho_f V_{fp} g$) 和拖曳力 f'_d ：

$$f'_{dh} = -\rho_f V_{fp} g + (-\nabla p) V_{fp} + (\nabla \cdot \tau) V_{fp} + f'_d, \quad (6)$$

式中， V_{fp} 为细颗粒体积。对于固体土颗粒，近似考虑成具有形同体积的球形颗粒，等效半径为 d_{fp} ，其所受到的液体浮力可表示为

$$f'_b = \frac{1}{6} \pi \rho_f d_{fp}^3 g. \quad (7)$$

拖曳力 f'_d 通过改进的 Di Felice^[12] 半经验公式确定：

$$f'_d = f'_{d0} f(\varepsilon) = \frac{1}{8} C_D \rho_f \pi d_{fp}^2 |u_f - U'_{fp}| (u_f - U'_{fp}) f(\varepsilon), \quad (8)$$

式中， U'_{fp} 为细颗粒运动速度， $f(\varepsilon)$ 为与孔隙率有关的影响参量，表达计算区域内周围固体颗粒对某一特定颗粒受流体拖曳力作用的影响效果，其可进一步表示为

$$f(\varepsilon) = \begin{cases} 1 & (\text{单颗粒体系}) \\ \varepsilon^{-m} & (\text{多颗粒体系}) \end{cases}, \quad (9)$$

式中， ε^{-m} 为颗粒间相互影响的孔隙率修正系数，一般为指数形式，Di Felice 通过试验结果拟合确定指数 m 为

$$m = 3.7 - 0.65 \exp \left[-\frac{(1.5 - \lg_{10} Re_p)^2}{2} \right], \quad (10)$$

$$Re_p = \frac{\varepsilon \rho_f d_p |U^f - U^p|}{\mu_f}. \quad (11)$$

本文对原始 Di Felice^[12] 模型进行了改进，通过引入三维颗粒形状系数 Ψ ，建立考虑砂土颗粒形状特性的单颗粒拖曳力系数 C_{D0} ，通过大量单颗粒在液体中沉降试验结果，拟合获得适用于任意形状颗粒的拖曳力系数为^[13-14]

$$C_{D0} = 0.945 \frac{C_{D,sph}}{\Psi^\theta} Re^{-0.01}, \quad (12)$$

式中， θ 为雷诺数影响系数，可确定为 $0.641 Re_p^{0.153}$ ， μ_f 为流体动力黏滞系数，单位为 Pa·s。颗粒形状系数 Ψ 为

$$\Psi = \frac{\Phi}{X}, \quad (13)$$

其中， Φ 为颗粒比表面积， X 为颗粒圆形度，其为颗粒最大投影面的周长与相等面积圆的周长之比。该形状系数考虑了颗粒三维形态，能够很好地描述不规则颗粒形状特征。 Ψ 值介于 0~1，其值越大，颗粒形状越接近圆球体；反之，颗粒形状越不规则。颗粒形状

系数的确定可进一步参考文献[13, 14]。

对于粗颗粒， f'_h 和 m_h 可分别通过对作用在粗颗粒表面的流体应力进行体积分获得

$$f'_h = \iiint_{CP} (-\nabla p_d + \nabla \cdot \tau) dV - \rho_f g V_{cp}, \quad (14)$$

$$m_h = \iiint_{CP} r \times (-\nabla p + \nabla \cdot \tau) dV, \quad (15)$$

式中， p_d 为动水压力， V_{cp} 为粗颗粒体积， r 为相对于粗颗粒中心处的位置向量。

1.3 高斯分布函数及孔隙率求解

本文提出一种网格无关权函数—高斯权函数，与半解流固耦合方法进行结合。传统高斯函数在统计学中用来描述正态分布。当作为局部平均化过程中的权函数时，高斯函数能够描述位于 y 点颗粒与 x 点处流体质点的相互作用随它们之间距离增加而逐渐减弱的效果。在半解流计算中需满足归一化条件和紧支性条件以保证局部平均化过程中的质量和动量守恒；同时，还要满足筛选条件和湮灭条件以避免细颗粒与虚流体之间的非物理相互作用。由于篇幅所限，以上 4 个条件可参考文献[10]。然而，传统高斯函数的支撑域为全空间，无法满足上述条件。因此，本文对高斯函数进行修正，在有限大小的球形空间域 Ω_{sd} 内对其进行截断以及满足以上条件处理（图 1），

$$g_G(x-y) = \begin{cases} \delta(x-y) & (x \in \Omega_{cp}) \\ \frac{H_{(\Omega/\Omega_{cp}) \cap \Omega_{sd}}(y)}{N_G(x)} \exp \left(-\frac{|x-y|^2}{b_w^2} \right) & (x \in \Omega/\Omega_{cp}) \end{cases}, \quad (16)$$

式中， $\delta(x-y)$ 为狄拉克函数， $H_{(\Omega/\Omega_{cp}) \cap \Omega_{sd}}(y)$ 为在 $(\Omega/\Omega_{cp}) \cap \Omega_{sd}(x)$ （图 1（b））上的单位阶跃函数， b_w 为高斯函数的带宽， $N_G(x)$ 表达为

$$N_G(x) = \iiint_{(\Omega/\Omega_{cp}) \cap \Omega_{sd}} \exp \left(-\frac{|x-y|^2}{b_w^2} \right) dV_y. \quad (17)$$

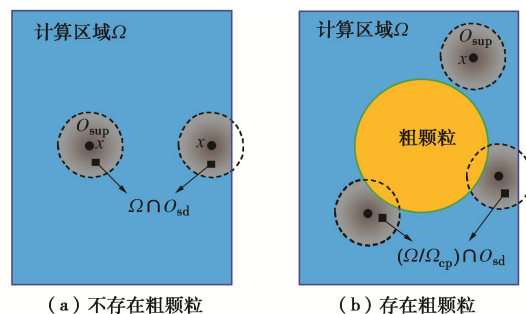


图 1 高斯权函数支撑域示意图

Fig. 1 Diagram of supporting domain of Gaussian-based weighting function

关于高斯函数的球形支撑域半径的选取，要保证截断后的高斯函数能够最大限度地保留高斯函数特征，高斯函数在支撑域内的累计权重足够大。这方面已作了相应的研究，选取支撑域半径为带宽的 2

倍以上即可满足高斯函数在支撑域内的累计权重接近 1^[15]。

2 耦合模型数值实现与验证

2.1 高斯分布函数离散与场变换

在任意解流固耦合方法数值实现中, 需要对流体网格一定体积 V_m 内欧拉场变量及颗粒相关的拉格朗日场变量进行转换。在细颗粒-流体耦合时, 需基于修正的高斯权函数 $g_G(x_m-y)$ 进行场变量转换。

首先, 进行高斯权函数的空间离散化。通过将修正高斯权函数 (式 (16)) 的 x 直接由流体网格形心点 x_m 替换对高斯权函数进行空间离散。考虑网格形心相对于粗颗粒区域 Ω_{cp} 内、外部移动时, 为避免 $g_G(x_m-y)$ 发生突变, 对 $\delta(x_m-y)$ 和 $\frac{H_{(\Omega_{cp}) \cap \Omega_{sd}}(y)}{N_G(x_m)} \exp\left(-\frac{|x_m-y|^2}{b_w^2}\right)$ 进行线性插值处理, 得到网格 V_m 内修正高斯权函数离散化形式为

$$g_G(x_m-y) = h(x_m, t) \delta(x_m-y) + [1-h(x_m, t)] \frac{H_{(\Omega_{cp}) \cap \Omega_{sd}}(y)}{N_G(x_m)} \exp\left(-\frac{|x_m-y|^2}{b_w^2}\right) = h(x_m, t) H_m(y) \frac{1}{V_m} + [1-h(x_m, t)] \frac{H_{(\Omega_{cp}) \cap \Omega_{sd}}(y)}{N_G(x_m)} \exp\left(-\frac{|x_m-y|^2}{b_w^2}\right), \quad (18)$$

式中, $H_m(y)$ 为流体网格内单位阶跃函数, $h(x_m, t)$ 为流体网格内粗颗粒体积分, 数,

$$h(x_m, t) = \iiint_m H_{\Omega_{cp}}(y) dV_y = \frac{V_{cpo}}{V_m}, \quad (19)$$

式中, \iiint_m 为在流体网格 V_m 内进行体积积分, V_{cpo} 为粗颗粒与流体网格重叠部分体积, $H_{\Omega_{cp}}$ 为粗颗粒区域内的单位阶跃函数。

然后, 基于高斯权函数进行拉格朗日-欧拉场变换。将与细颗粒相关的拉格朗日场变量, 即细颗粒体积 V_{fp} 、拖曳力 $f'_d(y_{fp}, t)$ 和速度 $\bar{U}'_{fp}(y_{fp}, t)$ 变换为流体网格内的欧拉场变量, 即孔隙率 $\varepsilon(x_m, t)$ 、相间作用力 $F_{fp}(x_m, t)$ 、和细颗粒局部平均速度 $\bar{U}'_{fp}(x_m, t)$,

$$\varepsilon(x_m, t) = 1 - [1 - h(x_m, t)].$$

$$\frac{\sum_{fp \in \Omega \cap \Omega_{sd}} \left[\exp\left(-\frac{|x_m - y_{fp}|^2}{b_w^2}\right) V_{fp} \right]}{\sum_{m' \in \Omega_{sd}} \left[h(x_m, t) \exp\left(-\frac{|x_m - y_{m'}|^2}{b_w^2}\right) V_{m'} \right]}, \quad (20)$$

$$F_{fp}(x_m, t) = -[1 - h(x_m, t)] \cdot$$

$$\frac{\sum_{fp \in \Omega \cap \Omega_{sd}} \left[\exp\left(-\frac{|x_m - y_{fp}|^2}{b_w^2}\right) f'_d(y_{fp}, t) \right]}{\sum_{m' \in \Omega_{sd}} \left[h(x_m, t) \exp\left(-\frac{|x_m - y_{m'}|^2}{b_w^2}\right) V_{m'} \right]}, \quad (21)$$

$$\bar{U}'_{fp}(x_m, t) = \frac{1 - h(x_m, t)}{1 - \varepsilon(x_m, t)} \cdot \frac{\sum_{fp \in \Omega \cap \Omega_{sd}} \left[\exp\left(-\frac{|x_m - y_{fp}|^2}{b_w^2}\right) U'_{fp}(y_{fp}, t) V_{fp} \right]}{\sum_{m' \in \Omega_{sd}} \left[h(x_m, t) \exp\left(-\frac{|x_m - y_{m'}|^2}{b_w^2}\right) V_{m'} \right]}. \quad (22)$$

2.2 流体运动方程数值求解

对任意解流耦合方法中的流体运动方程进行数值求解, 将粗颗粒区域内虚流体流动约束为刚性运动, 求解粗颗粒周围扰流流场。本研究中, 为避免直接采用全解流算法而引起流体对静止粗颗粒发生穿透问题, 在全解流算法基础上考虑细颗粒存在对求解粗颗粒周围流场的影响, 在笔者之前已发展的半解流算法中对该问题进行了处理^[10]。

在流体运动方程 (式 (1), (2)) 的数值求解中, 采用隐式欧拉格式进行时间离散, 利用中心差分 and 迎风差分混合格式将对流项和扩散项进行空间离散^[16]。

$$\frac{\varepsilon^* - \varepsilon^n}{\Delta t} + \nabla \cdot (\varepsilon^* u_f^*) = 0, \quad (23)$$

$$\rho_f \left[\frac{\varepsilon^* u_f^* - \varepsilon^n u_f^n}{\Delta t} + \nabla \cdot (\varepsilon^* u_f^* u_f^*) \right] = -\varepsilon^* \nabla p^* + \varepsilon^* \nabla \cdot \tau^n + F_{fp}^* + \varepsilon^* f_{FD}^*, \quad (24)$$

式中, 上角标*为当前时间步有待确定的变量, 上角标 n 为前一时间步已确定的变量。在进行流体运动方程求解时, ε^* , u_f^* 和 F_{fp}^* 分别基于式 (20) ~ (22) 并根据当前时间步内更新的颗粒信息直接求得。 f_{FD}^* 通过式 (3) 隐式计算获得。根据本文提出的半解流算法对离散后的流体运动方程 (式 (23), (24)) 进行求解, 概述以下 4 个主要步骤:

(1) 预测阶段: 忽略粗颗粒求解流体运动方程式, 假定粗颗粒附加相间作用力 f_{FD}^* 取为 0, 式 (24) 可简化为

$$A_p(u_f)_p^* + \sum_N A_N(u_f)_N^* = -\left(\varepsilon \nabla \frac{p_f}{\rho_f} \right)_p^* + H[(u_f)_p^n] + \left(\frac{\beta_f}{\rho_f} u_{fp} \right)_p^* + \left(\frac{\varepsilon u_f}{\Delta t} \right)_p^n, \quad (25)$$

式中,

$$H[(u_f)_p^n] = \varepsilon_p^* \nabla \cdot \left[\frac{\mu_f}{\rho_f} \left(\nabla^T u_f - \frac{2}{3} \text{tr}(\nabla^T u_f) I \right) \right]_p^n, \quad (26)$$

其中, 下标 P 和 N 分别表示该变量为当前流体网格和周围相邻网格中的变量, \sum_N 表示遍历当前流体网格 P 的所有相邻网格 N 进行求和。 A 是由动量方程中的时间导数项、对流项、扩散项和相间作用力项离散而得的系数矩阵。为处理式 (23), (25) 中的压力速度耦

合, 采用 PISO (pressure implicit with splitting of operators)^[17]算法对其进行求解, 得到临时速度场 u_f^* 和压力场 p^* 。

(2) 映射处理: 为考虑粗颗粒对流体的作用, 将粗颗粒区域内的虚流体流速显式地映射为粗颗粒刚体运动速度,

$$u_f^{**} = hu_f + (1-h)u_f^*, \quad (27)$$

式中, u_f^{**} 为映射后的流体流速, u_f 为粗颗粒的刚体运动速度, 通过式 (3) 计算获得, h 为流体网格内粗颗粒体积分数 (式 (19))。

(3) 连续性修正: 经过映射后, 需要对粗颗粒区域内、外部流体流速进行修正, 使其均满足连续性方程 (式 (23))。当采用传统的全解流耦合算法修正时, 由于粗颗粒周围细颗粒的存在会引起流速项粗颗粒内部发生不合理的绕流问题; 特别地, 当粗颗粒静止时, 流体会对粗颗粒产生不合理的穿透现象。为解决该问题, 本文提出半解流修正算法, 将采用下式进行流体流速连续性修正:

$$\varepsilon u_f^{n+1} = \varepsilon u_f^{**} - (1-h)\nabla\varphi, \quad (28)$$

式中, 通过引入体积分数 $(1-h)$ 来保证粗颗粒区域内的流速在修正前后始终维持为粗颗粒刚体运动速度, φ 为标量场^[18]。

(4) 压力重分布: 对流体压力场进行重分布使其满足动量方程。由于在连续性修正中将 u_f^{**} 修正为 u_f^{n+1} , 打破了动量平衡, 因而需要将压力场 p^{**} 修正为 p^{n+1} 以满足如下动量方程,

$$A_p(u_f)_p^{n+1} + \sum_N A_N(u_f)_N^{n+1} = -\left(\varepsilon\nabla\frac{p}{\rho_f}\right)_p^{n+1} + H[(u_f)_p^n] + \left(\frac{\beta_f}{\rho_f}u_{fp}\right)_p^* + \left(\frac{\varepsilon u_f}{\Delta t}\right)_p^n + (\varepsilon f_{CF})_p^{n+1}, \quad (29)$$

式中,

$$p^{n+1} = p^* + \Delta p, \quad (30)$$

其中, Δp 可通过其泊松方程求解获得

$$\nabla\cdot\left(\frac{\varepsilon}{\rho_f}\nabla\Delta p\right) = \nabla\cdot A_p[(1-h)\nabla\varphi]_p + \nabla\cdot\sum_N A_N[(1-h)\nabla\varphi]_N. \quad (31)$$

经过上述 4 个求解步骤, 获得当前计算步最终的流体速度场 u_f^{n+1} 和压力场 p^{n+1} , 数值求解过程见图 2。

2.3 数值求解平台

基于开源离散元程序 LIGGGHTS^[19]和开源 CFD

类库 OpenFOAM^[20], 本文自主开发了任意解流耦合求解器——ARUcfd-dem Solver。在该求解器中, 基于离散元程序求解固体颗粒运动 (式 (4), (5)); 在 OpenFOAM 原有求解器 icoFoam 的基础上进行开发, 编程实现任意解流耦合过程中离散元 DEM 与计算流体动力学 CFD 的信息交换, 进而实现双向耦合计算。



图 2 任意解流耦合数值求解流程图

Fig. 2 Flow chart of numerical solution of ARU CFD-DEM coupling

2.4 基准渗流试验模拟

本文基于高斯函数进行场变量变换的算法, 虽对于颗粒信息进行场变换及之后的修正步骤亦引入了额外的计算负担, 但相比传统全解流方法, 其计算效率仍得到了大幅提高。下面通过一个小规模基准性渗流试验模拟, 验证本文所采用的任意解流方法相比较全解流方法的计算效率提升情况。基准渗流模拟所采用材料属性以及相关设置见表 1, 2。

建立向上渗流试验模拟模型, 考虑多种不同粒径球形颗粒 (细颗粒径为 4~6 mm, 粗颗粒径为 13.2 mm), 最大粒径比为 3.3, 颗粒总数为 782 个。模拟区域为长方体, 尺寸如图 3 所示。长方体底面为流体入口, 顶面为流体出口, 四周为墙体无滑动边界。采

表 1 基准渗流模拟所采用材料属性

Table 1 Material properties in the benchmark of seepage flow

颗粒属性						流体属性	
颗粒密度 $\rho_s/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	滑动摩擦系数 μ_f	杨氏模量 E/Pa	回弹系数 e	泊松比 ν	滚动摩擦系数 μ_r	密度 $\rho_f/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	动力黏度 $\mu_f/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-1})$
2650	0.84	2×10^7	0.9	0.2	0.26	1000	1×10^{-3}

表 2 基准渗流模拟相关设置
Table 2 Computational settings in the benchmark of seepage flow

计算设置		任意解流设置		全解流设置
DEM 时间步长 $\Delta t_{\text{DEM}}/\text{s}$	CFD 时间步长 $\Delta t_{\text{CFD}}/\text{s}$	流体网格尺寸 L_{m}/mm	高斯权函数带宽 b_{w}/mm	流体网格尺寸 L_{m}/mm
2×10^{-5}	2×10^{-4}	1.32, 0.8, 0.5	8.0	0.5

用任意解流方法时, 对模拟区域流体采用立方体网格进行剖分, 采用 3 种网格密度 (即网格数量 N_{m} 为 34200, 156250, 640000; 粗颗粒直径与网格长度比分别为 10, 17, 27); 采用全解流方法时, 同样采用立方体网格对流体区域进行剖分, 只采用 1 种网格密度 (即 $N_{\text{m}}=640000$, 粗颗粒直径与网格长度比为 27)。

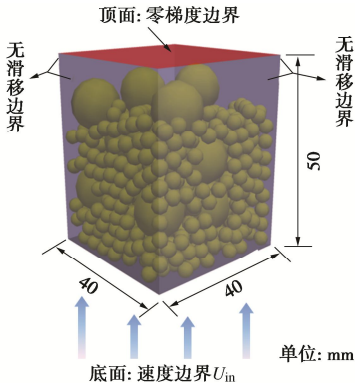


图 3 基准渗流模型及边界条件

Fig. 3 CFD-DEM model for benchmark of seepage flow

模拟分为两个阶段, t 为 $0 \sim 0.5 \text{ s}$ 底部入口水流速度 U_{in} 从 0 cm/s 增加至 0.5 cm/s , 之后保持底面入口水流速度不变, 模拟至 $t=2 \text{ s}$, 直到在土体内获得稳定的渗流场, 产生水力梯度值为 $i=0.41$ 。

为了对比模拟的计算效率, 两种方法模拟所耗 CPU 时间对比如图 4 所示。可以看出全解流方法所用 CPU 时间为 $T_{\text{CPU}}=14.5 \text{ h}$; 采用相同网格密度时 ($N_{\text{m}}=640000$), 任意解流方法用时为 $T_{\text{CPU}}=0.5 \text{ h}$, 大幅降低计算时间。在任意解流方法中可进一步采用较低的网格密度 (即 N_{m} 为 34200, 156250) 进行模拟计算获得相近的模拟结果, 而所用 CPU 时间更少, T_{CPU} 分别为 0.15, 0.3 h。由此可见, 当采用本文发展的任意解流方法进行渗流模拟时, 在获得同样模拟结果时, 其计算效率较全解流方法有较大提升。

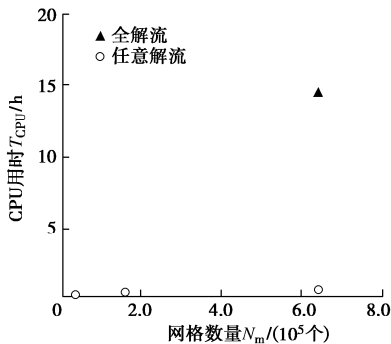


图 4 全解流与任意解流用时对比

Fig. 4 Comparison in CPU time between full resolved and ARU method

3 砂土渗流流固耦合分析

本节将采用新发展的任意解流流固耦合数值方法对砂土 (或树脂颗粒) 中向上渗流现象进行模拟, 通过室内试验结果对流固数值模型进行验证, 进一步使用流固耦合模型对渗流特性进行细观分析。在流固耦合模拟计算中, 将固体土颗粒分为粗颗粒和细颗粒两类: 粗颗粒粒径为流体网格尺寸 10 倍或以上; 而对于细颗粒粒径, 通过采用新耦合模型的处理方法, 其粒径区间更加广泛, 可大于流体网格尺寸。

3.1 向上渗流试验

向上渗流试验装置布置如图 5 所示。试验段中布置两层土颗粒, 底部土基由具有一定级配的石英砂 (粒径区间 $d_{\text{bs}}=1 \sim 1.5 \text{ mm}$) 堆积而成, 填筑高度为 40 mm , 控制孔隙率为 0.4 ; 试验中将石英砂染成红色以为便于观察细颗粒迁移现象。土基上部覆盖为粗颗粒滤层, 分别采用两种不同单一粒径 (D_{f} 为 $10, 5 \text{ mm}$) 球形玻璃颗粒, 即粗颗粒与最大细颗粒粒径之比 α_{s} 分别为 $6.7, 3.3$, 滤层堆积高度均为 40 mm 。在试验段的顶部和底部分别安装测压管, 用于测定试样两端的水压力值。使用高清摄像机记录试样段中土颗粒迁移和土体变形情况, 并采用 PIV 技术获取颗粒运移轨迹和速度。试验过程中, 水流从装置底部均匀流入, 通过调节变频自吸式水泵功率, 逐渐增加水流流速, 直至试验段中上部粗颗粒滤层发生较大沉降或隆起破坏。在施加每一级水流时, 待水流发展稳定后, 通过测压管记录整个土体试验段 (粗粒滤层 $40 \text{ mm} +$ 细粒土基 40 mm) 的水压力差值 ΔP_{s} , 并根据单位时间内

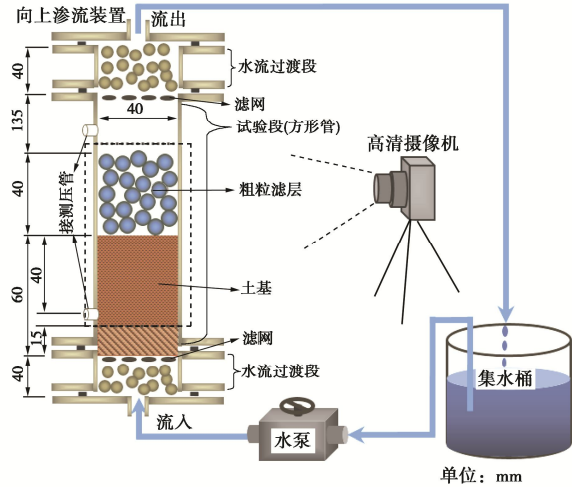


图 5 向上渗流试验布置图

Fig. 5 Set-up of upward seepage tests

流过试样单位横截面积的出口流量计算试样中表观水流速度 U_{sup} 。

3.2 流固耦合数值模型

采用任意解流 CFD-DEM 流固耦合方法，完全按照上述试验条件建立三维数值模型，模拟向上渗流过程，如图 6 所示。

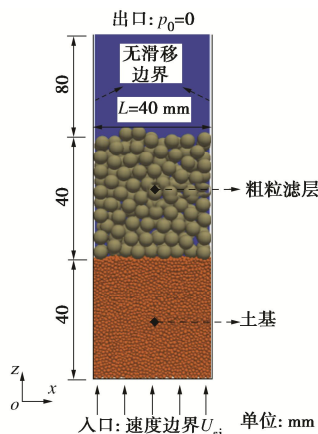


图 6 向上渗流数值模型及边界条件

Fig. 6 CFD-DEM model of seepage tests

在数值模型中，将滤层颗粒建模为粗颗粒，土基颗粒为细颗粒，且滤层和土基颗粒的粒径与试验保持一致。流体计算区域采用立方体网格进行离散，网格尺寸 S_m 选取为滤层粗颗粒粒径的 1/10，对于两种不同粒径滤层颗粒，相应的网格尺寸 S_m 分别为 1, 0.5 mm。模型底部设置流速边界条件，水流由试样底部均匀流入，顶部出口设置为零压力边界条件，侧壁设置为无滑动边界条件。在任意解流流固耦合方法中，采用修正高斯权函数计算流体网格孔隙率等耦合所需的欧拉场变量，将高斯权函数带宽 b_w 设置为细颗粒最大粒径的两倍，即 $b_w=3.0$ mm。为保证足够的计算精度和效率，确定 DEM 计算步长 $\Delta t_{\text{DEM}}=2\times 10^{-5}$ s；CFD 计算步长为 $\Delta t_{\text{CFD}}=2\times 10^{-4}$ s。数值模型材料及计算参数设置见表 3~5。

表 3 滤层-土基数值模型中的颗粒属性

Table 3 Material properties in numerical simulations of seepage test

参数	数值	参数	数值
砂颗粒密度	2650	玻璃-玻璃滑动	0.1545
$\rho_s/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$		摩擦 $\mu_{s\text{gg}}$	
玻璃珠密度	2450	砂-玻璃滑动	0.3
$\rho_g/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$		摩擦 $\mu_{s\text{sg}}$	
砂颗粒杨氏模量	2×10^{10}	砂-砂滚动	0.26
E_s/Pa		摩擦 $\mu_{t\text{ss}}$	
玻璃珠杨氏模量	5×10^{10}	玻璃-玻璃滚动	0.045
E_g/Pa		摩擦 $\mu_{t\text{gg}}$	
砂颗粒泊松比 ν_s	0.2	砂-玻璃滚动	0.1
		摩擦 $\mu_{t\text{sg}}$	
玻璃珠泊松比 ν_g	0.25	砂颗粒回弹系数 e_s	0.9
		玻璃珠回弹系数 e_g	
砂-砂滑动摩擦 $\mu_{s\text{ss}}$	0.84		

表 4 滤层-土基数值模型中的流体属性

Table 4 Computational settings in numerical simulations of seepage test

密度	动力黏度	DEM 时间步长
$\rho_f/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	$\mu_f/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-1})$	$\Delta t_{\text{DEM}}/\text{s}$
1000	1×10^{-3}	2×10^{-5}

表 5 滤层-土基数值模型中的计算设置

Table 5 Computational settings in numerical simulations of

CFD 时间步长	流体网格尺寸	高斯权函数带宽
$\Delta t_{\text{CFD}}/\text{s}$	L_m/mm	b_w/mm
2×10^{-4}	1, 0.5	3.0

seepage test

3.3 模拟结果与分析

图 7 展示了流固耦合模型与渗流试验获得的水力梯度随表观渗流速度变化曲线。在表观渗流速度 U_{sup} 增加的初始阶段 ($U_{\text{sup}}<0.95$ cm/s)，模型预测水力梯度随表观渗流速度的增加而增大，呈线性关系，经线性拟合，表明数值预测的斜率与试验结果斜率接近；当渗流速度增加到一定值时 ($U_{\text{sup}}=0.95$ cm/s，即过渡渗流速度)，无论是数值模型预测还是试验结果都发现，水力梯度先呈现缓慢增长的非线性变化规律，表明土体渗透性提高；紧随其后便迅速降低，我们称其为临界水力梯度，此时土体发生显著变形或破坏。对于粗颗粒与最大细颗粒粒径比 $\alpha_s=6.7$ 土样，耦合数值模型预测达到临界水力梯度时的临界渗流速度为 $U_{\text{sup}}=1.32$ cm/s，其与渗流试验获得的值 $U_{\text{sup}}=1.44$ cm/s 接近，从而初步验证了本文所发展的耦合模型的准确性和有效性。对于粗颗粒与最大细颗粒粒径比 $\alpha_s=3.3$ 土样，水力梯度随渗流速度变化具有相似的性质，但其达到临界水力梯度时渗流速度 $U_{\text{sup}}=1.65$ cm/s（数值预测）和 $U_{\text{sup}}=1.50$ cm/s（试验结果），较粒径比 $\alpha_s=6.7$ 的土样结果均有所增加。这与粗粒滤层颗粒粒径减小进而增加反滤效应有关。

进一步考察随着表观渗流速度的增加，粗粒滤层和细粒土基的变形情况。如图 8 (a) 所示，对于粗细粒径比 $\alpha_s=6.7$ 土样，当表观渗流速度初始增加阶段（未达到临界水流速度），可发现少量的土基细颗粒逐渐侵入滤层中；当渗流速度达到临界值 ($U_{\text{sup}}=1.32$ cm/s) 时，即达到临界水力梯度，大量细颗粒侵入甚至贯穿粗颗粒滤层；此时，粗粒滤层也发生了较大的下沉，如图 8 中颗粒位置变化所示，取滤层右下方具有较大下沉量颗粒作为参考，其最大下沉量可达 12 mm（图 7 (a)）。数值模拟与渗流试验获得的现象十分接近，再次验证了本文数值模型的准确性。对于粗颗粒与最大细颗粒粒径比 $\alpha_s=3.3$ 土样，不同地是，当渗流速度

达到临界值之后, 粗颗粒滤层迅速隆起; 下部细粒土基出现较大膨胀变形, 隆起量见图 7 (b), 可达约 23 mm 并逐渐呈现流化状态, 如图 8 (b) 所示。

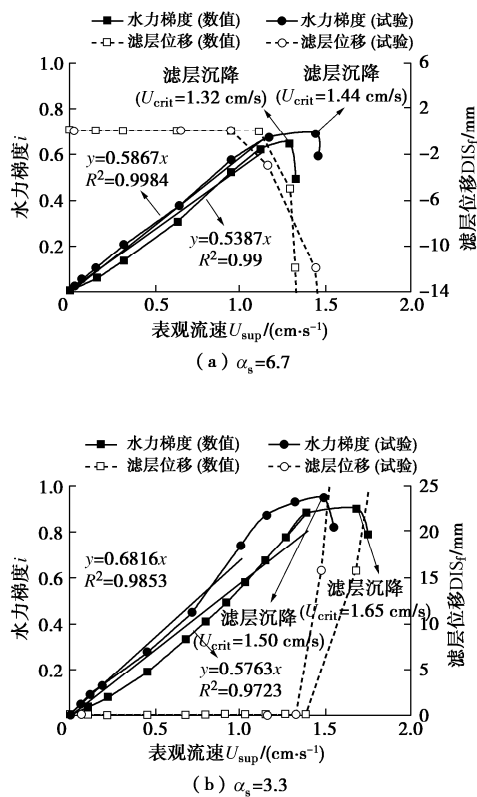


图 7 水力梯度、滤层变形随表观渗流速度变化关系

Fig. 7 Relationship between hydraulic gradient and coarse-particle layer deformation with superficial flow velocity

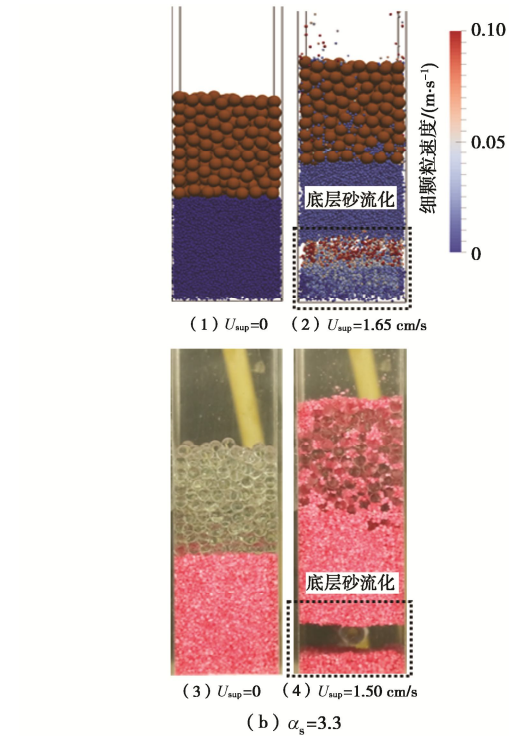
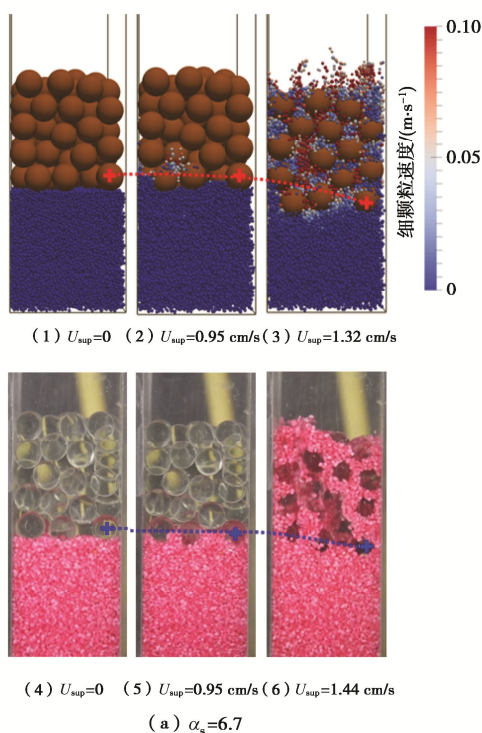


图 8 不同阶段粗颗粒滤层变形随表观渗流速度变化情况

Fig. 8 Evolution of coarse-particle layer deformation with superficial flow velocity

进一步分析数值模拟结果发现, 对于粗细粒径比 $\alpha_s=6.7$ 土样, 在渗流达到过渡水流速度后, 进入和穿越滤层的土基细颗粒堆积体孔隙率相对较大, 堆积状态较为松散, 如图 9 (b) 所示, 该现象很好地揭示了渗流达到过渡速度时 ($U_{sup}=0.95$ cm/s), 土体渗透性提高的微观机理; 当渗流速度进一步增加, 超越临界渗流速度 ($U_{sup}=1.32$ cm/s) 时, 细颗粒完全侵入和贯穿粗颗粒滤层, 引起滤层更大的沉降发生, 土体发生变形破坏, 并呈现出更大的孔隙率, 如图 9 (c) 所示, 从而引起水力梯度陡降。

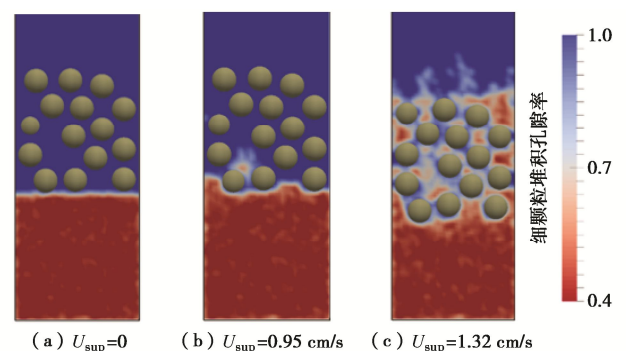


图 9 土层孔隙率分布随表观渗流速度变化情况 (粗细颗粒粒径比 $\alpha_s=6.7$)

Fig. 9 Evolution of porosity profile with superficial flow velocity (diameter ratio, $\alpha_s=6.7$)

粗颗粒滤层发生的沉降过程, 可进一步通过颗粒接触力链分布的演化情况从细观层面上进行解释。图

10展示了土基细颗粒与滤层粗颗粒间、土基细颗粒间的接触力链分布演化结果(粗细粒径比 $\alpha_s=6.7$ 土样)。力链的粗细表示粒间接触力的大小;力链越粗,表明粒间接触力越大。当渗流试验开始前土样处于静水压力状态下($U_{\text{sup}}=0$),滤层与土基交界面处存在稳定、均匀的接触力链(图10(a)),表明此时土基能够为滤层提供足够的支撑。随着渗流流速增加直至临界渗流速度($U_{\text{sup}}=1.32\text{ cm/s}$)时,如图10(b)所示,滤层与土基交界面附近力链明显减弱,这是由于在向上渗流作用下,土基细颗粒与滤层粗颗粒粒径差异较大,土基颗粒无法在滤层孔隙中形成稳定的土拱支撑滤层粗颗粒。进一步地,土基颗粒侵入上部滤层,土基无法为滤层提供足够支撑,如图10(c)所示,此时交界面附近力链基本消失,引起滤层粗颗粒下沉失稳。

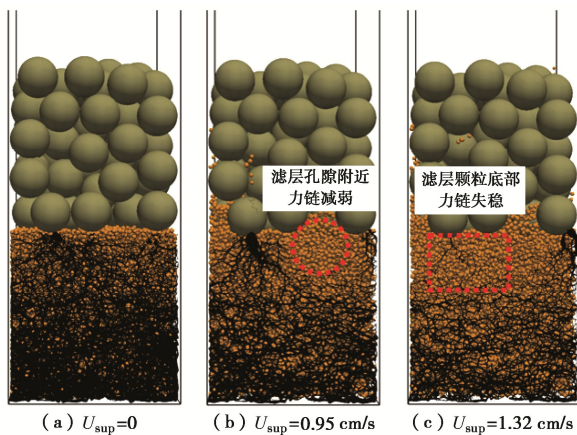


图10 土基颗粒力链分布随表观渗流速度变化情况(粗细颗粒粒径比 $\alpha_s=6.7$)

Fig. 10 Evolution of force chain in fine-particle layer with superficial flow velocity (diameter ratio, $\alpha_s=6.7$)

4 结 论

本文为解决传统流固耦合方法对流体网格细化要求高和对粗细颗粒粒径比存在限制的问题,基于已有的半解流流固耦合方法,提出并发展新的任意解流流固耦合方法及数值模型,并通过模拟与分析砂土中向上渗流问题对模型进行了验证,检验了模型的准确性,也展示了其在砂土渗流细观尺度分析上的优势,获得3点结论。

(1) 基于所提出的任意权函数框架,对高斯权函数进行修正使其满足流固耦合计算的筛选条件和湮灭条件;将修正高斯权函数与半解流流固耦合方法相结合,建立了任意解流流固耦合方法并开发了相应的模型程序。

(2) 采用任意解流流固耦合方法模拟了滤层粗颗粒与土基细颗粒试样向上渗流过程,通过与室内向上

渗流试验结果进行对比,验证了流固耦合方法及模型的有效性和准确性,表明任意解流流固耦合方法能够合理反映不同粗细颗粒粒径比下水-土耦合相互作用特性。本文所探讨的粗细颗粒粒径比(6.7, 3.3)能够解除之前半解流方法对粒径比的限制(8~10以上),虽尚未采用连续级配粒径进行模拟,但可以说明对于连续级配粒径模拟是有效的,由于篇幅有限,将在以后研究中进行详细说明。

(3) 任意解流耦合数值模型再现了室内渗流试验中水力梯度随渗流速度变化规律。同时,基于数值模拟能够从细观层面上对滤层变形和细颗粒迁移进行深入分析;模拟获得的孔隙率与粒间接触力链分布变化较好地描述了渗流作用对滤层变形与细颗粒迁移的影响规律。本文所建立的任意解流流固耦合数值方法为深入研究砂土渗流问题提供了有效工具和手段。

参考文献:

- [1] 周 健, 姚志雄, 张 刚. 砂土渗流过程的细观数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(7): 977 - 981. (ZHOU Jian, YAO Zhi-xiong, ZHANG Gang. Mesomechanical simulation of seepage flow in sandy soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(7): 977 - 981. (in Chinese))
- [2] EL SHAMY U, ZEGHAL M, DOBRY R, et al. Micromechanical aspects of liquefaction-induced lateral spreading[J]. International Journal of Geomechanics, 2010, 10(5): 190 - 201.
- [3] ZHAO J D, SHAN T. Coupled CFD-DEM simulation of fluid-particle interaction in geomechanics[J]. Powder Technology, 2013, 239: 248 - 258.
- [4] 蒋明镜, 张望城. 一种考虑流体状态方程的土体 CFD-DEM 耦合数值方法[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(5): 793 - 801. (JIANG Ming-jing, ZHANG Wang-cheng. Coupled CFD-DEM method for soils incorporating equation of state for liquid[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(5): 793 - 801. (in Chinese))
- [5] 王 胤, 艾 军, 杨 庆. 考虑粒间滚动阻力的 CFD-DEM 流-固耦合数值模拟方法[J]. 岩土力学, 2017, 38(6): 1771 - 1780. (WANG Yin, AI Jun, YANG Qing. A CFD-DEM coupled method incorporating soil inter-particle rolling resistance[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(6): 1771 - 1780. (in Chinese))
- [6] HAGER A, KLOSS C, PIRKER S, et al. Parallel resolved open source CFD-DEM: method, validation and application[J]. The Journal of Computational Multiphase Flows, 2014, 6(1):

- 13 - 27.
- [7] WANG Z L, FAN J R, LUO K. Combined multi-direct forcing and immersed boundary method for simulating flows with moving particles[J]. *International Journal of Multiphase Flow*, 2008, **34**(3): 283 - 302.
- [8] ANDERSON T B, JACKSON R. Fluid mechanical description of fluidized beds. equations of motion[J]. *Industrial & Engineering Chemistry Fundamentals*, 1967, **6**(4): 527 - 539.
- [9] TSUJI Y, KAWAGUCHI T, TANAKA T. Discrete particle simulation of two-dimensional fluidized bed[J]. *Powder Technology*, 1993, **77**(1): 79 - 87.
- [10] CHENG K, WANG Y, YANG Q. A semi-resolved CFD-DEM model for seepage-induced fine particle migration in gap-graded soils[J]. *Computers and Geotechnics*, 2018, **100**: 30 - 51.
- [11] DI RENZO A, DI MAIO F P. Comparison of contact-force models for the simulation of collisions in DEM-based granular flow codes[J]. *Chemical Engineering Science*, 2004, **59**(3): 525 - 541.
- [12] DI FELICE R. The voidage function for fluid-particle interaction systems[J]. *International Journal of Multiphase Flow*, 1994, **20**(1): 153 - 159.
- [13] WANG Y, ZHOU L X, WU Y, et al. New simple correlation formula for the drag coefficient of calcareous sand particles of highly irregular shape[J]. *Powder Technology*, 2018, **326**: 379 - 392.
- [14] 王胤, 周令新, 杨庆. 基于不规则钙质砂颗粒发展的拖曳力系数模型及其在细观流固耦合数值模拟中应用[J]. *岩土力学*, 2019, **40**(5): 2009 - 2015. (WANG Yin, ZHOU Ling-xin, YANG Qing. New drag coefficient model for irregular calcareous sand particles and its application into fluid-particle coupling simulation[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2019, **40**(5): 2009 - 2015. (in Chinese))
- [15] YANG Q, CHENG K, WANG Y, et al. Improvement of semi-resolved CFD-DEM model for seepage-induced fine-particle migration: Eliminate limitation on mesh refinement[J]. *Computers and Geotechnics*, 2019, 110: 1-18.
- [16] JASAK H. Error Analysis and Estimation for the Finite Volume Method with Applications to Fluid Flows[D]. London: Imperial College, University of London, 1996.
- [17] ISSA R I. Solution of the implicitly discretised fluid flow equations by operator-splitting[J]. *Journal of Computational Physics*, 1986, **62**(1): 40 - 65.
- [18] SHIRGAONKAR A A, MACIVER M A, PATANKAR N A. A new mathematical formulation and fast algorithm for fully resolved simulation of self-propulsion[J]. *Journal of Computational Physics*, 2009, **228**(7): 2366 - 2390.
- [19] KLOSS C, GONIVA C. LIGGGHTS - open source discrete element simulations of granular materials based on lammps[M]//Supplemental Proceedings. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc., 2011: 781 - 788.
- [20] WELLER H. OpenFOAM: The open source CFD toolbox, Programmer's Guide[EB/OL]. UK: CFD Direct Ltd, 2009, [Http://www.openfoam.com](http://www.openfoam.com).

DOI: 10.11779/CJGE202111016

高湿环境平行双裂隙砂岩单轴压缩破坏及裂纹扩展特性

陈伟¹, 万文¹, 赵延林¹, 王卫军¹, 吴秋红¹, 吴小凡², 谢森林³

(1. 湖南科技大学资源环境与安全工程学院, 湖南 湘潭 411201; 2. 湖南科技大学数学与计算科学学院, 湖南 湘潭 411201;

3. 中国矿业大学能源与矿业学院, 北京 100083)

摘要: 深部裂隙矿柱长期受高湿环境中水分子所侵蚀, 其化学动力过程与矿房稳定性及控制地表沉降密切相关。对预制平行双裂隙标准砂岩试样进行了单轴压缩试验, 研究高湿对裂隙砂岩强度变形特性、裂纹演化以及破坏模式的影响, 结合电镜扫描和 XRD 衍射, 分析了试件在高湿环境水化作用前后的微细观结构变化和质量损失特征。结果表明: ①试样结构疏松程度与湿度成正相关, 湿度升高, 试样表现致密结构变得松散并伴有次生孔隙发育, 形成模糊的层间界面, 且微裂隙数目增加, 质量损失率加剧。②裂隙砂岩在单轴压缩下主要有拉伸破坏, 剪切破坏和二者混合型破坏。裂纹萌生的类型主要有翼形裂纹、反抗拉裂纹以及共面/非共面次级裂纹。其裂纹扩展及破坏模式受控于湿度, 随着湿度升高, 裂纹起裂应力和贯通应力降低, 宏观裂纹发育的整体数量呈下降趋势, 且其破坏模式由剪切破坏过渡到拉伸破坏。③高湿环境对裂隙砂岩产生水岩化学作用, 减弱了裂隙结构面以及矿物颗粒间的摩擦作用, 降低了其峰值强度, 峰值应变和弹性模量, 提高了泊松比, 加速了裂隙砂岩的破坏。

关键词: 高湿环境; 平行双裂隙; 水化侵蚀; 力学损伤; 裂纹扩展

中图分类号: TU45

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-2094-11

作者简介: 陈伟(1991—), 男, 博士研究生, 主要从事矿山岩石力学与岩层控制的研究。E-mail: chenweiwade@mail.hnust.edu.cn。

Uniaxial compression damage and crack propagation features of parallel double-fissure sandstones under high-humidity environments

CHEN Wei¹, WAN Wen¹, ZHAO Yan-lin¹, WANG Wei-Jun¹, WU Qiu-hong¹, WU Xiao-fan², XIE Sen-lin³

(1. School of Resource, Environment and Safety Engineering, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan 411201, China;

2. School of Mathematics and Computational Science, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan 411201, China; 3. School of

Energy and Mining Engineering, China University of Mining and Technology (Beijing), Beijing 100083, China)

Abstract: Fractured pillars are eroded by gaseous water under high-humidity environments, and their hydro-chemical processes are closely related to the stability of the mineroom and ground subsidence. The uniaxial compression tests are carried out on standard sandstones with prefabricated parallel double-fissure to analyze the effects of high humidity on the strength-deformation properties, crack evolution and damage modes. By using the electron microscopy scanning and XRD diffraction, the microstructural changes and mass loss characteristics are analyzed before and after hydration. The results show that: (1) The higher humidity causes the structure to loosen more, the interlayer demarcation gets blurred, the number of microcracks grows and the rate of mass loss improves. (2) The damage modes contain tensile, shear and mixed tensile/shear damages. The crack growth includes in 4 types: wing cracks, tensile resistance cracks, and coplanar/non-coplanar secondary cracks. The crack propagation and damage modes are controlled by humidity. As the humidity increases, the crack initiation and penetration stresses drop, the number of cracks sprouting macroscopically reduces and the failure mode changes from shear to tensile failure. (3) The High-humidity condition produces water-rock chemical effects on fractured sandstones, weakening the structural surface of the cracks and the friction between the mineral particles, reducing the peak strength, peak strain and elastic modulus, increasing the Poisson's ratio and accelerating the destruction.

Key words: high-humidity environment; parallel double-fissure; hydro-chemical erosion; mechanical damage; crack propagation

0 引言

含预制裂隙岩石材料的力学特性一直是岩石力学

基金项目: 国家自然科学基金项目(51774132, 51774131); 湖南省自然科学基金项目(2020JJ5188)

收稿日期: 2021-03-08

*通信作者(E-mail: wanwen68@163.com)

研究的热点问题。例如, 杨圣奇等^[1]以大理岩作为研究对象, 从预制裂隙的几何形态入手, 包括裂隙的倾角、间距、长度、数目等参数, 研究了其强度和变形特性, 总结了裂纹扩展规律。袁媛等^[2]基于数字图像相关方法, 对含填充裂隙的大理岩单轴压缩过程中的全局应变场及位移场进行观测, 分析了不同裂隙倾角和不同充填物试样的变形破坏和裂纹扩展规律。Bobet 等^[3]根据双裂隙石膏岩的单轴压缩试验结果, 重点分析了试件的强度和变形破坏模式受裂隙贯通和萌生次生裂纹类型的影响规律。Zhou 等^[4]利用 3D 打印技术制作了裂隙类岩石试样, 并发现裂隙的几何形状对试件的裂纹扩展规律和力学性能产生影响。赵延林等^[5]重点研究了类岩石材料强度和裂纹扩展模式受控于裂隙开度。以上的诸多研究并未提及岩体所处环境的变化, 随着浅层矿产资源的逐渐枯竭, 资源的开采正稳步向地球深部进军。目前为止, 对于煤炭、地热、有色金属、油气等资源的开采, 其深度已经分别超过了 1400, 3000, 4350, 7500 m^[6]。与浅部相比, 深部的采矿环境变得更加复杂, 地下水的涌水量加大伴随地温升高, 促进蒸发使得深部矿房的相对湿度会达到 80% 以上^[6-7]。此外, 地层经过漫长的地质构造运动, 岩体中出现了不同程度的缺陷, 如裂隙、节理和断层^[8], 这些缺陷使得岩体的力学特性更容易受到高湿环境的影响。

如图 1 中的石膏岩矿柱存在平行双裂隙, 在高湿环境的水岩作用下, 被气态水分子所侵蚀^[9]。相较于气态蒸馏水而言, 含有多种化学成分的气态地下水不仅会对岩体矿物颗粒产生溶解和运移, 而且对岩体微观结构产生化学腐蚀, 导致裂隙矿柱的宏观力学性能劣化, 从而加速其裂纹扩展、促进岩桥贯通, 造成矿柱失稳, 顶板凹陷, 地表沉降, 以及房屋开裂^[10]。



图 1 深部高湿环境裂隙矿柱水化侵蚀所带来的危害^[9]

Fig. 1 Damages caused by hydration and erosion of fractured pillars under deep and high-humidity conditions^[9]

针对水岩作用下裂隙岩体强度特征和变形规律, 学者们也取得了丰硕的成果。研究表明, 安山岩、角闪岩、玄武岩、辉绿岩、辉长岩、花岗岩等^[11], 包括主要的造岩矿物, 如石英和方解石^[9], 在水或水化学溶液中裂纹扩展的速度比空气中快得多, 且由于其水岩作用导致膨胀和外层剥蚀, 发生质量损失和结构劣化, 导致整体力学性能发生改变^[12-13]。总结其根本原因, 在水化学环境中, 岩石材料的裂纹扩展加速主要是由于应力腐蚀^[14]。

目前裂隙岩体的研究主要从 4 个方面展开: ①载荷类型方式; ②试验材料; ③裂隙形态的几何分布; ④所处环境特征。前人已经围绕前 3 种因素做出研究并得出了相对丰硕的成果。而目前关于水岩作用裂隙岩体的研究大多是针对浸泡相关溶液后再对岩石试件进行荷载作用下展开的, 鲜有关于高湿作用相关的报道, 虽然二者均是流体, 但其对裂隙岩体的水岩作用程度以及运移方式不尽相同。根据上述工程实际, 对贵州瓮福磷矿穿岩洞矿区开展水文地质调查后发现, 该矿区内存在弱酸性地下水, 矿房内的矿柱长期受气态水的侵蚀。本文模拟深部高湿环境, 以含预制平行裂隙的矿柱砂岩作为研究对象, 借助 MTS-815 型伺服试验系统进行了单轴压缩试验。分析高湿环境对裂隙砂岩力学特性的劣化规律和机理, 并利用高速摄影仪记录试样在试验过程中裂纹扩展的力学响应及破坏模式, 最后探讨了高湿对裂隙的起裂、贯通及相关参数影响的异同。

1 试验设计

1.1 试样制备

根据对贵州瓮福磷矿穿岩洞矿区房柱法开采段 3 号线-750 m 中段的环境监测, 发现该区域地下水发育, 且常年矿房相对湿度处于 90% 左右 (图 2)。在现场以较小的取样范围内沿沉积构造方向钻孔采取了部分矿柱岩芯 (图 3 (a)), 将其制备成 50 mm×100 mm 的标准圆柱体试件^[15], 并在试件上切割长 20 mm, 宽 2 mm 的平行 2 条预制穿透裂隙, 预制裂隙倾角 α 均为 45°, 两条预制裂隙的中点连线垂直于试样端面, 上、下两排裂隙间的垂直距离 (裂隙间距) $L=23.5$ mm, 岩桥距离以及两条裂隙中点距离上下端面的垂直距离, 均为 $B=33.3$ mm (图 3 (b) 和图 4 (c))。裂隙砂岩试件加工完毕后, 仔细检查其外观, 剔除了外表面具有肉眼可见宏观特征差异的试样, 以确保本次试验结果的可靠性及可比性。因此, 最大限度的保证了此批试样在试验前具有较小的离散性。

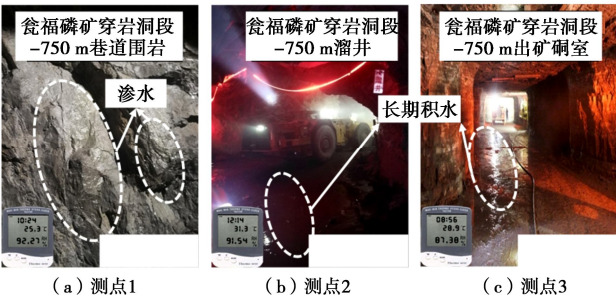


图 2 现场环境测试

Fig. 2 Tests on field environment

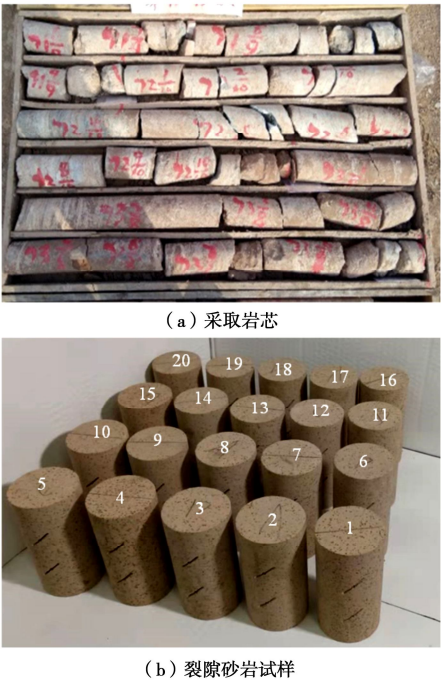


图 3 岩芯采取与试样制备

Fig. 3 Collection of core and preparation of specimens

试件制备完成后以塑料薄膜进行密封包裹，以防止试件风化。根据该砂岩的 XRD 衍射分析结果可知（图 5），其主要矿物成分由石英，方解石和云母构成，次要矿物有钠长石，蒙脱石、伊利石等，色相为淡黄色，细晶结构，粒径相对均匀，呈致密块状构造。采用煮沸法测定饱和吸水率，经计算平均值在 3.6%左右，采用 AiniMR-60 核磁共振分析仪对试件进行孔隙率测试，获得试件的平均孔隙率为 6.27%。

1.2 高湿环境的实现

模拟深部高湿环境是指地下水以气态水分子的形式侵入试件的微孔隙内。根据自行申报的专利“岩石力学实验温、湿度环境控制模拟装置^[16]”，进行了加工并投产使用（图 4）。该环境控制模拟装置为温湿度控制器（图 4（a））和封闭式的箱体（如图 4（b））组合而成，通过超声波将水化学溶液振动并汽化，通过输送管道传输到箱体内，并采用湿度传感器以及控制单元，使箱体内能够一直保持预设的湿度环境，由于本文所选矿区的温度在 25℃~30℃，以一个较小范围浮动（图 2），且本文主要研究湿度对试件的力学损伤，故设置其恒定温度为 25℃。

表 1 列出了本次试验中预制平行双裂隙砂岩基本参数。为了掌握现场酸性地下水溶液对岩石的损伤效应，基于现场地下水两种最大含量的阳离子 Na⁺和阴离子 Cl⁻，并依照将反应物的浓度进行适量的提升而缩短反应时间，以达到加快试验进程的目的^[17]，配置了 pH 值为 5 的 NaCl 溶液来模拟现场弱酸性地下水（pH=6.28）对砂岩矿柱的长期侵蚀作用（如图 4（d））。

1.3 加湿与加载程序

加工好的预制平行双裂隙砂岩试样采用湿度控制

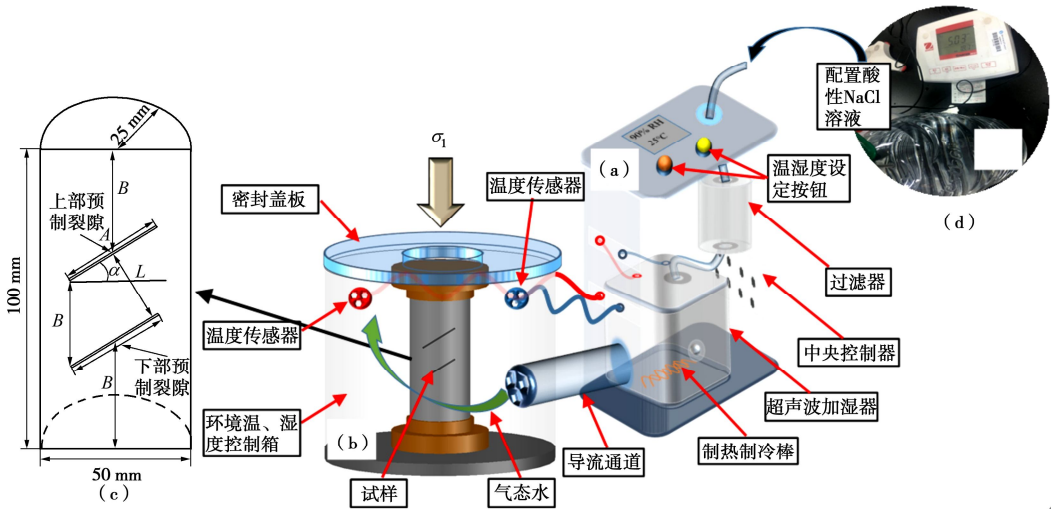


图 4 高湿环境的实现：岩石力学试验温、湿度环境控制模拟装置^[16]

Fig. 4 Realisation of high-humidity environment: temperature and humidity environment control modelling device for rock mechanics experiments^[16]

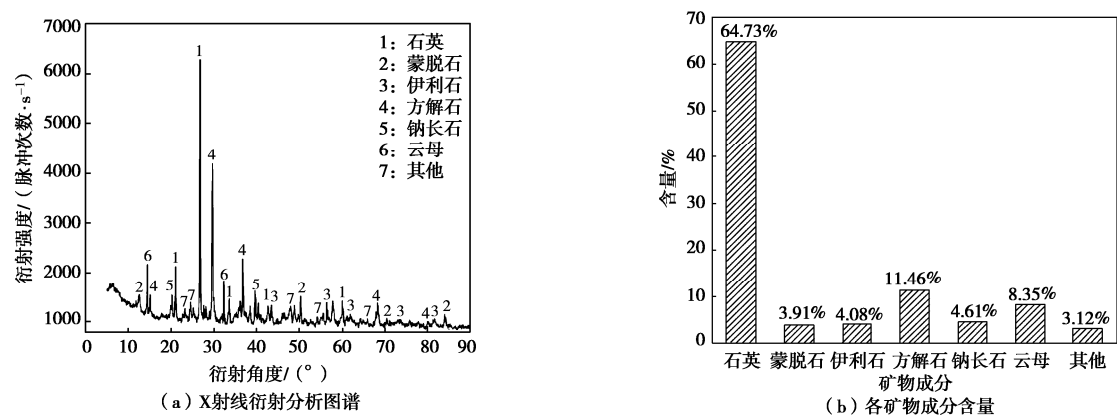


图 5 砂岩 X 射线衍射矿物成分分析

Fig. 5 Analysis of X-ray diffraction mineral composition of sandstones

箱进行加湿。加湿程序如下：首先将配置的酸性 NaCl 溶液以 1℃/min 升温至 25℃，然后打开加湿系统将箱体内部的环境湿度加到目标湿度（80%RH，90%RH 和 100%RH）；然后在目标温、湿度状态下运行 60 d^[18]；最后，取出试样，对表面进行擦拭，为了保证各岩样含水率相同以达到控制变量的要求，基于《岩石物理力学性质试验规程》^[19]，采用真空干燥箱（DZF-2060 型）对岩样进行干燥，干燥温度设置为 120℃，烘干 24 h。

表 1 预制平行双裂隙砂岩试样基本参数

Table 1 Basic parameters of sandstone specimens with prefabricated parallel double-fissure

编号	平均高度/mm	平均直径/mm	平均质量/g	平均密度/(g·cm ⁻³)	控制湿度/%
UCS- (1~5)	99.97	49.55	420.63	2.14	干燥
UCS- (6~10)	100.04	49.43	417.77	2.12	80
UCS- (11~15)	99.92	49.63	422.57	2.15	90
UCS- (16~20)	100.03	49.76	418.07	2.13	100

采用湖南科技大学南方煤矿重点实验室的 MTS-815 岩石力学伺服控制试验机进行干燥后裂隙砂岩试件的单轴压缩试验。试件的加载通过 MTS-815 来以荷载方式施加轴向压力，加压速率为 0.2 kN/s，这样的加载速率处于一个比较低的水平，使得试件的裂纹起裂、扩展、贯通、破坏的详尽过程被全部记录。与此同时，为了分析各湿度对试件变形特性的影响，通过轴向、环向 LVDT 位移计来记录轴向和环向的位移。

2 各湿度环境下裂隙砂岩化学损伤分析

2.1 试件宏、微观损伤分析

裂隙砂岩各湿度环境下 60 d 的宏观特征变化如图

6 所示。砂岩试件在湿度装置处理前，进行了取芯、切割、抛光，因此干燥密封状态下试件的整体结构紧密，颗粒排列规则，充分包裹于胶结物中，无肉眼可见的孔洞和微裂隙存在（图 6（a））。经过 3 种高湿环境处理后，出现不同程度的侵蚀痕迹。80%RH 处理下，经过 60 d 的水化作用，岩样外表面晶体和胶结物发生明显溶蚀，导致试样颜色发生改变（图 6（b））。在 90%RH 和 100%RH 的湿度环境中处理 60 d 后，岩样外表层均出现不同数量的微裂隙，岩样外表面变得凹凸不平（图 6（c），（d））。对比来看，100%RH 下的试件表面的微裂隙数量更多，部分位置的矿物颗粒不再包裹于胶结物中而是显现出来，次生孔隙随着粉状物的逐渐脱落，而逐步增大，裂隙借此发育并联通，结构因此变得较为松散（图 6（d））。

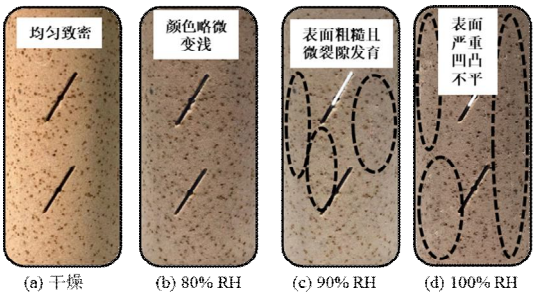


图 6 裂隙砂岩在 4 种湿度环境下 60 d 的表现对比图

Fig. 6 Apparent comparison of fractured sandstones under 4 kinds of humidity environments for 60 d

微观上，根据电子显微图 7 可知，干燥试样显示出的大多都是片状和层状结晶，其晶体结构比较清晰，均质性极好，而且内部没有较大的层间距离，晶粒间排列紧密，基本无微裂隙和微孔隙分布（图 7（a）），体现出经高湿处理前，其物理力学性能良好。而试件在经过高湿作用之后，其结构变得疏松而且呈现出团絮状或海绵状的形态，层次之间不再有明显的分界，

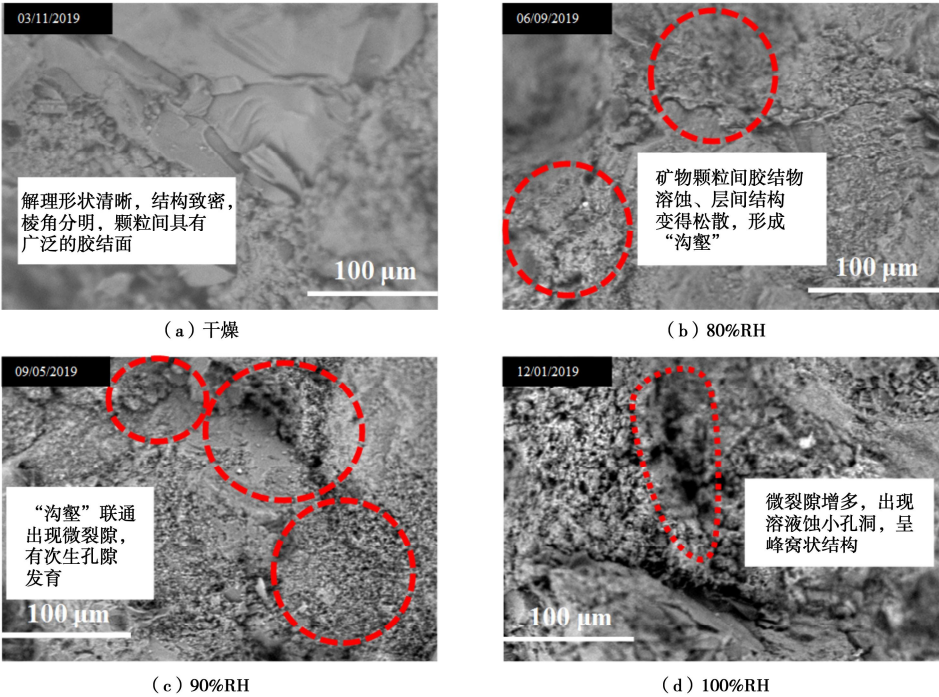


图 7 不同湿度环境下 60 d 裂隙砂岩表面电镜扫描图

Fig. 7 Scanning electron microscopy of surfaces of fractured sandstone under different humidity environments for 60 d

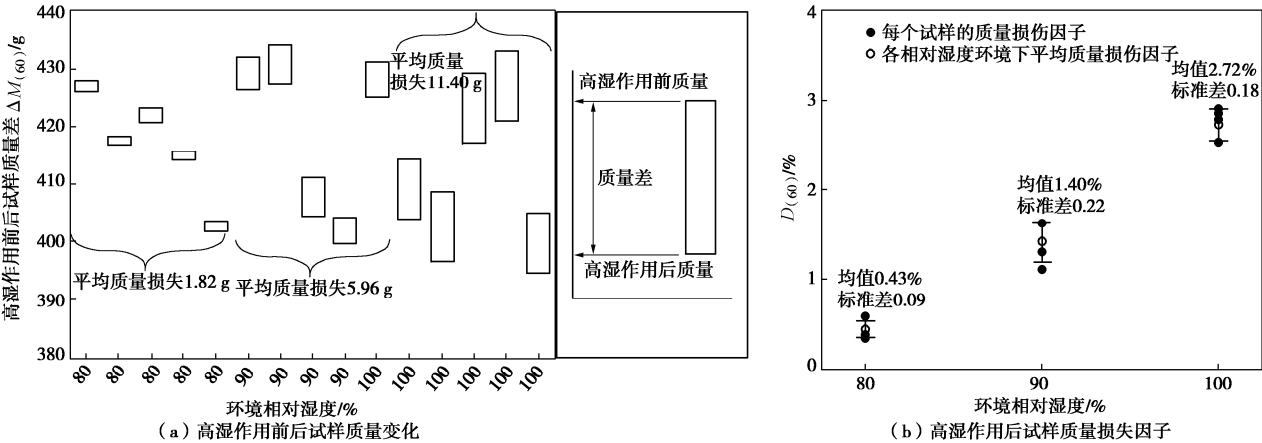


图 8 3 种湿度环境下放置 60 d 的裂隙砂岩试样的质量变化对比

Fig. 8 Comparison of mass changes of fractured sandstone specimens for 60 d under 3 kinds of humidity environments

形成大小尺寸不一的“沟壑”，且随着湿度增高，微裂隙和微孔隙的数量增多，原先分散的较大尺寸的“沟壑”互相连通形成微裂隙并伴有蜂窝状孔隙发育，岩样微观结构损伤愈发严重（图 7（b），（c）和（d））。

可以看出，在其余外部环境一致情况下，不同湿度环境对砂岩的侵蚀程度不一样，表明砂岩对不同湿度的敏感性不同。

2.2 试件质量损失分析

将处理完的岩样表面用蒸馏水冲洗、擦干并烘干后，用精密天平称其质量。这里，定义质量损失因子 D 用以表征裂隙砂岩经不同湿度环境处理前后的质量

损失程度，令

$$D_{(t)} = \frac{\Delta M_{(t)}}{M_0} \times 100\% = \frac{M_0 - M_{(t)}}{M_0} \times 100\%, \quad (1)$$

式中， M_0 为岩样初始质量， $M_{(t)}$ 为岩样经不同湿度环境处理 t d 后的质量， $\Delta M_{(t)}$ 为试样经不同湿度环境处理 t d 前后的质量差值。

图 8 给出了每种湿度下的 5 个试件质量和质量损失因子变化随湿度的变化。图 8（a）表明，经过 3 种湿度环境处理过后，裂隙砂岩质量均呈下降趋势，但下降的幅度有所不同，其与湿度值呈负相关，即环境湿度越高，质量的损失量增加。如 100%RH 的湿度环境下，试样质量平均损伤 11.40 g，分别为 80%RH，

表 2 高湿处理 60 d 后平行双裂隙砂岩单轴压缩力学参数

Table 2 Mechanical parameters of sandstone with parallel double-fissure under high-humidity environments for 60 d under uniaxial compression

试样 编号	控制湿度 /%	峰值强度 /MPa	弹性模量 /GPa	泊松比	试样 编号	控制湿度 /%	峰值强度 /MPa	弹性模量 /GPa	泊松比
UCS-1	干燥	25.07	4.81	0.15332	UCS-11	90	16.52	3.02	0.16168
UCS-2		25.09	4.53	0.15541	UCS-12		16.95	2.81	0.16498
UCS-3		23.23	4.93	0.15326	UCS-13		17.26	2.93	0.16126
UCS-4		26.23	4.85	0.15763	UCS-14		18.48	3.09	0.16265
UCS-5		26.09	5.08	0.16348	UCS-15		17.52	3.02	0.16108
UCS-6	80	18.5	3.35	0.15642	UCS-16	100	15.23	3.15	0.17446
UCS-7		20.4	3.21	0.15952	UCS-17		17.52	3.09	0.17387
UCS-8		19.52	3.53	0.15945	UCS-18		17.25	3.13	0.16954
UCS-9		19.23	3.33	0.15983	UCS-19		15.52	3.06	0.16576
UCS-10		19.13	3.18	0.15883	UCS-20		16.44	3.17	0.17442

90%RH 湿度下的 6.26 倍和 1.91 倍。同时观察图 8(b)发现, 100%RH 下试样的质量损失因子明显大于其它两种湿度下的质量损失因子, 其平均值为 2.72%, 分别是 80%RH 和 90%RH 环境下质量损失因子的 6.33 倍和 2.61 倍。这说明随着空气中酸性水分子数量的增加, 水岩反应更激烈、更迅速, 导致矿物晶粒间存在的化学键发生断裂, 以及由于试样内部膨胀出现表面粉末碎屑掉落的现象, 从侧面反映了湿度越高对裂隙岩样的物理结构破坏越严重。

3 高湿环境下预制平行双裂隙砂岩力学特性劣化规律

3.1 预制平行双裂隙砂岩抗压强度劣化规律分析

根据 20 组试样的试验结果,表 2 总结了平行双裂隙砂岩经高湿处理 60 d 后在单轴压缩下的峰值强度、弹性模量和泊松比。

每种环境下选取抗压强度峰值为中位数的裂隙砂岩作为代表,图 9(a)展示了其应力-应变曲线。可以看出裂隙砂岩在整个受载直至破坏过程中,一共出现了初始裂隙压密阶段 I、弹性变形至微弹性裂隙稳定发展阶段 II、非稳定破裂发展阶段 III 和峰后阶段 IV 4 个阶段。它们由于试样所处环境湿度的不同,其特征也有所差异:①初始裂隙压密阶段,曲线凹度随着湿度的增加而减小,此阶段也就是刚受载时新裂隙的产生数量减少;②弹性变形至微弹性裂隙稳定发展阶段,随着湿度的增加,曲线斜率逐渐减小,说明弹性模量也逐渐减小;③非稳定破裂发展阶段,对比干燥试样,高湿处理后岩样的峰值应力显著下降,从 25.09 MPa (干燥)下降至 16.44 MPa(100%RH),下降了 34.81%,有应力平台出现在干燥试样的峰值周围,但持续时间较短。这是由于预制裂隙周边正在慢慢产生变形及扩

展所导致的^[20];④破裂后阶段,干燥试样在峰后应力迅速垂直跌落,呈现出较为明显的强脆性以及低塑性,说明干燥试样具有致密性,反观高湿处理后的试样由于水岩作用使得内部结构松散,颗粒间胶结物缺失导致塑性明显增强。

所有岩样的峰值单轴抗压强度统计图如图 9(b)所示。从图 9(b)看出,随着湿度的增大,裂隙砂岩的峰值应力呈递减变化,对应的抗压强度与湿度关系曲线逐渐下移,这与以往类似试验结果^[11]是一致的。

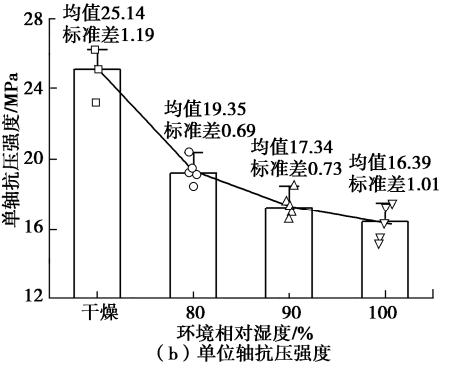
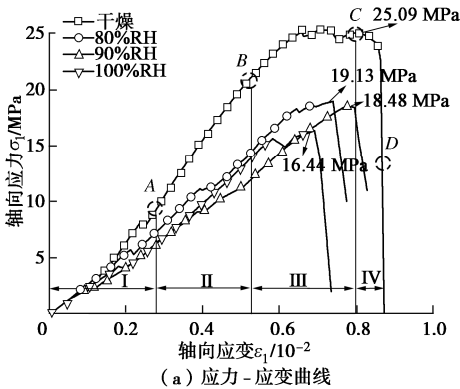


图 9 不同湿度环境下 60 d 双裂隙砂岩试样单轴压缩规律
Fig. 9 Uniaxial compression law of double-fissure sandstones under different humidity environments for 60 d

3.2 预制平行双裂隙砂岩力学参数劣化规律分析

一般用来表征试样力学变形特性的参数是弹性模量 E 、泊松比 ν ，计算结果如图 10 所示。

图 9 (a) 中应力 - 应变曲线在直线段的变形量随环境湿度增加基本呈减小趋势，即高湿削弱了砂岩的弹性模量。砂岩在 90%RH 的环境中 60 d 后，与干燥状态相比，弹性模量下降幅度最大，高达 38.84%，在湿度达 100%RH 时，试样的弹性模量均值又有小幅回升，这是由于试样本身的非均质性所造成的 (图 10)。

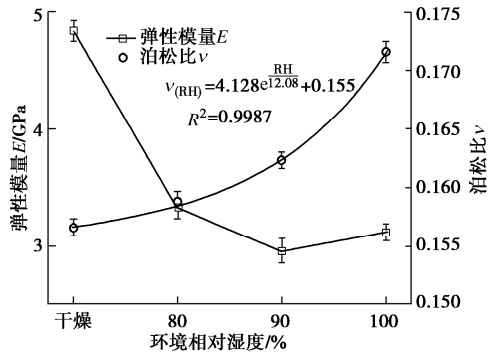


图 10 不同湿度下 60 d 对裂隙砂岩弹性模量、泊松比的影响

Fig. 10 Effects of different humidity environments for 60 d on modulus of elasticity and Poisson's ratio of fractured sandstones

由图 10 也可知，裂隙砂岩的泊松比对湿度环境也

比较敏感，其随湿度的增加呈指数型增长。在 100%RH 环境中放置 60 d 后，裂隙砂岩的泊松比较干燥状态增大了 12.44%。

4 预制平行双裂隙砂岩裂纹演化及破坏特征

4.1 高湿作用过程裂纹扩展过程分析

裂纹的萌生与扩展会导致应力 - 应变曲线出现波动异常^[21]。下面以部分典型岩样为例，对其应力 - 应变曲线与裂纹扩展二者之间的关系进行探究。

图 11 给出了单轴压缩下试样的裂纹扩展过程。从图 11 (a) 可见干燥砂岩试样的应力 - 应变曲线较光滑。与经过高湿处理的岩样不同，该岩样曲线的应力降主要出现在峰值附近。试样经历①裂隙压密阶段 ($\sigma_1=1.85$ MPa) 后进入②弹性变形阶段 ($\sigma_1=16.56$ MPa)。在②中，其内部缺陷和上部预制裂隙被压密，下部预制贯通裂隙并未产生压密效果。当应力值达到③ ($\sigma_1=24.85$ MPa) 时，向下的拉伸裂纹出现在上部预制裂隙两侧尖端，从而导致应力略微下降。同时，切线模量 E_a 因岩石的支撑结构损伤，其数值从②点的 4.84 GPa 减少到③点的 3.79 GPa。之后，应力小幅

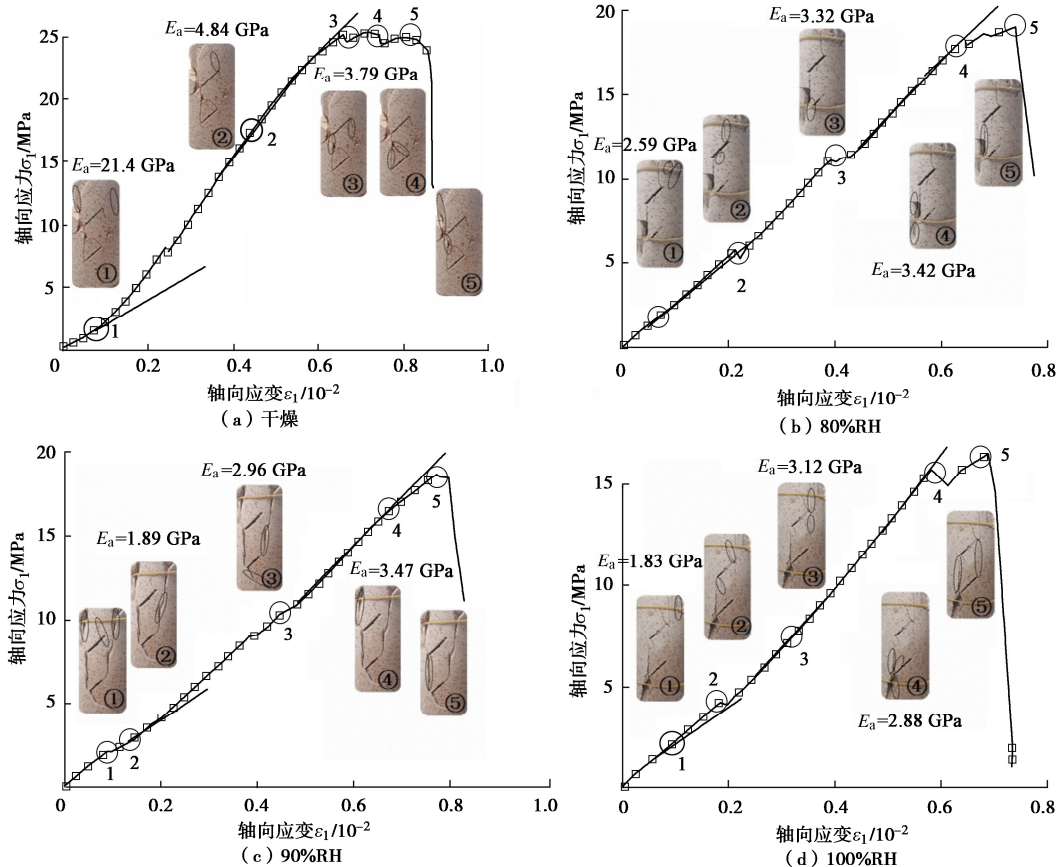


图 11 典型试样裂纹扩展与应力 - 应变曲线对应关系

Fig. 11 Relationship between crack growth and stress-strain curve of typical specimens

上升至④点 ($\sigma_1=24.93$ MPa), 此时呈现出的应力降幅度较大, 下部预制裂隙被压密且两侧尖端发生快速的裂纹扩展, 伴随着向上延伸的趋势, 且此时的应力并未达到峰值, 试样强度还没有失效。当应力又一次升至⑤点 ($\sigma_1=25.09$ MPa) 时, 岩样沿上部预制裂隙左尖端产生使岩桥贯通的剪切裂纹, 发出爆裂声, 试样产生结构性破坏与失稳, 峰后的应力骤降到 12.53 MPa, 呈明显脆性破坏特征。

图 11 (b) 展示了 80%RH 环境下的砂岩试样的应力-应变曲线和裂纹扩展情况。整个载荷过程中应力-应变曲线呈锯齿状波动, 出现 3 次应力降, 分别发生在②点 ($\sigma_1=5.70$ MPa)、③点 ($\sigma_1=11.07$ MPa) 和峰值⑤点 ($\sigma_1=19.03$ MPa)。由图可知, 应力-应变曲线在④点 ($\sigma_1=17.74$ MPa) 附近已经表现出非线性变化, 割线模量 E_a 达到峰值 3.42 GPa 后开始下跌, 下部预制裂隙出现斜剪切裂纹, 当应力达到峰值 19.13 MPa (⑤点) 时, 岩样积聚的弹性能在一瞬间突然释放, 两条预制裂隙左侧尖端分别扩展出上、下方向的次级拉伸裂纹使得岩桥贯通, 应力值缓缓下降, 呈塑性破坏特征。

图 11 (c) 展示了 90%RH 下砂岩试样的应力-应变曲线及裂纹扩展情况。该岩样曲线的第一次应力降较上述试样大幅提前, 在①点出现 ($\sigma_1=2.14$ MPa), 具有较多的远场裂纹形成, 且上部裂隙尖端发生裂纹扩展。应力达到②点 ($\sigma_1=2.56$ MPa) 之前, 下部裂隙右侧尖端有明显斜剪切裂纹出现, 后续曲线的切线模量 E_a 明显增加, 由②点的 1.89 GPa 升至③点的 2.96 GPa。当曲线到达③点 ($\sigma_1=9.73$ MPa), 下部预制裂隙左侧尖端发育出较宽的次级剪切裂纹, 其扩展方向与预制裂隙近似垂直。当应力升至④点 ($\sigma_1=16.65$ MPa), 波动幅度增加, 阶段①出现的远场裂纹的宽度不断增加。此时的割线模量达到最大 (3.47 GPa)。继续加载, 在经历较小应变后, 岩样应力达到峰值⑤点 ($\sigma_1=18.48$ MPa), 岩桥贯通, 岩样表面出现大面积剥落, 岩样完全破坏。

砂岩试样经 100%RH 的高湿处理 60 d 后, 其裂纹扩展和应力-应变曲线情况参见图 11 (d)。整个过程与 90%RH 下的岩样规律类似, 只是在峰前出现的两次应力降稍有推后, 且每次应力降都是由于预制裂隙的压密、起裂和扩展所引起。当应力至①点 ($\sigma_1=2.03$ MPa) 时, 岩样右端部远场裂纹形成, 此时的割线模量达到最小 (1.83 GPa)。上部预制裂隙在应力增至 4.22 MPa (②点) 时, 其周围出现向上与向下的拉伸裂纹。而当应力增至 6.51 MPa (③点), 曲线进入弹性阶段, 割线模量达到最大 (3.12 GPa)。曲线进入④点时 ($\sigma_1=15.69$ MPa), 出现大幅应力降, 下

部裂隙尖端快速扩展出上、下的拉伸裂纹。随后, 应力再次达到 16.44 MPa (峰值⑤点) 时, 岩样的上、下表面被预制裂隙的双侧拉伸裂纹贯通, 致使其产生拉伸破坏。

根据以上分析, 对图 11 包括未展出的试样进行对比可明显看出, 湿度在一定程度上决定着单轴压缩过程中裂隙砂岩初始裂纹的起裂位置。干燥状态时, 初始远场裂纹主要在上端部左侧萌生, 随着湿度的增加, 起裂位置转移至右侧。3 种高湿环境处理过的试样, 其初始裂纹萌生位置与预制裂隙相连的概率增大。与此同时, 随着湿度的增大, 初始裂纹的起裂应力整体呈下降趋势。这意味着, 裂隙岩样的裂纹起裂或裂纹快速扩展阶段逐渐远离峰值, 对此在讨论部分再进行详细分析。此外, 随着湿度增加, 试样应力-应变曲线波动增加, 产生的裂纹宽度增加, 且大多数沿应力加载方向扩展, 其中对比失稳破坏时, 其余 3 种状态下的试样仅有单侧岩桥贯通, 100%RH 下的岩样两侧岩桥均贯通。

4.2 裂隙砂岩裂纹演化与破坏模式分析

图 12 为 4 种湿度影响下典型岩样宏观裂纹的发育情况。斜剪切裂纹、主要裂纹以及次要裂纹分别用不同颜色的线进行标记, 依次是红色、黑色以及蓝色。根据试验结果可知, 试样的破坏通常由多种裂纹类型组合而成, 且湿度对岩样的裂纹萌生类型产生明显影响。以干燥岩样为例, 其裂纹演化类型多样, 分别有反抗拉裂纹、远场裂纹, 次级裂纹与翼形裂纹 (图 12 (a))。本次试验裂纹演化的总体特征有: 裂隙岩样在 4 种不同的湿度环境中 60 d 后, 最先出现的是远场裂纹, 该裂纹主要出现于上端部。随后出现的是拉伸裂纹, 其宏观表现为翼形裂纹, 但岩样破坏的最主要原因并不是因拉伸裂纹而导致的。例如, 对于干燥岩样来说, 反抗拉与翼形裂纹会因应力的上升而在其发育过程中逐渐向共面或者非共面次级裂纹演变, 这才是岩样剪切破坏的最终原因 (图 12 (a))。以 80%RH 高湿处理后的岩样为例, 反抗拉裂纹在拉伸裂纹中是一种较为特殊的存在, 通常情况下与翼形裂纹一同出现 (图 12 (b))。存在剪切破坏的试样中, 主要是以共面次级裂纹的形式体现, 且多出现于 90%RH 以下的湿度环境中。此外, 在湿度达到 90%RH 之前, 会有横向裂纹萌生, 其初始起裂位置在预致裂隙的尖端, 并向着与应力加载垂直的方向延伸, 一直发展至岩样边界, 最后交汇于其他裂纹或演变成其他裂纹 (图 12 (a), (b), (c))。在相同的载荷速率下, 预制裂隙的尖端发生扩展的首先是翼形裂纹, 应力加载过程中翼形裂纹会逐渐演变为次级裂纹, 共面次级裂纹会因为湿度的增加而成为主要宏观裂纹, 这也是导致岩样最

终拉伸破坏的关键因素。100%RH 下，拉伸裂纹主要以共面次级裂纹与翼形裂纹混合形式出现，且不会转变成剪切裂纹（图 12（d））。干燥岩样中的反抗拉裂纹和非共面次级裂纹是导致剪切破坏的直接因素（图 12（a））。除此之外，将全部破坏岩样形态（含未展示的）结合来看，试样在受载过程中新生成的裂纹会随着环境湿度的上升而逐渐减少，高湿度下只会显示出导致试样失稳破坏的主要裂纹。根据前文有关水岩作用总结可知，干燥试样受载时，其本身质地紧密，因此，新裂纹发育充分。而经过高湿处理后的试样内部结构已经发生改变，受载前已经萌生部分微裂隙，同样的载荷速率使得颗粒重排列时间相对较短，造成因高湿产生的内部新增缺陷不能充分发育，因此试样破坏时表面新生的宏观裂纹数量相对较少。

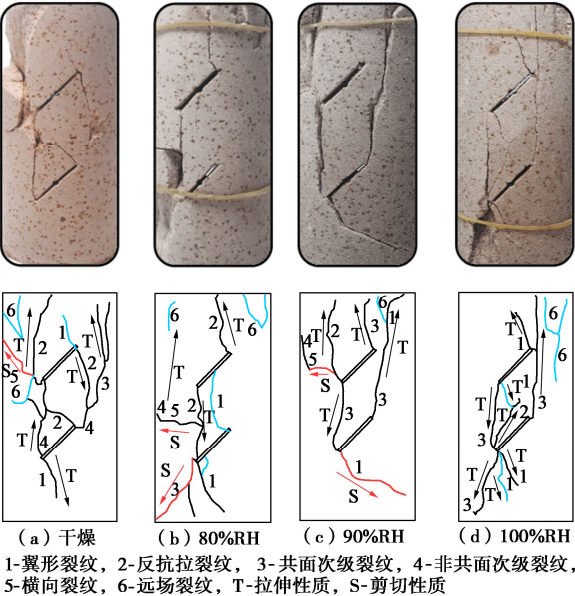


图 12 单轴压缩下裂隙试样的裂纹发育图

Fig. 12 Crack propagation law of fractured sandstone specimen under uniaxial compression

除裂纹扩展类型外，对裂隙砂岩的极限破坏模式进行分析。由试验结果看出，不同湿度下岩样的极限破坏模式有剪切破坏、拉伸破坏和剪切/拉伸混合破坏 3 种（图 13）。

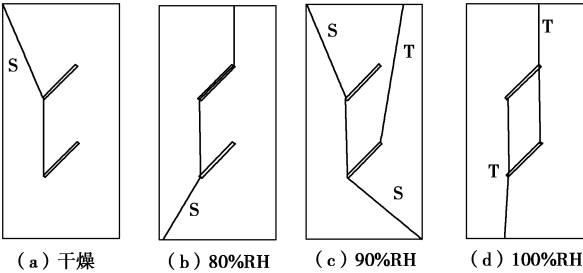


图 13 裂隙岩样破坏模式图

Fig. 13 Failure modes of fracture sandstones

由图 13 可知，剪切破坏模式作为为干燥岩样的主

要选择，环境湿度的升高会导致横向裂纹不再出现，破坏模式由剪切向拉伸破坏转变，如湿度为 80%RH 和 90%RH 时，试样主要呈拉伸与剪切的混合型破坏，最高湿度水平（100%RH）下，岩样的极限破坏模式为 T 型的纯拉伸破坏。

5 高湿影响裂纹演化机制讨论

5.1 高湿对裂纹起裂应力的影响

图 14 为湿度对平行双裂隙砂岩起裂应力 σ_{ci} 的影响曲线，为利于比较，图中还给出因湿度变化的岩样峰值强度曲线。其中 σ_{ci} 为初始裂纹萌生时所对应的应力值。据图 14 可知，湿度和起裂应力两者的关系相似于峰值强度的变化趋势，即因湿度上升而总体下降。当湿度由干燥增加到 90% RH 时，预制平行双裂隙砂岩的平均起裂应力近似线性由 12.12 MPa 降至 2.14 MPa，但有一点不同，即 100%RH 下试样的平均起裂应力 4.11 MPa 大于 90%RH 下试样的平均起裂应力 2.14 MPa。

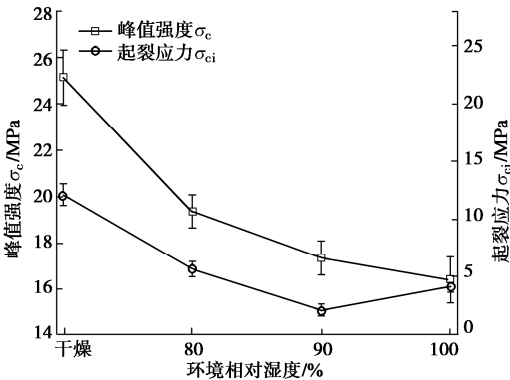


图 14 湿度对平行双裂隙砂岩起裂应力的影响

Fig. 14 Effects of humidity on initiation stress of fractures in parallel double-fissure sandstones

5.2 高湿对裂纹贯通应力的影响

图 15 为湿度对平行双裂隙砂岩贯通应力的影响关系曲线，图中同样给出峰值强度曲线。贯通应力则定义为在预制的两条裂隙间岩桥贯通所对应的应力，若试样存在两处贯通，则选取第一次贯通时的应力。可见，贯通应力与湿度之间的关系与峰值强度变化趋势也类似，随着湿度的增大总体呈减小的变化规律，但不同的是，90%RH 下的平均贯通应力出现上升的趋势。当湿度由干燥增加到 80%RH 时，预制平行双裂隙砂岩的平均贯通应力由 19.90 MPa 降到 10.91 MPa；而当湿度由 80%RH 增大到 90%RH 时，平均贯通应力由 10.91 MPa 又升到 12.83 MPa，且 100%湿度下的平均贯通应力比 80%RH 下的平均贯通应力稍有下降，且降幅不大。

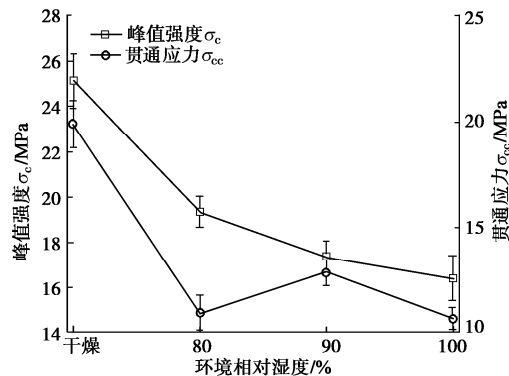


图 15 湿度对平行双裂隙砂岩贯通应力的影响

Fig. 15 Effects of humidity on penetration stress in parallel double-fissure sandstones

5.3 高湿作用下预制平行双裂隙砂岩力学参数劣化机制

砂岩作为一种典型的沉积岩, 内部含有一些初始缺陷, 导致气态水分子很容易进入。当湿度升高时, 试样表面以及两条贯通裂隙接触到的水分子数量增加, 部分矿物通过水岩作用进行离子交换和水解, 形成二氧化硅以及次生矿物高岭石, 加上本身携带的少量伊利石和蒙脱石, 这 3 种亲水性矿物吸水膨胀性强, 形成内外应力差, 表层的矿物颗粒因此掉落, 裂隙与孔隙趁机渐渐发展, 生成更多水岩接触面。同时, 长石矿物与钙质胶结物的水岩作用会因水分吸收、水分子渗透而迅速发展。在烘干过程中, 水溶性矿物随水分子蒸发而迁移, 导致渗透渠道与孔隙的生成。在上述作用下, 砂岩结构趋于松散, 这体现在两方面: ①矿物颗粒框架慢慢软化; ②内部微细观的孔、裂隙发育。因此试样在高湿作用下发生劣化效应, 反映在预制平行双裂隙岩样的弹性模量、峰值强度和应变都呈减小趋势。这也是岩样裂纹演化和破坏模式变化的原因所在。

6 结 论

(1) 随着环境湿度的增加, 裂隙砂岩原致密片状结晶形态呈现出团絮状形态, 结构疏松程度加大, 层间分界变得模糊, 微裂隙和微孔隙的数量增多, 高湿软化接触面的矿物颗粒结合内外应力差使其脱落, 其紧实的微观结构趋于松散, 质量减少, 削弱其宏观力学性能。

(2) 环境湿度对试样裂纹扩展及破坏模式具有明显影响, 随着湿度的增加, 裂纹萌生类型因湿度的加大从翼形裂纹演化为反抗拉裂纹, 导致破坏模式从剪切破坏过渡到拉伸破坏。

(3) 预制平行双裂隙砂岩贯通、起裂应力和湿度

三者的关系类似于峰值强度的变化趋势, 即因湿度的上升而总体下降, 但 100%湿度下的起裂应力和 90%湿度下的贯通应力出现反常偏高。

(4) 探讨了湿度对预制平行双裂隙砂岩力学参数的影响机制。高湿作用对试样的力学参数起劣化作用, 当相对湿度较高时, 试件弹性模量、峰值强度和峰值应变均有所降低, 泊松比则增大。裂隙尖端在高湿环境下产生水压作用发生劈裂, 削弱颗粒之间摩擦力, 从而在单轴压缩过程中促进裂纹的扩展, 也就是加速裂隙砂岩的破坏。

参考文献:

- [1] 杨圣奇, 戴永浩, 韩立军, 等. 断续预制裂隙脆性大理岩变形破坏特性单轴压缩试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(12): 2391 - 2404. (YANG Sheng-qi, DAI Yong-hao, HAN Li-jun, et al. Uniaxial compression experimental research on deformation and failure properties of brittle marble specimen with pre-existing fissures[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(12): 2391 - 2404. (in Chinese))
- [2] 袁 媛, 潘鹏志, 赵善坤, 等. 基于数字图像相关法的含填充裂隙大理岩单轴压缩破坏过程研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, 37(2): 339 - 351. (YUAN Yuan, PAN Peng-zhi, ZHAO Shan-kun, et al. The failure process of marble with filled crack under uniaxial compression based on digital image correlation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, 37(2): 339 - 351. (in Chinese))
- [3] BOBET A, EINSTEIN H H. Fracture coalescence in rock-type materials under uniaxial and biaxial compression[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1998, 35(7): 863 - 888.
- [4] ZHOU T, ZHU J B, JU Y, et al. Volumetric fracturing behavior of 3D printed artificial rocks containing single and double 3D internal flaws under static uniaxial compression[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2019, 205: 190 - 204.
- [5] 赵延林, 万 文, 王卫军, 等. 类岩石材料有序多裂纹体单轴压缩破坏试验与翼形断裂数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(11): 2097 - 2109. (ZHAO Yan-lin, WAN Wen, WANG Wei-jun, et al. Fracture experiments on ordered multi-crack body in rock-like materials under uniaxial compression and numerical simulation of wing cracks[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(11): 2097 - 2109. (in Chinese))
- [6] 何满潮. 深部软岩工程的研究进展与挑战[J]. 煤炭学报, 2014, 39(8): 1409 - 1417. (HE Man-chao. Progress and

- challenges of soft rock engineering in depth[J]. Journal of China Coal Society, 2014, **39**(8): 1409 - 1417. (in Chinese))
- [7] 方晓阳. 21 世纪环境岩土工程展望[J]. 岩土工程学报, 2000, **22**(1): 1 - 11. (FANG Xiao-yang. Environmental geotechnology-perspective in the 21st century[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, **22**(1): 1 - 11. (in Chinese))
- [8] PANP Z, MIAO S T, JIANG Q, et al. The influence of infilling conditions on flaw surface relative displacement induced cracking behavior in hard rock[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2020, **53**(10): 4449 - 4470.
- [9] DUNNING J, DOUGLAS B, MILLER M, et al. The role of the chemical environment in frictional deformation: Stress corrosion cracking and comminution[J]. Pure and Applied Geophysics, 1994, **143**(1/2/3): 151 - 178.
- [10] ESTERHUIZEN G S, DOLINAR D R, ELLENBERGER J L. Pillar strength in underground stone mines in the United States[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2011, **48**(1): 42 - 50.
- [11] NARA Y, TANAKA M, HARUI T. Evaluating long-term strength of rock under changing environments from air to water[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2017, **178**: 201 - 211.
- [12] 陈建生, 李平, 王涛, 等. 青藏高原东缘水库绕坝基渗流化学溶蚀研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(4): 610 - 616. (CHEN Jian-sheng, LI Ping, WANG Tao, et al. Chemical dissolution of seepage around dam foundation of a reservoir in eastern margin of the Tibetan Plateau[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(4): 610 - 616. (in Chinese))
- [13] 李二强, 冯吉利, 张龙飞, 等. 水-岩及风化作用下层状炭质板岩巴西劈裂试验研究[J]. 岩土工程学报, 2021, **43**(2): 329 - 337. (LI Er-qiang, FENG Ji-li, ZHANG Long-fei, et al. Brazilian tests on layered carbonaceous slate under water-rock interaction and weathering[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, **43**(2): 329 - 337. (in Chinese))
- [14] ZHAO Y L, ZHANG L Y, LIAO J, et al. Experimental study of fracture toughness and subcritical crack growth of three rocks under different environments[J]. International Journal of Geomechanics, 2020, **20**(8): 0402128.
- [15] 工程岩体试验方法标准: GB/T50266—2013[S]. 2013. (Standard for Test Methods of Engineering Rock Mass: GB/T 50266—2013[S]. 2013. (in Chinese))
- [16] 陈伟, 万文, 谢森林. 岩石力学实验温湿度及酸性环境控制模拟装置及模拟方法: CN210243364U[P]. 2019-08-30. (CHEN Wei, WAN Wen, XIE Sen-lin. Rock mechanics experiment temperature, humidity and acid environment control simulation device: CN210243364U[P]. 2019-08-30. (in Chinese))
- [17] 刘杰, 李建林, 张玉灯, 等. 宜昌砂岩不同 pH 值酸性溶液浸泡下时间比尺及强度模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(11): 2319 - 2327. (LIU Jie, LI Jian-lin, ZHANG Yu-deng, et al. Study of time scale and strength model of Yichang sandstone under different pH values of acidic solution immersion[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(11): 2319 - 2327. (in Chinese))
- [18] 苗胜军, 蔡美峰, 冀东, 等. 酸性化学溶液作用下花岗岩损伤时效特征与机理[J]. 煤炭学报, 2016, **41**(5): 1137 - 1144. (MIAO Sheng-jun, CAI Mei-feng, JI Dong, et al. Aging features and mechanism of Granite's damage under the action of acidic chemical solutions[J]. Journal of China Coal Society, 2016, **41**(5): 1137 - 1144. (in Chinese))
- [19] 岩石物理力学性质试验规程: DZ/T0276.25—2015[S]. 2015. (Test Procedure for Physical and Mechanical Properties of Rocks: DZ/T0276.25—2015[S]. 2015. (in Chinese))
- [20] 杨慧, 曹平, 江学良. 水-岩化学作用等效裂纹扩展细观力学模型[J]. 岩土力学, 2010, **31**(7): 2104 - 2110. (YANG Hui, CAO Ping, JIANG Xue-liang. Micromechanical model for equivalent crack propagation under chemical corrosion of water-rock interaction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(7): 2104 - 2110. (in Chinese))
- [21] MIAO S T, PAN P Z, WU Z H, et al. Fracture analysis of sandstone with a single filled flaw under uniaxial compression[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2018, **204**: 319 - 343.

DOI: 10.11779/CJGE202111017

倾斜荷载下能量桩受力变形特性三维有限元分析

龚建清, 彭文哲*

(湖南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410082)

摘要: 基于已有试验和数值分析, 针对倾斜荷载下能量桩的受力变形特性, 通过优选桩-土材料参数、边界条件、分析步及网格类型等, 实现了考虑热-力耦合作用的能量桩三维有限元模拟。进而通过与模型试验及二维数值所得桩顶沉降的对比分析, 验证了三维有限元建模方法的合理性。最终通过改变竖向荷载、水平荷载及温差 3 个主要影响因素, 探讨了桩顶沉降、桩侧摩阻力、水平位移及桩身弯矩变化规律, 并提出相应的能量桩工程设计建议。研究表明, 当温差 $\Delta T > 0^\circ\text{C}$ 时, 桩体将产生热膨胀, 甚至出现向上的位移, 但其沉降-荷载曲线将随着竖向荷载的增大而逐渐趋近 $\Delta T = 0^\circ\text{C}$ 工况, 桩侧摩阻力在桩身上、中部为负, 在桩身下部为正, 水平位移及桩身弯矩均大于 $\Delta T = 0^\circ\text{C}$ 工况; 当 $\Delta T < 0^\circ\text{C}$ 时, 桩身上、中部桩侧摩阻力为正, 下部桩侧摩阻力为负, 桩顶水平位移有所增大, 但其原因不同于 $\Delta T > 0^\circ\text{C}$ 工况, 桩身弯矩小于 $\Delta T = 0^\circ\text{C}$ 工况。

关键词: 能量桩; 有限元分析; 倾斜荷载; 受力变形特性; 约束条件

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-2105-07

作者简介: 龚建清(1963—), 男, 副教授, 博士, 主要从事土木工程材料性能及其应用方面的研究工作。E-mail: gongjianqing@hnu.edu.cn.

Three-dimensional finite element analysis of stress and deformation characteristics of energy piles under inclined loads

GONG Jian-qing, PENG Wen-zhe

(College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: The three-dimensional finite element simulation for energy piles with thermo-mechanical coupling effects is implemented by optimizing the pile-soil material parameters, boundary conditions, steps and grid types, etc. In this analysis, the stress and deformation characteristics of energy piles under inclined loads are investigated based on the existing experimental and numerical results. Further, the modelling method is validated by comparing the settlements at pile head from this study and those from the model tests and two-dimensional numerical simulations. Finally, the laws of settlements at pile head, frictions at pile side, lateral displacements and bending moments are explored through the variation of three main influence factors: vertical loads, lateral loads and temperature differences, and the corresponding suggestions for engineering design of energy piles are proposed. The results show that when the temperature difference $\Delta T > 0^\circ\text{C}$, the thermal expansion will appear and the vertical displacement atop the pile is even upward. However, with the increase of vertical loads, the settlement-load curves will gradually tend to the curve when $\Delta T = 0^\circ\text{C}$. Besides, the frictions at pile side are negative on the upper and middle parts of piles, and are positive on the lower part of piles. The lateral displacements and bending moments when $\Delta T > 0^\circ\text{C}$ are both greater than those when $\Delta T = 0^\circ\text{C}$. When $\Delta T < 0^\circ\text{C}$, the frictions at pile side are positive on the upper and middle parts of piles, and are negative on the lower part of piles. The lateral displacements at top of the pile when $\Delta T > 0^\circ\text{C}$ are greater than those when $\Delta T = 0^\circ\text{C}$, the reason is different from that when $\Delta T > 0^\circ\text{C}$, and the bending moments are less than those when $\Delta T = 0^\circ\text{C}$.

Key words: energy pile; finite element analysis; inclined load; deformation characteristic; constraint condition

0 引言

能量桩是一项结合桩基埋管换热工艺与地源热泵技术的节能减排技术^[1], 已逐渐受到国内外工程与学术界的广泛关注。在高层建筑工程及具有桥面融雪系统的桥梁工程中, 一方面, 能量桩需承担上部结构传

递的倾斜荷载(包括上部结构自重引起的竖向荷载与风荷载、车辆制动荷载等水平荷载); 另一方面, 还要

基金项目: 国家自然科学基金项目(51978255)

收稿日期: 2021-03-01

*通信作者(E-mail: wzpeng@hnu.edu.cn)

承受桩-土换热引起的温度荷载。因此,热(温度荷载)-力(结构荷载)耦合作用下的能量桩承载机理与受力变形特性较为复杂,不同于常规工程桩,是目前影响能量桩这一新型技术推广应用的关键问题之一。

近年来,能量桩相关研究已有了较大的进展,开始从热响应测试与传热理论研究^[2-4]逐渐转向结构响应规律及机理分析^[5]。然而,针对倾斜荷载下能量桩受力变形特性的研究似未见报道,现有研究多聚焦于竖向荷载下能量桩的沉降与应力分析。现场试验方面,Laloui 等^[6]探究了热-力耦合作用下能量桩的附加应力分布规律; Bourne-Webb 等^[7]提出了降温工况下能量桩将产生附加温度拉应力及附加沉降,再度升温后,仍存在部分不可恢复的沉降;桂树强等^[8]通过单次冷热循环,揭示了附加温度应力与冷热循环下不可恢复沉降的形成原因;路宏伟等^[9]分析了摩擦型能源桩的荷载传递特性,升温或降温工况下,分别在桩身上部或下部出现负摩阻力,且桩顶竖向荷载可弱化升温导致的负摩阻力效应;方金城等^[10]着重分析能量桩热力学特性及其对桩周土体的影响规律;任连伟等^[11]初步探讨了冷热循环下能量桩的附加温度应力与桩侧摩阻力演化规律。模型试验方面,黄旭等^[12],孔纲强等^[13]提出了附加温度应力受桩周约束条件影响,降温工况下桩端甚至可能出现较大拉应力,且多次冷热循环下能量桩的累计沉降将影响上部结构的安全性;随后,陆浩杰等^[14]以长期冷热循环下摩擦型桩为研究对象,初步探讨了桩顶累积沉降的形成机理;此外,刘干斌等^[15]探究了在常温、升温与降温 3 种工况下桩周土体的热固结过程及桩侧负摩阻力的发挥机制。理论研究方面,Cesar 等^[16]在桩单元压缩量计算中考虑温度影响,然其荷载传递函数假定为折线型,故难以考虑冷热循环过程中塑性变形的累积;Suryatriyastuti 等^[17]提出了一个包含硬化-软化机制的侧摩阻力-深度循环函数,以反映冷热循环过程中能量桩的承载力变化;此外,费康等^[18]引入双曲线型荷载传递函数与 Modjoin 法则模拟冷热循环过程,并通过刚度折减近似考虑塑性变形的积累。相比而言,数值模拟方面的研究工作相对较少^[19-21],且多为基于竖向荷载下单桩的轴对称性质的二维数值分析。综上,针对竖向荷载下的能量桩沉降与应力分析,已取得了较多的成果;但实际工程中,桩基往往不止承受单一竖向荷载,水平荷载(风荷载、车辆制动荷载等)的影响也是不容忽视的。因而,对倾斜荷载下能量桩的受力变形特性展开三维数值分析是有必要的。

鉴于此,本文基于已有试验及数值分析,借助 ABAQUS 有限元软件,建立了倾斜荷载工况下考虑热-力耦合作用的能量桩三维数值模型:①通过与模型试

验及二维数值结果的对比分析,验证本文三维建模方法及参数选取的合理性;②在此基础上,探究桩顶竖向荷载和温差对沉降及桩侧摩阻力变化规律的影响,并分析桩顶沉降的变化原因及负摩阻力的发挥机制;③通过桩身水平位移与桩身最大弯矩演化规律,分析升温及降温工况下,能量桩内力变形发生变化的原因;④定量分析桩顶沉降、桩顶水平位移及桩身最大弯矩值随温差变化的关系,并定义各自的增大系数以便求解其他工况下的桩身响应;⑤基于上述分析,提出相应的能量桩工程设计建议。

1 三维有限元模型建立

本文拟通过优选几何尺寸、桩-土材料参数、边界条件、分析步与网格类型等,借助 ABAQUS 有限元软件进行数值试验,揭示热-力耦合作用下能量桩的受力变形特性,并通过 MATLAB 平台对数值结果进行后处理。

1.1 几何模型建立及参数选取

以某能量桩^[19]为例,桩径 $D=1.5\text{ m}$,桩长 $L=8.2\text{ m}$,由于桩轴线 2 倍桩径范围外,土体温度变化基本可以忽略^[20-21],并考虑边界效应的影响,将数值模型中桩周土体尺寸取为半径为 10 m ,深度为 20 m 的圆柱体,即桩端与土体底面的垂直距离为 11.8 m 。桩-土界面设置接触,将桩-土界面摩擦角考虑为 $\delta=24.5^\circ$ 。桩体混凝土采用弹性本构模型,混凝土密度 ρ_p 为 2200 kg/m^3 ,孔隙率 n_p 为 0.15 ;桩周砂土选择 Mohr-Coulomb 理想弹塑性模型,内摩擦角、黏聚力及剪胀角分别为 $\varphi=35^\circ$, $c=1\text{ kPa}$ 和 $\psi=9.40^\circ$,土颗粒密度 ρ_s 为 2650 kg/m^3 ,孔隙率 n_s 为 0.42 ;此外,弹性模量 E 、泊松比 ν 、线膨胀系数 α 、导热系数 λ 、比热容 c_s 等桩-土材料热力学参数如表 1 所示。

表 1 桩-土材料参数

Table 1 Material parameters of pile and soil					
材料	E /MPa	ν	α /($\mu\text{e}\cdot^\circ\text{C}^{-1}$)	λ /($\text{W}\cdot(\text{m}\cdot^\circ\text{C}^{-1})$)	c_s /($\text{J}\cdot(\text{kg}\cdot^\circ\text{C}^{-1})$)
砂土	78	0.30	10	0.25	930
混凝土	33	0.25	16	1.7	930

1.2 边界、荷载条件及网格划分

能量桩三维数值模型的边界条件:①力学边界条件。土体底面视为固定边界条件,土体侧面约束径向位移,顶面自由;②温度边界条件。除桩顶外,模型外边界的温度均始终与初始温度 T_0 保持一致。

能量桩的荷载施加考虑采用在 Edit keywords 中材料属性后加上“initial condition, type=stress, geostatic”的方法对桩-土模型进行地应力平衡,同时考虑桩-土自重引起的初始地应力,将土压力系数取为

$K_0=1-\sin\varphi=0.43$; 在施加重力荷载后, 再以均布应力的形式在桩顶施加竖向荷载 P ; 已知桩体与桩周土体的初始温度为 $T_0=25^\circ\text{C}$, 分别将桩体升温至 32°C , 37°C , 43°C , 令温差 $\Delta T=T_1-T_0$, 则温差为 7°C , 12°C 与 18°C , 此时, 桩顶应力分别为 396, 436, 476 kPa^[19]。该算例的温度变化路径如图 1 所示, 可通过自定义幅值曲线 amplitude 实现。

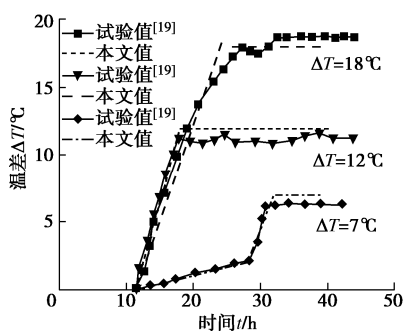


图 1 桩体温度变化曲线

Fig. 1 Variation of temperature of energy piles

为进行完全热-力耦合分析, 桩体和土体均采用 C3D8T (coupled temperature-displacement) 特定网格类型, 以保证网格的质量与分析的精确度。此外, 为兼顾计算精度与计算效率, 采用结构化网格技术对桩体进行网格划分, 沿径向与桩长方向均匀划分, 共 960 个桩体网格单元; 对于较为复杂的土体模型, 通过定义 partition 并结合扫描网格技术对其进行网格划分, 靠近桩体部分网格密集, 远离桩体部分网格疏松, 共 5240 个土体网格单元, 如图 2 所示。

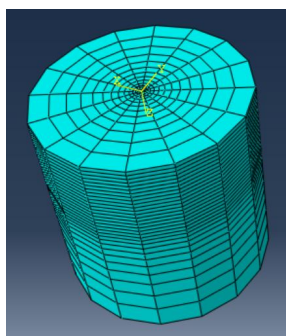


图 2 三维数值模型

Fig. 2 Three-dimensional numerical modelling

2 数值模型验证

将桩顶附加沉降曲线与 Rotta 等^[19]的模型试验及二维数值结果进行对比, 并规定竖直向下为正方向, 如图 3 所示。

由图 3 可知, 本文三维有限元模型计算结果与 Rotta 等^[19]的试验及二维数值分析结果吻合较好, 尤

其是初始阶段与最终阶段; 而中间阶段模拟结果偏大的原因主要是试验中桩身温度荷载不均匀^[19]。此外, 本文值与 Rotta 等^[19]二维数值结果的误差可能是桩-土界面接触、模型尺寸、网格划分等导致的, 其中, Rotta 等^[19]在桩-土之间单独设置一薄层模拟桩-土界面, 而本文则采用设置接触对的方法进行模型。由此可见, 本文三维有限元分析可以较好地模拟热-力耦合作用下能量桩的受力变形特性。

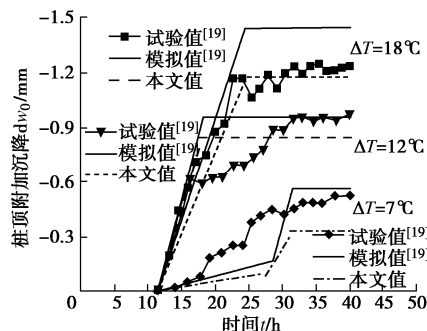


图 3 桩顶附加沉降曲线与试验及二维数值分析结果对比

Fig. 3 Comparison among additional pile head settlement curves, experimental and two-dimension numerical results

3 受力变形特性

为进一步分析倾斜荷载作用下能量桩的受力变形特性, 仍基于上述算例, 探究桩顶沉降、桩侧摩阻力、水平位移及桩身弯矩的变化规律。在此分析中, 考虑竖向荷载在 $0\sim 4000$ kN 变化, 水平荷载在 $0\sim 800$ kN 变化^[22], 温差 ΔT 工况主要考虑为 0 , $\pm 7^\circ\text{C}$, $\pm 12^\circ\text{C}$, $\pm 18^\circ\text{C}$ 。

3.1 桩顶沉降变化规律

考虑到桩顶沉降受水平荷载影响较小, 故固定 $H=200$ kN 条件不变, 通过改变桩顶竖向荷载 P 和温差 ΔT , 探讨桩顶沉降的变化规律, 如图 4 所示。图中, 规定竖向位移向下为正, 向上为负。

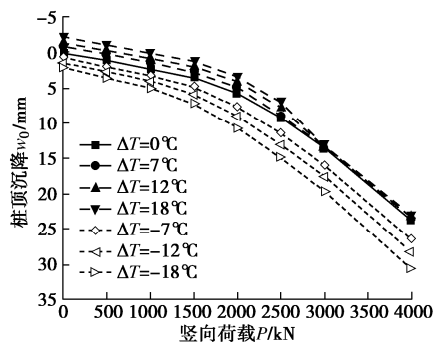


图 4 桩顶沉降 - 竖向荷载曲线

Fig. 4 Curves of pile-head settlement-vertical load

由图 4 可知, 当 $\Delta T < 0^\circ\text{C}$ 时, 桩顶沉降 w_0 明显大于 $\Delta T \geq 0^\circ\text{C}$ 工况, 其主要原因为降温工况下桩顶收缩

方向与竖向荷载方向一致，其沉降量为桩顶竖向荷载与温度荷载共同作用造成的^[9]；当 $\Delta T=-18^{\circ}\text{C}$ 时，无荷载与 $P=1000\text{ kN}$ 工况下的桩顶沉降值分别为 2.077 ， 4.975 mm ；而当 $T=0^{\circ}\text{C}$ 时，无荷载与 $P=1000\text{ kN}$ 工况下的桩顶沉降值分别为 0 ， 2.230 mm ；显然，桩体降温收缩引起的桩顶附加沉降是不容忽视的。反之，当 $\Delta T>0^{\circ}\text{C}$ 时，桩体将产生热膨胀，在 $P=0\text{ kN}$ 与 $P=500\text{ kN}$ 时，甚至会出现向上的位移 (-2.230 ， -1.103 mm)，此时桩顶膨胀方向与竖向荷载方向相反，桩侧摩阻力变化较为复杂，但随着竖向荷载的增大，在桩顶荷载与桩端持力层的共同约束下，升温对桩顶沉降的影响逐渐减弱， w_0-P 曲线逐渐趋近 $\Delta T=0^{\circ}\text{C}$ 工况。在实际工程中，桩顶与桩端往往存在约束，沉降随温差的变化受到限制，故能量桩在正常使用状态下，将在桩顶与桩端产生不可忽视的附加温度应力（压应力或拉应力）。因此，在能量桩设计时，应对附加温度应力（尤其是拉应力）进行初步估算，使其低于桩体混凝土抗压及抗拉强度，并适当提高桩顶与桩端钢筋配筋率。

为定量分析温差 ΔT 对桩顶沉降 w_0 的影响，定义 $\alpha(w_0)=\Delta w_0/w_0(\Delta T=0^{\circ}\text{C})$ 为桩顶沉降增大系数，其中， Δw_0 为竖向荷载相同时，某温差工况下桩顶沉降与 $\Delta T=0^{\circ}\text{C}$ 工况下桩顶沉降 $w_0(\Delta T=0^{\circ}\text{C})$ 的差值，探究桩顶沉降增大系数随温差的变化规律，如图 5 所示。由图 5 可知，桩顶沉降增大系数与温差的关系近似呈线性增大，其斜率随竖向荷载增大而减小，规律较为清晰，故对图中 4 条曲线进行拟合，可得其统一表达如下所示：

$$\alpha(w_0)=25.551\Delta T\cdot P^{-0.865}。 \quad (1)$$

其余温差与荷载工况下桩顶沉降可通过式 (1) 计算出桩顶沉降增大系数 $\alpha(w_0)$ ，并结合 $\Delta T=0^{\circ}\text{C}$ 工况下桩顶沉降进行求解。

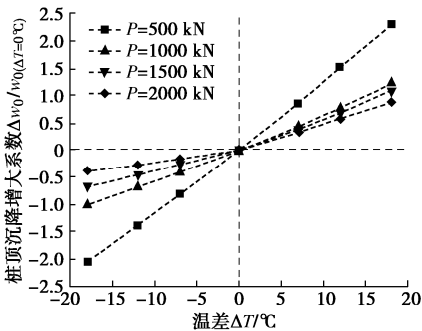


图 5 桩顶沉降增大系数 - 温差曲线

Fig. 5 Curves of increment coefficient of pile-head settlement-temperature difference

3.2 桩侧摩阻力变化规律

能量桩升温或降温时，桩体与桩周土体将产生相对位移，引起桩侧摩阻力的变化，不同深度土体的侧摩阻力可通过轴力及桩体自重求解。图 6 为不同温差

工况下($P=0$)桩侧摩阻力 q_s 随深度分布的情况。图中，规定桩侧摩阻力向上为正，向下为负。

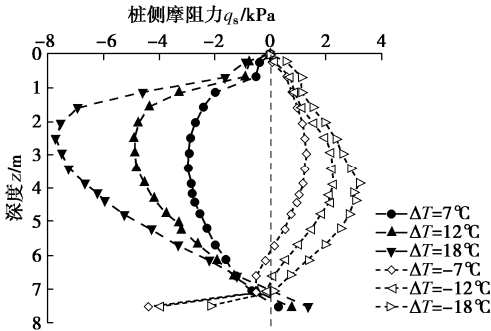


图 6 温度荷载下桩侧摩阻力分布

Fig. 6 Distribution of pile-side frictions under temperature loads

由图 6 可知，本文数值所得桩侧摩阻力沿深度方向的分布规律与 Laloui 等^[6]、Bourne-Webb 等^[7]、孔纲强等^[4, 13]的研究成果一致；中性点位置约在 $0.8L$ 处，接近 Laloui 等^[6]现场实测的中性点位置，而 Bourne-Webb 等^[7]与孔纲强等^[4, 13]现场实测的中性点位置约在 $0.6L$ 处；中性点位置存在差异的主要原因在于桩端约束条件的不同，本文算例与 Laloui 等^[6]的桩端持力层为砂土或砂岩，弹性模量或单轴抗压强度较大，对能量桩提供的桩端约束远大于 Bourne-Webb 等^[7]与孔纲强等^[4, 13]的黏土持力层，故其中性点位置更靠近桩端。此外，在此分析中，由于桩顶无竖向荷载，故桩体上部的桩侧摩阻力比下部更为明显；当 $\Delta T>0^{\circ}\text{C}$ 时，桩身上、中部桩侧摩阻力为负，负摩阻力最大值为 -8 kPa ，下部桩侧摩阻力为正；当 $\Delta T<0^{\circ}\text{C}$ 时，桩身上、中部桩侧摩阻力为正，摩阻力最大值为 3 kPa ，而下部桩侧摩阻力为负，反映了桩体升温膨胀或降温收缩时，桩周土体对能量桩的约束^[13]。综上，能量桩桩侧摩阻力分布规律及大小受温差影响较大，在能量桩设计时，应充分考虑负摩阻力的影响，如适当提高通长钢筋配筋率、选址时尽量避开高压缩性土层、避免大面积堆载等。

3.3 水平位移变化规律

取 $P=2000\text{ kN}$ ，通过改变桩顶水平荷载 H 和温差 ΔT ，探讨桩身水平位移 y 的变化规律，如图 7 所示（图中位移为桩边缘处水平位移）。由于图中深度 - 水平位移曲线与刚性桩类似，通过计算可得， $\alpha h=2.73\geq 2.5$ （其中 $\alpha=(mb_0/EI)^{0.2}$ ， m 为弹性地基比例系数， b_0 为基桩计算宽度， EI 为抗弯刚度），故可将其视为刚性桩。

由图 7 可知，当 $\Delta T>0^{\circ}\text{C}$ 时，桩顶水平位移 y_0 大于 $\Delta T=0^{\circ}\text{C}$ 的工况，其主要原因为：升温时，桩体沿径向将产生热膨胀，此外，桩端因温度升高而产生桩土共同膨胀，相当于桩周及桩端约束加强^[8]，限制了

桩端位移。反之, 当 $\Delta T < 0^\circ\text{C}$ 时, 桩体沿径向将产生收缩, 然而, 桩土共同收缩将导致桩侧及桩端约束减弱^[8], 旋转中心上移引起桩顶水平位移随之增大, 上述两种作用相互抵消, 尤其在水平荷载较小时 ($H=200\text{ kN}$), 但随着水平荷载的不断增大, 桩体自身径向收缩的影响逐渐可以忽略。此外, 还可以观察到桩端位移与旋转中心深度均随 ΔT 的增大而增大, 表明了温度变化将引起桩周及桩端约束的变化。综上, 升温 and 降温工况下桩顶水平位移均有所增大, 但各自的原因不尽相同, 工程实际中, 若要弱化温差的影响, 可考虑整体加强桩周、桩顶及桩端的侧向约束, 如嵌入岩层或扩大下部桩身半径等。

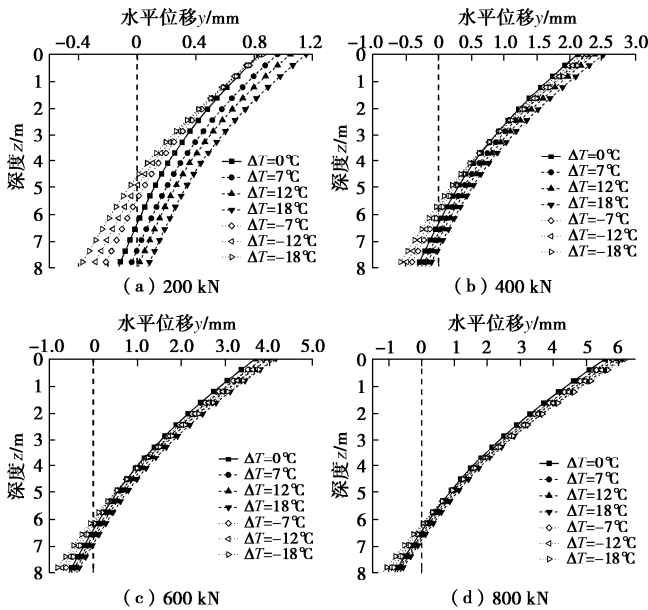


图 7 深度 - 水平位移曲线

Fig. 7 Curves of depth-lateral displacement

为定量分析温差 ΔT 对桩顶水平位移 y_0 的影响, 定义 $\alpha(y_0) = \Delta y_0 / y_0(\Delta T = 0^\circ\text{C})$ 为桩顶水平位移增大系数, 其中, Δy_0 为水平荷载相同时, 某温差工况下桩顶水平位移与 $\Delta T = 0^\circ\text{C}$ 工况下桩顶水平位移 $y_0(\Delta T = 0^\circ\text{C})$ 的差值, 探究桩顶水平位移增大系数随温差的变化规律, 如图 8 所示。由图 8 可知, $\Delta T > 0^\circ\text{C}$ 和 $\Delta T < 0^\circ\text{C}$ 工况下桩顶水平位移均大于 $\Delta T = 0^\circ\text{C}$ 工况, 然其原因却不尽相同。此外, 桩顶水平位移增大系数与温差的关系近似呈线性变化, 其斜率随水平荷载增大而减小, 规律较为清晰, 故对图中 4 条曲线进行拟合, 可得其统一表达式为

$$\alpha(w_0) = \begin{cases} 4.313\Delta T \cdot P^{-1.008} & (\Delta T > 0^\circ\text{C}) \\ -0.006\Delta T & (\Delta T < 0^\circ\text{C}) \end{cases} \quad (2)$$

其余温差与荷载工况下桩顶沉降可通过式 (2) 计算出桩顶水平位移增大系数 $\alpha(y_0)$, 并结合 $\Delta T = 0^\circ\text{C}$ 工况下桩顶水平位移进行求解。

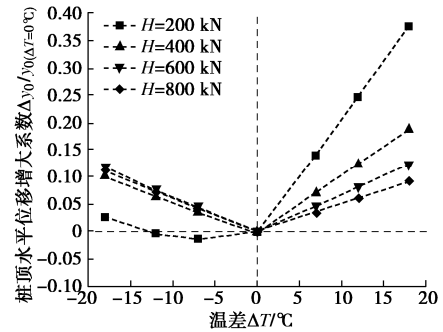


图 8 桩顶水平位移增大系数 - 温差曲线

Fig. 8 Curves of increment coefficient of pile-head deflection-temperature difference

3.4 桩身弯矩变化规律

同样地, 取 $P=2000\text{ kN}$, 通过改变桩顶水平荷载 H 和温差 ΔT , 探讨桩身弯矩 M 的变化规律, 如图 9 所示。

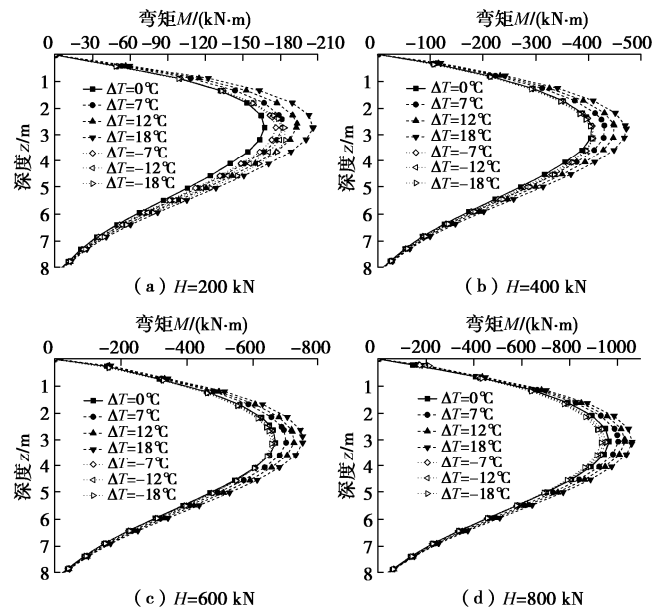


图 9 深度 - 弯矩曲线

Fig. 9 Curves of depth-bending moment

由图 9 可知, 各温差工况下桩身弯矩随深度的变化趋势大致相同。当 $\Delta T > 0^\circ\text{C}$ 时, 桩身弯矩始终表现出增大的趋势, 且其增量随 ΔT 的增大而增大, 其主要原因是桩土升温时桩端及桩周约束加强。当 $\Delta T < 0^\circ\text{C}$ 时, 同一深度桩身弯矩表现出: 在水平荷载较低时, 弯矩增大, 而在水平荷载较高时, 桩身弯矩反而小于 $\Delta T = 0^\circ\text{C}$ 的工况, 其主要原因为: 桩土共同收缩时, 桩端及桩周约束减弱, 基桩变形主要表现为绕旋转中心偏转。此外, 不难看出最大弯矩位置均处于 3 m 深度 ($0.36L$) 附近, 即温差对最大弯矩位置影响较小, 工程设计时应考虑在该深度附近适当提高配筋率, 以避免桩体发生破坏。

为定量分析温差 ΔT 对桩身最大弯矩 M_{\max} 的影响, 定义 $\alpha(M_{\max}) = \Delta M_{\max} / M_{\max}(\Delta T = 0^\circ\text{C})$ 为桩身最大弯矩

增大系数, 其中, ΔM_{\max} 为水平荷载相同时, 某温差工况下桩身最大弯矩与 $\Delta T=0^{\circ}\text{C}$ 工况下桩身最大弯矩 $M_{\max}(\Delta T=0^{\circ}\text{C})$ 的差值, 探究桩身最大弯矩增大系数随温差的变化规律, 如图 10 所示。由图 10 可知, 当 $\Delta T>0^{\circ}\text{C}$ 时, 桩身最大弯矩增大系数与温差的关系近似呈线性变化, 且其斜率随水平荷载增大而减小, 其主要原因为水平荷载增大时, 温度影响相对减弱, 故对图中 4 条曲线 $\Delta T>0^{\circ}\text{C}$ 部分进行拟合, 可得其统一表达式为

$$\alpha(w_0) = 0.2976\Delta T \cdot P^{-0.591} \quad (\Delta T > 0^{\circ}\text{C}) \quad (3)$$

其余 $\Delta T>0^{\circ}\text{C}$ 温差与荷载工况下桩顶沉降可通过式 (3) 计算出桩身最大弯矩增大系数 $\alpha(M_{\max})$, 并结合 $\Delta T=0^{\circ}\text{C}$ 工况下桩身最大弯矩进行求解, 但 $\Delta T<0^{\circ}\text{C}$ 工况下桩身最大弯矩受温差影响较小。

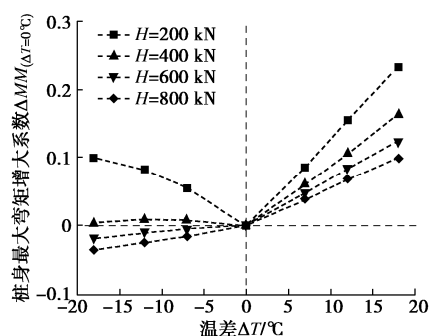


图 10 桩身最大弯矩增大系数-温差曲线

Fig. 10 Curves of increment coefficient of maximum bending moment of energy pile-temperature difference

4 结 论

本文通过与模型试验及二维数值结果的对比, 验证了考虑热-力耦合作用的能量桩三维有限元分析方法合理性, 针对倾斜荷载下能量桩受力变形特性这一问题, 探讨了考虑温差影响的桩顶沉降、桩侧摩阻力、水平位移及桩身弯矩变化规律, 主要得出 4 点结论。

(1) 当 $\Delta T<0^{\circ}\text{C}$ 时, 桩顶沉降 w_0 明显大于 $\Delta T\geq 0^{\circ}\text{C}$ 工况; 而当 $\Delta T>0^{\circ}\text{C}$ 时, 在竖向荷载较小时, 桩顶甚至出现向上的位移, 但其 w_0-P 曲线随着竖向荷载的增大逐渐趋近 $\Delta T=0^{\circ}\text{C}$ 工况。能量桩在正常使用状态下, 将在桩顶及桩端产生不可忽视的附加温度应力 (压应力或拉应力), 因而, 在能量桩设计时, 应对附加温度应力 (尤其是拉应力) 进行初步估算, 使其低于混凝土抗压及抗拉强度, 并适当提高桩顶与桩端钢筋配筋率。

(2) 当 $\Delta T>0^{\circ}\text{C}$ 时, 桩身上、中部桩侧摩阻力为负, 下部桩侧摩阻力为正; 而当 $\Delta T<0^{\circ}\text{C}$ 时, 桩身上、中部桩侧摩阻力为正, 而下部桩侧摩阻力为负。能量桩桩侧摩阻力分布规律及大小受温差影响较大, 在能量桩设计时, 应充分考虑负摩阻力的影响, 如适当提高通长钢筋配筋率、选址时尽量避开高压缩性土层、

避免大面积堆载等。

(3) 升温和降温工况下桩顶水平位移均有所增大, 但其原因不尽相同; 工程实际中, 若要弱化温差的影响, 可考虑整体加强桩周、桩顶及桩端的侧向约束, 如嵌入岩层或扩大下部桩身半径等。

(4) 各温差工况下桩身弯矩随深度的变化趋势大致相同。当 $\Delta T>0^{\circ}\text{C}$ 时, 桩身弯矩始终表现出增大的趋势; 而当 $\Delta T<0^{\circ}\text{C}$ 时, 桩端及桩周约束减弱, 基桩变形主要表现为绕旋转中心偏转, 桩身弯矩小于 $\Delta T=0^{\circ}\text{C}$ 的工况。此外, 最大弯矩位置受温差影响较小, 均处于 3 m 深度 ($0.36L$) 附近, 工程设计时应考虑在该深度附近适当提高配筋率, 以避免桩体发生破坏。

参考文献:

- [1] BRANDL H. Energy foundations and other thermo-active ground structures[J]. Géotechnique, 2006, 56(2): 81 - 122.
- [2] HAMADA Y, SAITOH H, NAKAMURA M, et al. Field performance of an energy pile system for space heating[J]. Energy and Buildings, 2007, 39(5): 517 - 524.
- [3] 任连伟, 孔纲强, 郝耀虎, 等. 基于能量桩现场试验的土体综合热导率系数研究[J]. 岩土力学, 2019, 40(12): 4857 - 4864. (REN Lian-wei, KONG Gang-qiang, HAO Yao-hu, et al. Study of soil comprehensive thermal conductivity coefficient based on field test of energy pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, 40(12): 4857 - 4864. (in Chinese))
- [4] 孔纲强, 吕志祥, 孙智文, 等. 黏性土地基中摩擦型能量桩现场热响应试验[J]. 中国公路学报, 2021, 34(3): 95 - 102. (KONG Gang-qiang, LYU Zhi-xiang, SUN Zhi-wen, et al. Thermal response testing of friction energy piles embedded in clay[J]. China Journal of Highway and Transport, 2021, 34(3): 95 - 102. (in Chinese))
- [5] 刘汉龙, 孔纲强, 吴宏伟. 能量桩工程应用研究进展及 PCC 能量桩技术开发[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(1): 176 - 181. (LIU Han-long, KONG Gang-qiang, NG C W W, et al. Applications of energy piles and technical development of PCC energy piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(1): 176 - 181. (in Chinese))
- [6] LALOU I, NUTH M, VULLIET L. Experimental and numerical investigations of the behaviour of a heat exchanger pile[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2006, 30(8): 763 - 781.
- [7] BOURNE-WEBB P J, AMATYA B, SOGA K, et al. Energy pile test at Lambeth College, London: geotechnical and thermodynamic aspects of pile response to heat cycles[J]. Géotechnique, 2009, 59(3): 237 - 248.

- [8] 桂树强, 程晓辉. 能源桩换热过程中结构响应原位试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(6): 1087 - 1094. (GUI Shu-qiang, CHENG Xiao-hui. In-situ tests on structural responses of energy piles during heat exchanging process[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(6): 1087 - 1094. (in Chinese))
- [9] 路宏伟, 蒋 刚, 王 昊, 等. 摩擦型能源桩荷载-温度现场联合测试与承载性状分析[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(2): 334 - 342. (LU Hong-wei, JIANG Gang, WANG Hao, et al. In-situ tests and thermo-mechanical bearing characteristics of friction geothermal energy piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(2): 334 - 342. (in Chinese))
- [10] 方金城, 孔纲强, 孟永东, 等. 低承台 2×2 能量桩基础单桩运行热力耦合特性研究[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(2): 317 - 324. (FANG Jin-cheng, KONG Gang-qiang, MENG Yong-dong, et al. Thermo-mechanical coupling characteristics of single energy pile operation in 2×2 pile-cap foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(2): 317 - 324. (in Chinese))
- [11] 任连伟, 任军洋, 孔纲强, 等. 冷热循环下 PHC 能量桩热力响应和承载性能现场试验[J]. 岩土力学, 2021, **42**(2): 529 - 536, 546. (REN Lian-wei, REN Jun-yang, KONG Gang-qiang, et al. Field tests on thermo-mechanical response and bearing capacity of PHC energy pile under cooling-heating cyclic temperature[J]. Rock and Soil Mechanics, 2021, **42**(2): 529 - 536, 546. (in Chinese))
- [12] 黄 旭, 孔纲强, 刘汉龙, 等. 循环温度场作用下 PCC 能量桩热力学特性模型试验研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(3): 667 - 673. (HUANG Xu, KONG Gang-qiang, LIU Han-long, et al. Experimental research on thermomechanical characteristics of PCC energy pile under cyclic temperature field[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(3): 667 - 673. (in Chinese))
- [13] 孔纲强, 王成龙, 刘汉龙, 等. 多次温度循环对能量桩桩顶位移影响分析[J]. 岩土力学, 2017, **38**(4): 958 - 964. (KONG Gang-qiang, WANG Cheng-long, LIU Han-long, et al. Analysis of pile head displacement of energy pile under repeated temperature cycling[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(4): 958 - 964. (in Chinese))
- [14] 陆浩杰, 吴 迪, 孔纲强, 等. 循环温度作用下饱和黏土中摩擦型桩变形特性研究[J]. 工程力学, 2020, **37**(5): 156 - 165. (LU Hao-jie, WU Di, KONG Gang-qiang, et al. Displacement characteristics of friction piles embedded in saturated clay subjected to thermal cycles[J]. Engineering Mechanics, 2020, **37**(5): 156 - 165. (in Chinese))
- [15] 刘干斌, 谢琦峰, 范高飞, 等. 饱和黏土中热交换桩承载力特性模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(10): 2535 - 2543. (LIU Gan-bin, XIE Qi-feng, FAN Gao-fei, et al. Model test on bearing capacity characteristics of heat exchanger piles in saturated clays[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(10): 2535 - 2543. (in Chinese))
- [16] CESAR Pasten, SANTAMARINA J Carlos. Thermally induced long-term displacement of thermoactive piles[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, **140**(5): 6014003.
- [17] SURYATRIYASTUTI M E, MROUEH H, BURLON S. A load transfer approach for studying the cyclic behavior of thermo-active piles[J]. Computers and Geotechnics, 2014, **55**(1): 378 - 391.
- [18] 费 康, 戴 迪, 洪 伟. 能量桩单桩工作特性简化分析方法[J]. 岩土力学, 2019, **40**(1): 70 - 80, 90. (FEI Kang, DAI Di, HONG Wei. A simplified method for working performance analysis of single energy piles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(1): 70 - 80, 90. (in Chinese))
- [19] ROTTA LORIA A F, DONNA A D, LALLOU L. Numerical study on the suitability of centrifuge testing for capturing the thermal-induced mechanical behavior of energy piles[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2015, **141**(10): 4015042.
- [20] ROTTA LORIA A F, GUNAWAN A, SHI C, et al. Numerical modelling of energy piles in saturated sand subjected to thermo-mechanical loads[J]. Geomechanics for Energy and the Environment, 2015, **1**: 1 - 15.
- [21] 郝耀虎, 孔纲强, 彭怀风, 等. 桩端约束对桩身热力学特性影响的模拟分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2017, **37**(4): 532 - 539. (HAO Yao-hu, KONG Gang-qiang, PENG Huai-feng, et al. Analysis of thermo-mechanical behavior of single pile influenced by pile tip constraint[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2017, **37**(4): 532 - 539. (in Chinese))
- [22] NG C, ZHANG L M. Three-dimensional analysis of performance of laterally loaded sleeved piles in sloping ground[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2001, **127**(6): 499 - 509.

DOI: 10.11779/CJGE202111018

一种基于持水曲线的市政污泥水分分布测试方法研究

占鑫杰^{1, 2}, 詹良通^{*3, 4}, 林伟岸^{3, 4}, 陈云敏^{3, 4}

(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. 浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058; 4. 浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058)

摘要: 市政污泥的脱水特性与其水分分布特性密切相关, 对市政污泥的水分分布特性开展研究具有重要的理论意义。目前测试污泥水分分布曲线采用热重-差热分析方法, 该方法中试样量仅有 50 mg, 测试结果复现性较差。拟提出一种基于持水曲线的市政污泥水分分布测试方法, 并构建了新测试方法的理论框架。随后采用渗析法联合相对湿度法测试了市政污泥的水分分布曲线, 并与传统的热重差热试验结果进行对比分析。研究表明, 基于持水曲线的污泥水分分布测试方法具有如下特点: 试验量多; 测试过程中试样结构状态变化小; 测试的结合能范围更广泛。

关键词: 市政污泥; 水分分布特性; 水分结合能; 土水势; 持水曲线; 热重差热分析

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-2112-07

作者简介: 占鑫杰(1986—), 男, 高级工程师, 博士, 主要从事地基处理、基础工程和环境岩土工程研究工作。E-mail: xjzhan@nhri.cn。

Moisture distribution in sewage sludge based on soil-water characteristic curve

ZHAN Xin-jie^{1, 2}, ZHAN Liang-tong^{3, 4}, LIN Wei-an^{3, 4}, CHEN Yun-min^{3, 4}

(1. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China; 2. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic

Engineering, Nanjing 210029, China; 3. MOE Key Laboratory of Soft Soils and Geo-environmental Engineering, Zhejiang University,

Hangzhou 310058, China; 4 Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract: The dewatering characteristic of sewage sludge is closely related to its moisture distribution. The researches on the moisture distribution characteristics in the sewage sludge are of important theoretical significance. Currently the measurement of moisture distribution curve of the sewage sludge mainly adopts the thermal gravimetry-differential thermal method, in which the amount of samples is only 50 mg, and the reproducibility of the tests is poor. A new method for measuring the moisture distribution in the sewage sludge based on the soil-water characteristic curve is proposed. Firstly based on the relationship between water potential and bond strength of moisture in the sewage sludge, the formula for bond strength of moisture and matric suction of the sewage sludge is derived. Accordingly the moisture distribution curve of the sewage sludge can be obtained by measuring its soil-water characteristic curve. The osmotic method and the relative humidity method are employed to obtain the moisture distribution curve of the sewage sludge. The results are compared with those based on the combined thermal gravimetry-differential thermal method. The proposed method for the moisture distribution in sewage sludge based on the soil-water characteristic curve has following features: the amount of samples is enough and representative, the change of structure of samples is small during measurement process, and the range of bond strength of measured moisture is wider.

Key words: sewage sludge; moisture distribution characteristic; water-solid bond strength; water potential; soil-water characteristic curve; combined thermal gravimetry-differential thermal method

0 引言

随着经济社会的快速发展, 中国每年的市政污泥产量高达几千万吨。市政污泥脱水技术的研发是工程界关注的焦点问题之一。而市政污泥的脱水特性与其水分赋存形式及分布特性密切相关^[1-2], 因此对污泥的水分分布特性开展深入研究具有重要的理论意义。

1 概述

1.1 污泥水分赋存形式

近年来, 众多学者^[1-4]所定义的污泥水分赋存形

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目 (Gk321002); 南京水利科学研究院中央级公益性科研院所基本科研业务费重点项目 (Y320012)

收稿日期: 2021-03-08

***通信作者** (E-mail: zhanlt@zju.edu.cn)

式成为主流, 即按照污泥中固相与水分的束缚方式划分为自由水、间隙水、表面结合水和内部结合水 (图 1)。其中自由水不受固体颗粒约束, 间隙水存在于污泥颗粒间隙中, 表面结合水吸附在污泥颗粒表面, 内部 (化学) 结合水通过化学键结合于有机质内。上述 4 种水分与污泥颗粒的结合能力依次为内部结合水>表面结合水>间隙水>自由水。

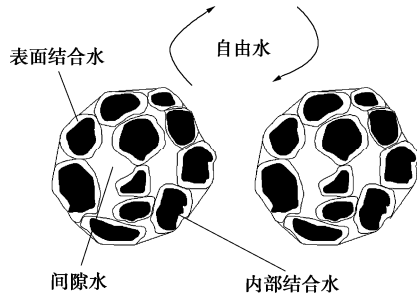


图 1 污泥中不同形式水分

Fig. 1 Forms of moisture in sewage sludge

通过实验准确区分以上 4 种形式水分的含量比较困难, 因此部分研究者仅将污泥中水分划分为“结合水”与“自由水”, 其中“结合水”由于与固体颗粒相互作用而表现出与“自由水”不同的焓值、蒸汽压、熵值、黏滞度和密度。基于以上特性, 研究者提出了不同的污泥结合水测试方法, 主要包括热干燥法、膨胀计法、离心沉降法、热重差热分析法、抽滤法、压滤法和水活度法等^[5-11]。Vaxelaire 等^[11]对上述各种测量方法的试验原理进行了详细描述, 并总结出各方法优缺点: 离心沉降法、膨胀计法、压滤法、抽滤法仅能得到污泥中自由水和结合水的含量, 同时测试过程中会损坏试样的结构; 低温干燥法、水活度法存在测试结果复现性差的问题。谢浩辉^[12]以中国典型市政污泥为研究对象, 分别采用热干燥法、膨胀计法、压滤法、抽滤法、水活度法和热重差热方法测试污泥的结合水含量, 不同方法的测试结果有较大差异, 主要原因是不同方法确定“结合水”的能量范围不同^[12-13]。

1.2 污泥水分分布及其测试方法

随着研究工作的深入, 部分学者通过构建污泥水分分布曲线 (moisture distribution curve) 来描述污泥在不同能量范围内的水分分布特征。污泥水分分布曲线表述的是污泥水分结合能与含水率的连续函数关系。构建污泥水分分布曲线的常用方法是热重差热分析法^[4, 8], 是热物理学科的常用研究手段。然而热重差热分析方法存在以下问题: ①热分析仪中试样量较少 (<50 mg), 平行试验结果有较大误差, 试验结果不具有代表性^[8]; ②污泥试样在水分蒸发过程中发生较大的收缩变形, 其结构状态发生较大改变, 进而导致污泥固相和水分的结合能发生较大变化。

因此需要提出一种新的污泥水分分布测试方法, 该方法具备以下条件: ①试样量足够, 具有一定代表性; ②测试过程中试样结构不能发生较大变化进而影响其水分赋存形式; ③污泥水分分布测试结果能够一定程度解释污泥的脱水特性^[13]。

本文拟采用土水势 (吸力) 来构建污泥的水分分布曲线, 据此提出一种基于持水曲线的水分分布测试方法的理论框架, 并从原理和测试结果两方面对这一方法进行了验证。

2 基于持水曲线的污泥水分分布测试方法的提出

(1) 污泥水分结合能

在热重差热分析中, 纯水蒸发的热焓值为 H_w , 污泥水分蒸发的热焓值为 H_s 。由于污泥颗粒与水分的结合作用, 污泥水分蒸发热焓值 H_s 高于纯水蒸发热焓值 H_w 。因此污泥与水分的结合能 ΔH , 可表述为污泥和纯水蒸发热焓的差值:

$$\Delta H = H_s - H_w, \quad (1)$$

式中, H_s , H_w , ΔH 的单位为 kJ/kg。根据式 (1) 可知, 污泥与水分的结合能 ΔH 越高, 需要的蒸发热焓值 H_s 越高。

(2) 污泥土水势

污泥土水势 ΔE , 是污泥中水分自由能 E_s 相对于纯水自由能 E_w 的降低值^[14-15]:

$$\Delta E = E_s - E_w. \quad (2)$$

(3) 污泥水分结合能、土水势、吸力的关系

污泥水分自由能降低是由于污泥水分与颗粒相结合的结果。因此从物理意义上, 污泥土水势 ΔE 与其水分结合能 ΔE 的关系为

$$\Delta E = -\Delta H. \quad (3)$$

根据热力学理论, 平衡状态下污泥土水势与吸力的关系为^[15-16]

$$\Delta E = -u / \rho_w, \quad (4)$$

式中, ΔE 为污泥土水势 (kJ/kg), u 为吸力 (MPa), ρ_w 为纯水密度 (kg/m³)。

综合式 (3), (4), 得到污泥水分结合能与其吸力的关系为

$$\Delta H = u / \rho_w, \quad (5)$$

式中, ΔH 为污泥的水分结合能 (kJ/kg)。

对式 (5) 进行量纲分析, 验证了以上关系式的合理性。根据式 (5) 可知, 污泥的水分结合能可通过其吸力间接得到, 因此可通过测试污泥的持水曲线 (SWCC) 来研究其水分分布特性。如图 2 所示, 为污泥的持水曲线、水分分布曲线及其对应关系; 当污

泥在 1 MPa 吸力作用下平衡后,对应的水分结合能为 1 kJ/kg。

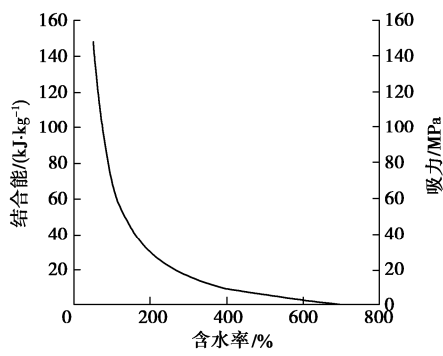


图2 污泥水分结合能、吸力与含水率的关系

Fig. 2 Relationship among water-solid bound strength, matrix pressure and residual moisture content

3 基于持水曲线的污泥水分分布测试方法的验证

为验证基于持水曲线的污泥水分分布测试方法,分别采用渗析法(相对湿度法)和传统的热重差热方法构建了污泥的水分分布曲线,并将两者的试验结果进行了比较。

3.1 试验材料

污泥试样取自成都长安填埋场污泥库。该污泥经带式压滤脱水后,运至成都填埋库进行填埋,填埋后污泥库直接暴露于降雨和大气中。取样污泥的填埋龄期为 2 a 左右,取样后放在塑料桶中进行密封。

采用土工试验方法标准(GB/T 50123)^[17]测试了污泥试样的基本性质。试样含水率测试采用烘干法,测试温度控制在 65℃。试样有机质含量测试采用灼烧法。试样相对质量密度测试采用相对质量密度瓶法,测试液体采用煤油,并采用抽真空排气。试样密度测试采用环刀法。试样的 pH 值测试依据 CJ/T221—2005^[18]。试样的颗粒粒径采用 Beckman Coulter 激光散射仪测定。试样的 zeta 电位测试采用马尔文激光粒度分析仪。测试得到污泥试样基本性质指标如表 1 所示。

表1 污泥试样的基本性质

Table 1 Basic properties of sewage sludge

含水率 /%	有机质 含量 /%	密度 /(g·cm ⁻³)	相对质 量密度	pH	粒径 /μm	Zeta 电位 /mV
860	40	1.05	1.8	8.2	0.6~ 677	-22.5

3.2 持水曲线测试方法

为验证第 2 节基于持水曲线的市政污泥水分分布测试方法,拟开展市政污泥的持水曲线(SWCC)测

试工作。本次试验中,污泥持水曲线测试拟联合采用渗析法和相对湿度法,其中渗析法测试吸力范围为 0.033~4.2 MPa;相对湿度法测试吸力范围为 3.3~150 MPa,结合两种方法可测试一条完整的持水曲线。

(1) 渗析法

渗析法的原理是采用半透膜将测试试样与大分子量溶液隔开,半透膜只允许水分子和小的盐离子通过,大分子量的溶质分子无法通过。水分子由于浓度差在试样和高分子溶液间运移,直到试样中吸力与高分子溶液渗透吸力达到平衡,因此半透膜两侧的溶液浓度差决定了吸力的大小^[19]。本次试验中高分子溶液采用聚乙二醇(PEG20000)溶液,PEG20000 溶液浓度与施加吸力的关系为^[19]

$$s=11c^2 \quad (6)$$

式中, s 为施加吸力(MPa), c 为 PEG 20000 溶液的浓度(PEG 溶质质量与水质量的比值)。

渗析法试验装置如图 3 所示。该装置由磁力搅拌器、密闭试样室、RC 半透膜和装有 PEG 溶液的烧杯组成。试验中采用 6 种不同比例的 PEG20000 和去离子水配置溶液,控制吸力值如表 2 所示。从表 2 中可知,吸力控制范围为 0.033~4.2 MPa。

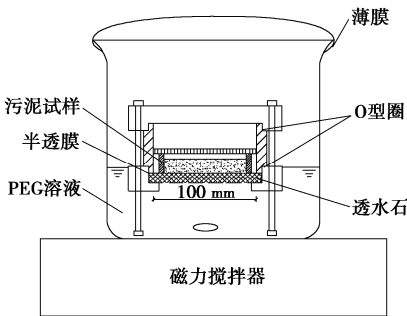


图3 渗析法试样装置

Fig. 3 Test apparatus of osmotic method on sewage sludge

表2 PEG20000 溶液的浓度及其对应的吸力

Table 2 Concentrations of PEG 20000 solution and corresponding osmotic suction pressures

吸力/MPa	4.2	1	0.625	0.3162	0.1	0.033
浓度 c	0.618	0.301	0.238	0.169	0.095	0.055

试验前将 RC 半透膜(截留分子量 MWCO 为 12000~14000)放入去离子水中浸泡 1 h,以消除半透膜保护层对试验的影响。将半透膜直接放置于透水石上,均匀装入 40 g 污泥试样。将试样室放入烧杯中,溶液通过试样室底部透水石、半透膜与污泥试样接触进而实现水分交换。试验过程中维持室温在 20℃左右,将烧杯放入到磁力搅拌器中搅拌以保证溶液均匀。试验过程中,每间隔 4~5 d 将试样室从 PEG 溶液中取出,拆开试样室,更换半透膜,并称量污泥重量,

以获得不同平衡时间污泥试样的含水率。试验过程中, 随着污泥样收缩变硬, 在污泥样表面施加一个薄板, 以保持半透膜和试样紧密接触。

(2) 相对湿度法

相对湿度法的原理是通过改变土体湿度来控制非饱和土的总吸力。首先在一个热力学封闭环境中放置溶液和土样, 一段时间后封闭环境中溶液会产生一定湿度, 土样与溶液通过水蒸气传输逐渐达到平衡。该方法可使用盐溶液、酸溶液等来进行湿度控制^[19]。相对湿度与吸力关系由开尔文公式表述为

$$s = u_a - u_w = \frac{RT}{Mg} \ln \frac{P}{P_0} \quad (7)$$

式中, s 为吸力, R 为气体常数 ($8.3143 \text{ J}\cdot\text{mol}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$), T 为温度, M 为水分子量, g 为重力加速度, P/P_0 为相对湿度, 其值为空气中水汽压与饱和水汽压比值。

相对湿度法的试验装置如图 4 所示, 该装置由玻璃干燥器、磁力搅拌器等组成。试验采用 7 种过饱和盐溶液, 不同盐溶液控制吸力值如表 3 所示^[19-20]。由表 3 可知, 相对湿度法控制湿度值为 97.6%~33.1%, 对应的吸力值为 3.3~149.5 MPa (温度为 20℃)。

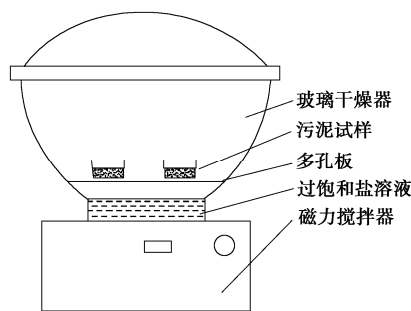


图 4 相对湿度法试验装置

Fig. 4 Test apparatus of relative humidity method on sewage sludge

表 3 相对湿度法中饱和盐溶液及控制吸力值

Table 3 Salt solutions and corresponding suction pressures in relative humidity method

饱和盐溶液	相对湿度/%	对应吸力/MPa
MgCl ₂ ·6H ₂ O	33.1	149.51
K ₂ CO ₃	43.2	113.50
Mg(NO ₃) ₂ ·6H ₂ O	55.0	82.00
NaCl	75.5	38.00
(NH ₄) ₂ SO ₄	81.0	24.90
NaSO ₃ ·7H ₂ O	90.9	12.90
K ₂ SO ₄	97.6	3.29

试验中控制室温为 20℃左右, 将过饱和盐溶液和磁子放置于玻璃干燥器底部, 取 10 g 污泥试样置于多孔板上进行吸力平衡, 然后将玻璃干燥器放置于磁力搅拌器上以加速蒸汽平衡。试样平衡 7 d 后, 每隔 4~7 d 称量污泥试样质量, 当连续两次称土样重量差值小于 0.05 g 时, 认为土样中吸力与过饱和盐溶液蒸汽达

到平衡。每个玻璃干燥器中放入两个污泥试样进行平行试验。

3.3 热重差热分析方法

在热重差热分析方法中, 仪器同步测试纯水和污泥试样在蒸发过程中的质量变化和样品-参照温度差, 根据记录数据处理得到的污泥试样水分热焓与纯水热焓之差即为污泥试样的水分结合能^[8,10,12]。采用热重差热分析方法可以构建污泥试样的水分分布曲线。

热重差热分析试验采用德国耐驰综合热分析仪。取污泥试样约 10~13 mg 置于试样室坩埚内, 试验温度从室内温度 (25℃) 开始, 并以 10℃/min 的升温速率上升至 60℃, 随后维持不变。试样室内充满氮气, 流速为 40 mL/min。试验过程中, 热分析仪记录试样在蒸发过程中质量变化、样品-参照样温度差等参数, 当 TGA 曲线 (质量变化曲线) 维持不变量时即可停机。为验证试验结果的重复性, 污泥试样进行 2 组平行试验。在相同工况下以纯水替代湿污泥样进行试验, 以确定对流换热系数, 其它试验控制方法与污泥试样相同。

4 试验结果及分析

4.1 持水曲线方法

(1) 渗析法试验结果

如图 5 所示, 为渗析法不同吸力作用下 (0.033~4.2 MPa) 污泥试样含水率随时间的变化曲线。从图中可以发现: 吸力越大, 试样含水率降低越快; 所有试样在 19 d 后基本达到平衡。通过图 5 可知, 污泥在最小测试渗透吸力 (0.033 MPa) 作用下, 其含水率降低为 640%。

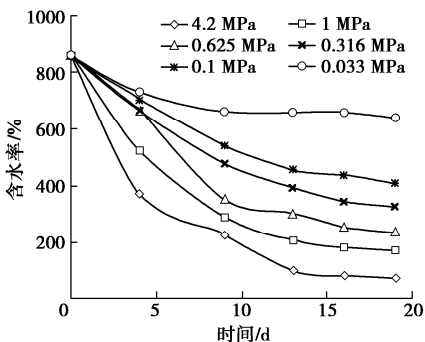


图 5 渗析法不同吸力作用下污泥试样含水率变化曲线

Fig. 5 Residual moisture content versus time under different suction pressures in osmotic method

(2) 相对湿度法试验结果

如图 6 所示, 为相对湿度法不同吸力 (4.2~149.5 MPa) 作用下污泥试样含水率随时间的变化曲线。由于相对湿度法施加吸力较大, 为加快平衡速度, 污泥试样均经过预处理使其含水率降至 600%。根据试验

结果可知：吸力越大，平衡的时间越短；吸力为 149.5 MPa 时，试样 10 d 达到平衡；当吸力为 3.3 MPa 时，试样 90 d 才能达到平衡。与渗析法相比，相对湿度法平衡较慢，其主要原因是相对湿度法试验平衡过程是气体交换，而渗析法平衡过程是水分交换；气体交换速度比水分交换速度慢^[21]。

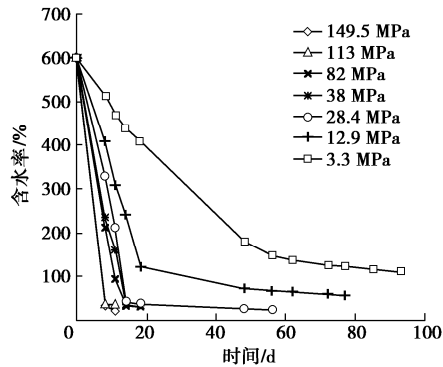


图 6 相对湿度法不同吸力作用下污泥试样含水率变化曲线

Fig. 6 Residual moisture content versus time under different suction pressures in relative humidity method

4.2 热重差热分析法

如图 7 所示，为纯水试样的热重差热分析试验结果：其中 T_{cell} 曲线记录样品的温度变化 (°C)；TGA 曲线为纯水试样的重量变化 (%)；DTG 曲线为 TGA 曲线的一阶微分 (mg/min)；DTA 曲线为温度差的热偶输出电压信号 (μV)，负值表示吸热，即样品温度低于参照样温度。

从图 7 可知，纯水的热重差热试验结果可分为 3 个阶段：①温度上升阶段（见图 7 中 I 阶段）；②恒速蒸发阶段（见图 7 中 II 阶段），这一阶段样品温度维持常量，纯水蒸发速度（DTG 值）维持常量，同时试样室与参照环境的温差（DTA 值）也维持为常量，表明这一阶段流入试样室的能量全部用于水分蒸发；③陡降阶段（见图 7 中 III 阶段），随着水分蒸发结束，试样迅速进入这一阶段。

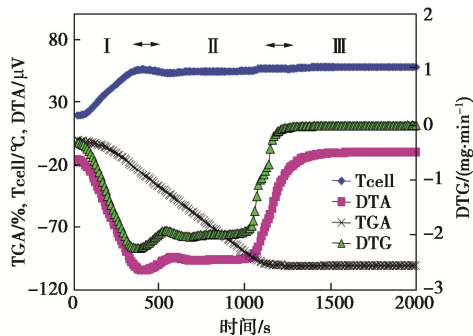


图 7 纯水的热重差热试验结果

Fig. 7 Results of combined TGA/DTA tests for pure water

如图 8 所示，为污泥试样的热重差热分析试验结

果。从图中可知，在污泥蒸发的 II 阶段，DTG 维持为常量的时间非常短，随后 DTG 值开始下降，表明在蒸发阶段污泥水分结合能要高于纯水。图 7，8 中，污泥和纯水的热重差热结果变化趋势与 Chen 等报道的结果变化趋势基本一致^[8]，说明测试结果基本可靠。

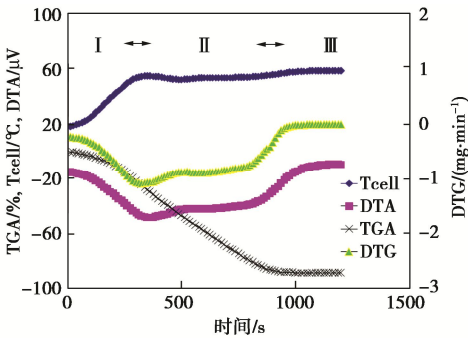


图 8 污泥试样的热重差热试验结果

Fig. 8 Results of combined TGA/DTA tests for sewage sludge

试样（污泥、纯水）在蒸发过程中，流入样品室的热流量为

$$Q_m = A_e h (T_{ref} - T_{cell}) = A_e h a DTA \quad (8)$$

式中， Q_m 为流入样品室的热流量， A_e 为有效传热面积， h 为表面平均对流换热系数， T_{ref} 为参照温度， T_{cell} 为样品温度，DTA 为差热， T_{ref} ， T_{cell} 之差可表示为 a 和 DTA 的乘积。 $A_e h a$ 单独求解比较困难，但其值可以通过纯水试验结果得到。

在纯水恒速蒸发区，流入样品室的热流量与水分蒸发热完全相等，即得

$$Q_m = Q_v = DTG \cdot H_{T_{cell}} \quad (9)$$

式中， Q_v 为水分蒸发热，DTG 为热重微商， $H_{T_{cell}}$ 为纯水蒸发比焓（温度为 T_{cell} ）。

式（8）建立了流入样品室热流量与差热的关系；式（9）建立了热流量与物质损失的关系。结合式（8），（9）可得

$$A_e h_m a = \frac{DTG(\text{水分恒速蒸发区})}{DTA(\text{水分恒速蒸发区})} H_{T_{cell}} \quad (10)$$

根据图 7 II 阶段纯水恒速蒸发的试验结果，得到其 DTG-DTA 的关系（图 9）。由图 9 可知：纯水恒速蒸发时，DTG 与 DTA 基本呈直线关系。根据式（10）可知， $A_e h_m a$ 是一个常量。污泥和纯水在蒸发过程中的有效传热面积和 $A_e h_m a$ 值相同，进而污泥水分结合能可表示为

$$E = \frac{Q_m}{DTG} - H_{T_{cell}} = H_{T_{cell}} \left(K_T \frac{DTA}{DTG} - 1 \right) \quad (11)$$

式中， E 为污泥与水分结合能， Q_m/DTG 为污泥中水分的蒸发焓， $H_{T_{cell}}$ 为纯水的蒸发焓，温度为 60°C 时，其值为 2357 kJ/kg， K_T 为纯水恒速蒸发时 DTG 与 DTA

之比, DTA, DTG 为污泥恒温蒸发时的差热、热重微商。

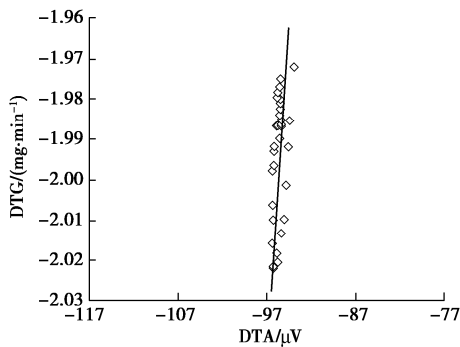


图 9 纯水恒速蒸发过程中 DTG-DTA 关系

Fig. 9 Relationship between mass loss rate and voltage difference data in pure water tests

根据式 (11) 以及污泥试样的热重变化试验结果可以得到污泥水分结合能与含水率的关系曲线。

图 10 为热重差热分析得到的两个污泥试样的水分分布曲线, 可以发现: ①平行试验结果有较大差异; ②试验结果中缺少高含水率(低结合能)范围的数据。Chen 等采用热重差热分析方法对活性污泥进行测试, 发现平行试验结果中污泥水分结合能的误差在 30 kJ/kg 左右^[8]。试验结果出现较大差异的原因是: ①热分析仪中坩埚容量有限, 污泥试样量较少 (mg 量级); ②污泥试样在快速蒸发过程中发生较大收缩变形, 水分与污泥颗粒的结合状态在短时间内发生较大改变。

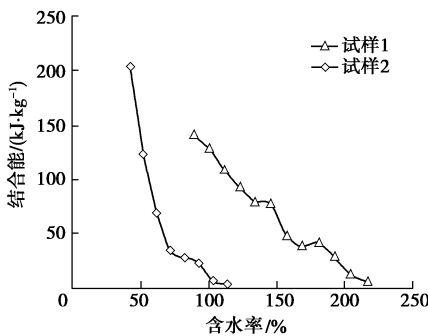


图 10 热重差热分析得到的污泥水分结合能 - 含水率关系

Fig. 10 Solid-water bound strength versus residual water content by combined thermal gravimetry analysis and differential thermal analysis

4.3 不同测试方法结果比较分析

如图 11 所示, 分别为持水曲线方法、热重差热方法得到的污泥水分分布曲线。热重差热方法测试的结合能范围为 10~100 kJ/kg, 而持水曲线方法测试的结合能范围为 0.033~100 kJ/kg。

通过比较可知, 在同一能量范围内, 持水曲线方法和热重差热方法的测试结果有一定差异。其主要原

因是: 污泥中水分结合能与其结构状态(水分结合形式)密切相关。热重差热分析方法中, 试样在蒸发过程中迅速发生收缩开裂, 其水分结合形式发生较大改变。采用持水曲线方法测试时, 污泥试样在不同吸力作用下缓慢脱水, 其结构状态变化相对较小。

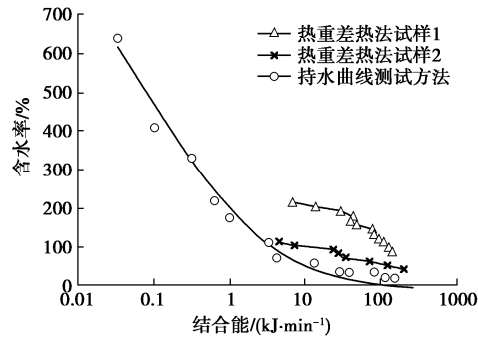


图 11 不同测试方法(持水曲线方法、热重差热法)测得的污泥水分分布曲线

Fig. 11 Continuous moisture distribution of sewage sludge by different methods

综合以上分析, 本文提出方法相对于传统的热重差热分析方法具有以下特点: ①测试过程中试样量较多, 更具代表性; ②测试过程中, 污泥的结构状态变化较小; ③土水势方法测试的结合能范围更广, 尤其是可以构建能量小于 1 kJ/kg 范围的水分分布曲线。

5 结 论

市政污泥的脱水特性与其水分分布特征密切相关, 因此对市政污泥水分分布特性开展研究具有重要的理论意义。本文根据土水势与水分结合能的关系, 推导得出污泥水分结合能与吸力的关系。以此为理论基础, 提出可通过测试污泥持水曲线(SWCC)来研究污泥的水分分布特征。联合采用渗析法和相对湿度法测试了污泥的持水曲线, 并与传统的热重差热分析结果进行了对比分析, 得到 3 点结论。

(1)水科学领域的污泥水分分布曲线与土壤科学领域的持水曲线具有一致性、等价性。污泥水分结合能可表述为污泥吸力与水分密度的函数。

(2)基于持水曲线的市政污泥水分分布测试方法相对于热重差热方法具有以下特点: 测试过程中试样量较多, 具有一定代表性; 测试过程中污泥结构状态变化较小; 测试的结合能范围更广, 可构建能量小于 1 kJ/kg 范围的水分分布曲线。

(3)根据热重差热法得到的市政污泥水分分布曲线只有含水率<250%的试验段, 其结合能范围在 5~200 kJ/kg。同时热重差热方法的平行试验结果有较大差异。

参考文献:

- [1] 荀 锐, 王 伟, 乔 玮. 水热改性污泥的水分布特征与脱水性能研究[J]. 环境科学, 2009, **30**(3): 851 - 856. (XUN Rui, WANG Wei, QIAO Wei. Water distribution and dewatering performance of the hydrothermal conditioned sludge[J]. Environmental Science, 2009, **30**(3): 851 - 856. (in Chinese))
- [2] 谢浩辉, 麻红磊, 池 涌, 等. 污泥结合水测量方法和水分分布特性[J]. 浙江大学学报(工学版), 2012, **46**(3): 503 - 508. (XIE Hao-hui, MA Hong-lei, CHI Yong, et al. Bound water measurement methods and moisture distribution within sewage sludge[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2012, **46**(3): 503 - 508. (in Chinese))
- [3] DICK R I, DRAINVILLE M R. The role of water in sludge dewatering[J]. Water Environment Research, 1995, **67**(2): 251.
- [4] SMITH J K, VESILIND P A. Dilatometric measurement of bound water in wastewater sludge[J]. Water Research, 1995, **29**(12): 2621 - 2626.
- [5] SMOLLEN M. Categories of moisture content and dewatering characteristics of biological sludges[C]//Proceedings of the fourth World Filtration Congress, 1986, Ostend.
- [6] LEE D J. Measurement of bound water in waste activated sludge: use of the centrifugal settling method[J]. Journal of Chemical Technology & Biotechnology, 1994, **61**(2): 139 - 144.
- [7] LEE D J, HSU Y H. Measurement of bound water in sludges: a comparative study[J]. Water Environment Research, 1995, **67**(3): 310 - 317.
- [8] CHEN G W, HUNG W T, CHANG I L, et al. Continuous classification of moisture content in waste activated sludges[J]. Journal of Environmental Engineering, 1997, **123**(3): 253 - 258.
- [9] WU C C, HUANG C, LEE D J. Bound water content and water binding strength on sludge flocs[J]. Water Research, 1998, **32**(3): 900 - 904.
- [10] CHU C P, LEE D J. Moisture distribution in sludge: effects of polymer conditioning[J]. Journal of Environmental Engineering, 1999, **125**(4): 340 - 345.
- [11] VAXELAIRE J, CÉZAC P. Moisture distribution in activated sludges: a review[J]. Water Research, 2004, **38**(9): 2215 - 2230.
- [12] 谢浩辉. 污泥的结合水测量和热水解试验研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2011. (XIE Hao-hui. Research on Bound Water Measurement and Thermal Hydrolysis Test of Sewage Sludge[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2011. (in Chinese))
- [13] 占鑫杰. 市政污泥的化学调理和真空预压联合作用固结机理及应用[D]. 杭州: 浙江大学, 2015. (ZHAN Xin-jie. Study on the Consolidation Mechanism of Sewage Sludge under Combined Effect of Chemical Conditioning and Vacuum Preloading and its Application[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2015. (in Chinese))
- [14] 耿增超, 戴 伟. 土壤学[M]. 北京: 科学出版社, 2011. (GENG Zeng-chao, DAI Wei. Soil Science[M]. Beijing: Science Press, 2011. (in Chinese))
- [15] HILHORST M A, DIRKSEN C, KAMPERS F W H, et al. Dielectric relaxation of bound water versus soil matric pressure[J]. Soil Science Society of America Journal, 2001, **65**(2): 311 - 314.
- [16] 徐敦祖, 奥利奋特 J L, 泰斯 A R. 土水势、未冻水含量和温度[J]. 冰川冻土, 1985, **7**(1): 1 - 14. (XU Xiao-zu, OLIPHANT J L, TICE A R. Soil water potential, unfrozen water content and temperature[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 1985, **7**(1): 1 - 14. (in Chinese))
- [17] 土工试验方法标准: GB/T 50123—2019[S]. 1999. (Standard for Geotechnical Testing Method: GB/T 50123—2019[S]. 2019. (in Chinese))
- [18] 城市污水处理厂污泥检验方法: CJ/T 221—2005[S]. 2005. (Determination Method for Municipal Sludge in Wastewater Treatment Plant: CJ/T 221—2005[S]. 2005. (in Chinese))
- [19] DELAGE P, HOWAT M D, CUI Y J. The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay[J]. Engineering Geology, 1998, **50**(1/2): 31 - 48.
- [20] 叶为民, 唐益群, 崔玉军. 室内吸力量测与上海软土土水特征[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(3): 347 - 349. (YE Wei-min, TANG Yi-qun, CUI Yu-jun. Measurement of soil suction in laboratory and soil-water characteristics of Shanghai soft soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(3): 347 - 349. (in Chinese))
- [21] 吴宏伟, 陈 锐. 非饱和土试验中的先进吸力控制技术[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(2): 123 - 128. (WU Hong-wei, CHEN Rui. Advanced suction control technology in unsaturated soil test[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(2): 123 - 128. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202111019

基于侧阻概化的桩基沉降计算方法研究

王涛^{1, 2, 3}, 刘金砺^{1, 2, 3}, 褚卓^{1, 2, 3}, 王旭^{1, 2, 3}

(1. 建筑安全与环境国家重点实验室, 北京 100013; 2. 中国建筑科学研究院有限公司地基基础研究所, 北京 100013;

3. 北京市地基基础与地下空间开发利用工程技术研究中心, 北京 100013)

摘要: 基于侧阻概化模式的 Mindlin 解整体均化应力分层总和法计算群桩基础沉降的具体方法和细则。针对压缩层计算厚度、上部结构刚度贡献、变刚度调平设计中桩型多样性、复合桩基沉降计算等, 结合特定侧阻分布概化模式、不同长径比、不同桩距条件给出了基桩均化附加应力计算简易方法, 提出基桩均化附加应力叠加分层总和法计算群桩基础沉降的具体步骤、细则。应用均化附加应力计算方法计算群桩沉降, 通过工程实例验证, 与 Boussinesq 实体深基础计算法和等效作用计算法比较, 其沉降计算值与实测竣工沉降值较为接近。

关键词: 附加应力系数; 基桩均化附加应力; 概化; 桩基础; 沉降计算

中图分类号: TU470

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-2119-08

作者简介: 王涛(1978—), 男, 辽宁鞍山人, 博士, 研究员, 主要从事桩基工程方面的研究工作。E-mail: taow715@sina.com。

Calculation of settlement of pile foundation based on conceptualization of pile shaft resistance

WANG Tao^{1, 2, 3}, LIU Jin-li^{1, 2, 3}, CHU Zhuo^{1, 2, 3}, WANG Xu^{1, 2, 3}

(1. State Key Laboratory of Building Safety and Built Environment, Beijing 100013, China; 2. China Academy of Building Research

Foundation Institute, Beijing 100013, China; 3. Beijing Engineering Technology Research Center of Foundation and City Underground

Space Development and Utilization, Beijing 100013, China)

Abstract: Based on the conceptualization of pile shaft resistance, the method of Mindlin's solution to calculate the settlement of pile group foundation is studied. According to the thickness of the compressive layer, the stiffness contribution of the superstructure, the diversity of pile type in the variable stiffness leveling design and the settlement calculation of the composite pile foundation, a simple method for calculating the homogenized additional stress of the foundation pile is given in combination with the generalized mode of the specific lateral resistance distribution, different length-diameter ratios, and different pile spacings. The steps and rules for calculating the settlement of pile group foundation by the superposition layer summation method for the additional stress of pile homogenization are put forward. The settlement of pile groups is calculated by the proposed method for homogenized additional stress. Through the verification of engineering examples, compared with that of the Boussinesq's method for solid deep foundation and the equivalent action method, the calculated settlement is closer to the measured one.

Key words: additional stress coefficient; additional stress of pile homogenization; conceptualization; pile foundation; settlement calculation

0 引言

桩基沉降计算一直是受设计人员关注的一个焦点, 因为工程设计人员对此接触颇多, 岩土科研人员对其中的相关问题也热衷研讨。《建筑桩基技术规范: JGJ94—2008》列入了等效作用分层总和法计算桩基沉降。该方法是在 25 a 前研发出台并列入规范, 在当时的历史条件下, 相对于传统的实体深基础计算法是一个进步。但要客观地分析等效作用法, 其最大缺陷是

未考虑桩侧阻力对附加应力场的实际贡献。在 20 世纪 90 年代要取得大量长桩、超长桩试桩的侧阻测试资料可以说是是不可能的。近 10 a 来, 桩基规范研究小组围绕桩基沉降计算的相关问题进行了有意义的探索研究。

基金项目: 北京市自然科学基金项目(8192050); “十二·五”国家科技支撑计划课题(2012BAJ07B01); 住房和城乡建设部课题(2020-K-122)

收稿日期: 2021-04-19

1 关于桩侧阻力概化研究

2013 年—2014 年,邱明兵等^[1]、刘金砺等^[2-3]收集 24 组 51 根桩的侧阻力、端阻力、沉降测试资料开展“不同条件下桩侧阻力、端阻力性状及侧阻力分布概化分布与应用”研究,将不同地质条件、不同长径比试验桩在工作荷载(特征值)下的侧阻分布曲线按“避繁就简,作用等效”的原则进行概化,所谓作用等效就是概化拆线包络图与实测曲线包络图外形相似、形心相近,等代面积与桩侧荷载相等。对不同地层结构侧阻分布的概化模式归纳为 6 种:正梯形、倒梯形、蒜头形、峰谷形、橄榄形、灯笼形。将每种概化模式分解为 2~3 个桩长为 l , kl 的矩形、正三角形分布单元,另加按端阻比确定的端阻单元。根据 Mindlin 解附加应力系数表可逐一确定供桩基沉降计算的附加应力。综合 153 根桩各试桩的端阻测试结果和桩端持力层性质、桩长径比、平均侧阻诸因素给出工作荷载下的端阻比 α 如表 1。

表 1 端阻比 α

Table 1 Ratio α of pile tip resistance

桩端持力层	桩长径比 l/d	平均极限侧阻力 \bar{q}_{su}/kPa			
		50	100	200	300
较硬	$l/d \leq 30$	0.25	0.15	0.08	0.02
	$30 < l/d \leq 60$	0.20	0.10	0.05	0.01
	$l/d > 60$	0.10	0.05	0.02	0
硬	$l/d \leq 30$	0.30	0.20	0.10	0.03
	$30 < l/d \leq 60$	0.20	0.15	0.08	0.02
	$l/d > 60$	0.15	0.08	0.03	0.01
坚硬	$l/d \leq 30$	0.35	0.25	0.15	0.04
	$30 < l/d \leq 60$	0.25	0.20	0.10	0.03
	$l/d > 60$	0.20	0.10	0.05	0.02

由表 1 可看出,建筑桩基绝大部分为摩擦桩,其沉降变形决定因素是侧阻力形成的附加应力场。2015 年至今,借助前面课题成果桩基规范课题组进一步展开了 103 根桩侧阻力、端阻力、沉降测试,将不同特色土层结构中的桩基侧阻力分别概化为正梯形、锥头形、蒜头形、凹谷形 4 种模式。分析具体工程时,将桩侧土层柱状图与之比对,综合判定其属于何种概化模式,进而将其分解为 2~3 个基本单元,并确定相关参数;根据相关参数和上述均化附加应力系数计算桩端平面以下任一点的附加应力:

$$\sigma_{z,p} = \frac{4\alpha Q}{\pi d^2} k_p, \sigma_{z,sr} = \frac{Q_{sr1}}{\pi dl} k_{sr}, \sigma'_{z,sr} = \frac{Q_{srkl}}{\pi dkl} k'_{sr}, \sigma'_{z,st} = \frac{Q_{stl}}{\pi dl} k_{st}, \sigma'_{z,st} = \frac{Q_{stkl}}{\pi dkl} k'_{st}。至此, \sigma_z = \sigma_{z,p} + \sigma'_{z,sr} + \sigma_{z,st} + \sigma'_{z,st}。上述均化端阻、矩形分布及正三角形分布侧阻附加应力系数 k_p, k_{sr}, k_{st} 均编成 $z/d, S_a/d, l/d, \mu = 0.35$ 的表格和程序,可手算又可机算。2019 年,$$

笔者针对桩基侧阻力概化模式给出了正梯形、锥头形、蒜头形、凹谷形桩身压缩计算公式^[4]。

2 关于桩基附加应力场均化研究

2000 年初,关于桩径影响,《建筑桩基技术规范》给出了沿桩身轴线的竖向应力影响系数解析角和轴线以外的数值解^[5]。2014 年,改进 Minlin-Geddes 的附加应力计算式^[6-8],由原物理意义不明晰的 $Q/l^2, I_p, I_{sr}, I_{st}$ 为因子表述的计算式改造为作用力 (q_p, q_{sr}, q_{st}) 与附加应力系数 (k_p, k_{sr}, k_{st}) 相乘的计算表达式: $\sigma_p = q_p \cdot k_p, \sigma_{sr} = q_{sr} \cdot k_{sr}, \sigma_{st} = q_{st} \cdot k_{st}$; 原考虑桩径影响的 Mindlin 解沿桩身轴线的竖向应力影响系数解析式相应调整为附加应力系数以深径比 z/d 、距径比 S_a/d 为自变量的函数,即表述为 $k_p(\mu, d, l, z), k_{sr}(\mu, d, l, z), k_{st}(\mu, d, l, z)$ 解析式。这样使得描述任一点应力场其物理意义清晰,应用方便^[1]。

文献[5]是基于半无限弹性体内外力作用下按 Mindlin 解计算附加应力的理论,包括附加应力系数考虑桩径问题、附加应力系数考虑均化问题。对于前者,将集中力解析式改进为考虑桩径的解析式,桩径之外采用数值分析法并兼顾桩径影响;对于后者,考虑桩自身荷载和相邻桩影响下产生的侧阻力附加应力系数,在桩端平面下 $4d$ 深度内桩身投影截面范围内存在较大差异,而 $4d$ 深度恰是基桩主要压缩变形区域,对最终沉降计算影响较大;对于端阻,在桩自身荷载和相邻桩影响下产生的端阻附加应力系数,在桩端平面下 $2d$ 深度范围桩身投影截面范围内存在一定差异,而 $2d$ 深度恰是基桩主要压缩层,对沉降计算影响较大。基于以上原因,对基桩自身投影截面范围内的附加应力系数和受影响范围的基桩附加应力系数进行均化处理,以均化附加应力系数(即曲面的平均矢高)取代轴线上的值^[5]。

3 桩基沉降计算细则

采用基于桩侧阻力分布不同概化模式的 Mindlin 解计算桩基沉降。该计算方法有如下特点:①桩侧土层性质与分布对附加应力场的影响得到反映;②考虑基桩侧阻、端阻附加应力在桩自身及相邻影响桩桩端以下 $(2\sim4)d$ 深度投影截面内的非均匀分布,附加应力系数(单位荷载下的附加应力)以桩身投影截面内的均化值取代桩轴线上的值;③按整体模式计算桩基沉降时,其压缩层厚度采用以桩群包络线围成面宽度和桩长径比为参数的经验计算式确定。沉降计算可采用查表手算或利用既有程序机算。

(1) 承台底地基土不分担荷载的桩基。桩端平面

以下地基中由基桩引起的附加应力, 按考虑实际桩侧阻概化模式的 Mindlin 均化应力解计算确定。将沉降计算点水平面影响范围内各基桩对应力计算点产生的附加应力叠加, 采用单向压缩分层总和法计算土层的沉降, 并计入桩身压缩 s_e 。桩基的最终沉降量可按下列公式计算:

$$s = \psi \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zi}}{E_{si}} \Delta z_i + s_e, \quad (1)$$

$$\sigma_{zi} = \sum_{j=1}^m \left(q_{p,j} \cdot k_{p,ij} + q_{sr,j} k_{sr,ij} + \bar{q}_{st,j} k_{st,ij} \right). \quad (2)$$

(2) 对于桩与承台底共同承载的复合桩基沉降采用复合应力分层总得法计算。将承台底土压力对地基中某点产生的附加应力按布辛奈斯克解计算, 与基桩产生的附加应力叠加, 采用与常规桩基相同方法计算沉降。其最终沉降量可按下列公式计算:

$$s = \psi \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zi} + \sigma_{zci}}{E_{si}} \Delta z_i + s_e, \quad (3)$$

$$\sigma_{zci} = \sum_{k=1}^u \alpha_{ki} \cdot p_{ck}. \quad (4)$$

式中 m 为以沉降计算点为圆心, 水平面影响范围内的基桩数; j 为水平有效影响半径范围内第 j 根基桩; $q_{p,j}$, $q_{sr,j}$, $\bar{q}_{st,j}$ 分别为第 j 根基桩的端阻、均匀分布侧阻、正三角形分布平均侧阻; $k_{p,ij}$, $k_{sr,ij}$, $k_{st,ij}$ 分别为第 j 根基桩对被影响基桩第 i 分层的端阻、矩形分布侧阻、正三角形分布平均侧阻均化附加应力系数; n 为沉降计算深度范围内土层的计算分层数, 分层数应结合土层性质, 分层厚度不应超过计算深度的 0.3 倍; σ_{zi} 为水平面影响范围内各基桩对应力计算点桩端平面以下第 i 层土 1/2 厚度处产生的附加竖向应力之和, 应力计算点应取与沉降计算点最近的桩中心点; σ_{zci} 为承台压力对应力计算点桩端平面以下第 i 计算土层 1/2 厚度处产生的应力; 可将承台板划分为 u 个矩形块, 可按桩基规范附录 D 采用角点法计算; Δz_i 为第 i 计算土层厚度 (m); E_{si} 为第 i 计算土层的压缩模量 (MPa), 采用土的自重压力至土的自重压力加附加压力作用时的压缩模量; p_{ck} 为第 k 块承台底均布压力, 可按 $p_{c,k} = \eta_{c,k} \cdot f_{ak}$ 取值, 其中 $\eta_{c,k}$ 为第 k 块承台底板的承台效应系数, 按桩基规范表 5.2.5 确定, f_{ak} 为承台底地基承载力特征值; α_{ki} 为第 k 块承台底角点处, 桩端平面以下第 i 计算土层 1/2 厚度处的附加应力系数, 可按桩基规范附录 D 确定; s_e 为计算桩身压缩^[4]; ψ 为沉降计算经验系数, 无当地经验时, 可取 1.0。

对于孤立单桩或独立承台 (其下桩数小于 4 根)、单排桩、疏桩复合桩基础的最终沉降计算深度 Z_n , 可按应力比法确定, 即 Z_n 处由桩引起的附加应力 σ_z 、由承台土压力引起的附加应力 σ_{zc} 与土的自重应力 σ_c 应符合下式要求:

$$\sigma_z + \sigma_{zc} = 0.2 \sigma_c. \quad (5)$$

对于桩中心距不大于 6 倍桩径的群桩基础的最终沉降计算深度 Z_n , 可按下列公式计算确定^[2]:

$$Z_n = B \left(1.3 - 0.3 \ln \frac{B}{10} + 0.2 \ln \frac{l/d}{50} \right). \quad (6)$$

式中 Z_n 为桩端平面以下的压缩层计算厚度 (m); B 为桩群包络线围成面宽度 (m), $1.3B$ 为基宽对压缩层厚度的基本影响值; $0.3 \ln \frac{B}{10}$ 为基宽对压缩层厚度影响的修正值, 当 $B = 10$ m 时, 不修正, 当 $B < 10$ m 时, 导致 Z_n 大于 $1.3B$, 当 $B > 10$ m 时, 导致 Z_n 小于 $1.3B$; $0.2 \ln \frac{l/d}{50}$ 为长径比对压缩层厚度影响的修正值, 当 $l/d = 50$ 时不修正; 当 $l/d < 50$ 时, 导致 Z_n 减小, 当 $l/d > 50$ 时, 导致 Z_n 增大。

基于考虑桩径影响的 Mindlin 解, 采用数值分析方法求得基桩由端阻、不同分布形态侧阻在桩端平面下任一点 z/d 处桩身投影截面范围内附加应力系数均化值 (应力分布曲面的平均矢高), 包括端阻均化附加应力系数 k_p 、矩形分布侧阻均化附加应力系数 k_{sr} 、正三角形分布平均侧阻均化附加应力系数 k_{st} ; 并求得不同水平距离 S_a/d 基桩对计算基桩相互影响的端阻、矩形分布侧阻、正三角形分布平均侧阻的均化附加应力系数。已将上述均化附加应力系数随 l/d , z/d , S_a/d ($\mu=0.35$) 的变化值编列成表^[5]。

基桩引起的桩端阻和侧阻在桩自身投影截面任一深度 z 处产生的均化附加应力 σ_z 为端阻均化附加应力 $\sigma_{z,p}$ 与侧阻均化附加应力 $\sigma_{z,s}$ 之和, 应根据考虑实际桩侧阻概化模式的 Mindlin 均化应力解按下列公式计算:

$$\sigma_z = \sigma_{z,p} + \sigma_{z,sr} + \sigma'_{z,sr} + \sigma_{z,st} + \sigma'_{z,st}, \quad (7)$$

$$\sigma_{z,p} = \frac{4\alpha Q}{\pi d^2} k_p, \quad (8)$$

$$\sigma_{z,sr} = \frac{Q_{sr}}{\pi dl} k_{sr}, \quad (9)$$

$$\sigma'_{z,sr} = \frac{Q_{srkl}}{\pi dkl} k'_{sr}, \quad (10)$$

$$\sigma_{z,st} = \frac{Q_{stl}}{\pi dl} k_{st}, \quad (11)$$

$$\sigma'_{z,st} = \frac{Q_{stkl}}{\pi dkl} k'_{st}. \quad (12)$$

式中 $\sigma_{z,p}$ 为端阻力在应力计算点引起的附加应力 (kPa); $\sigma_{z,sr}$ 为 l 桩长均匀分布侧阻力在应力计算点引起的附加应力 (kPa); $\sigma'_{z,sr}$ 为 kl 桩长均匀分布侧阻力在应力计算点引起的附加应力 (kPa); $\sigma_{z,st}$ 为 l 桩长正三角形分布侧阻力在应力计算点引起的附加应力

(kPa); $\sigma_{z, st}$ 为 kl 桩长正三角形分布侧阻力在应力计算点引起的附加应力 (kPa); Q 为基桩在荷载效应准永久组合作用下 (对于复合桩基应扣除承台底土分担) 桩顶的附加荷载 (kN); 当地下室埋深超过 5 m 时, 取荷载效应准永久组合作用下的总荷载为考虑回弹再压缩的等效附加荷载; Q_{srl} , Q_{srkl} , Q_{stl} , Q_{stkl} 分别为基桩在荷载效应准永久组合作用下, l 桩长均匀分布侧阻下、 kl 桩长均匀分布侧阻下、 l 桩长正三角形分布侧阻下、 kl 桩长正三角形分布侧阻下桩顶的等效附加荷载 (kN); 当地下室埋深超过 5 m 时, 取荷载效应准永久组合作用下的总荷载为考虑回弹再压缩的等效附加荷载; k_p 为考虑侧阻概化模式的端阻均化附加应力系数; k_{sr} , k'_{sr} , k_{st} , k'_{st} 分别为考虑侧阻概化模式的 l 桩长均匀分布侧阻均化附加应力系数、 kl 桩长均匀分布侧阻均化附加应力系数、 l 桩长正三角形分布侧阻均化附加应力系数、 kl 桩长正三角形分布侧阻均化附加应力系数; k 为侧阻力局部分布长度与桩长之比; α 为桩端阻力比; l 为桩长 (m); d 为桩径 (m)。

考虑实际桩侧阻概化模式的 Mindlin 均化应力解法应综合考虑桩群密度和布桩参数、基础形式不同, 以及上部结构和桩基承台的刚度效应差异, 采用以下两种方法之一计算桩基础最终沉降。

(1) 整体均化分层总和法。此法适用于布桩密度大、上部结构整体刚度大的桩基, 如核心筒、剪力墙、电梯楼梯间等的桩基。

首先, 采用综合判定方法确定的侧阻概化分布模式和端阻比, 继而确定计算域内各基桩桩端平面以下各计算分层 1/2 厚度处基桩自身端阻、侧阻均化附加应力系数和受诸邻桩影响的端阻、侧阻均化附加应力系数, 并自桩端平面起分层 (计算压缩层范围按压缩模量、厚度分层) 叠加, 求得各桩侧阻、端阻各分层附加应力 σ_{zi} , σ_{zci} , 将其在计算域之和除以桩数得分层均化附加应力, 按式 (1), (2) 计算桩基最终平均沉降。

(2) 离散式分层总和法: 本法适用于布桩稀疏、上部结构和承台整体刚度弱的桩基, 如框架、贮罐等的桩基。

首先, 采用综合判定法确定侧阻概化分布模式和端阻比, 继而确定计算域坐标原点, 将各编号基桩的 x , y 坐标列出, 计算各基桩自身和受相邻桩影响的端阻、侧阻分层均化附加应力系数分别在各基桩桩身投影截面内叠加, 求得各基桩桩端平面以下各分层 1/2 厚度处的均化附加应力。按应力比法确定压缩层厚度 z_n (附加应力与土自重应力之比为 0.2 处为压缩层底), 采用分层总和法按式 (1), (2) 逐一计算基桩最终沉降。

4 工程实测对比验证

4.1 北京中国尊

(1) 工程概况

中国尊大厦位于北京市朝阳区 CBD 核心区 Z15 地块。主塔楼地上共 108 层, 建筑高度约 528 m, 地下 5 层。塔楼地下结构与桩位布置见图 1, 2。

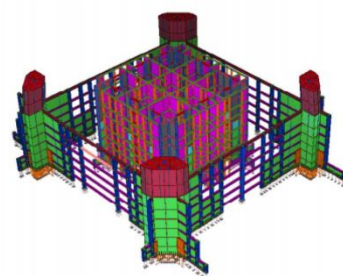
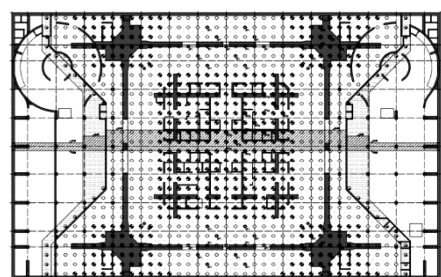


图 1 地下结构钢结构图

Fig. 1 Steel structure of underground structures



● 桩径 1000 mm、桩长 40.1 m ● 桩径 1200 mm、桩长 44.6 m
● 桩径 1000 mm、桩长 26.1 m

图 2 桩位布置图

Fig. 2 Layout of piles

主塔楼结构体系由周边巨型柱+巨型斜撑框筒和中央核心筒组成, 外框筒传力路径由边梁柱、转换桁架、巨型斜撑, 并通过巨型柱传至基础。筏板厚 6.5 m, 埋置深度为 38 m。在核心筒和巨型柱区域桩为桩径 1200 mm, 桩长 44.6 m, 承载力设计值为 16000 kN; 在其他大部分区域桩为桩径 1000 mm, 桩长 40.1 m, 承载力设计值为 14500 kN; 在筏板边缘区域桩为桩径 1000 mm, 桩长 26.1 m, 承载力设计值为 10000 kN。总桩数为 896。

(2) 场地地质条件

场地地层柱状图如图 3。基础底面为⑦层粉质黏土。基底⑦层粉质黏土以下为卵石圆砾、粉质黏土、中砂细砂、粉质黏土和卵石圆砾, 桩端所处持力层为⑫层卵石圆砾。

(3) 大楼部分桩基沉降计算

根据式 (6) 研究成果确定沉降影响深度 $z_n = 32.00$ m。

以核心筒区域桩为例, 平均极限侧摩阻力 $\bar{q}_{su} = 190.60$ kPa, 查表综合确定工作荷载下端阻比 $\alpha =$

0.03。根据本文研究成果, 根据本文研究成果判定其为锥头形概化分布。最终基桩总承载力工作荷载下侧阻概化结果如图 4 所示。

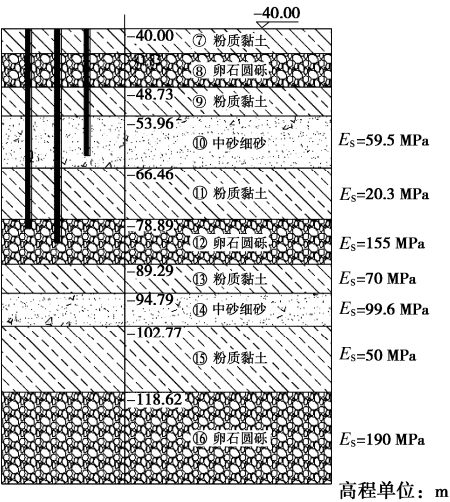


图 3 场地地层柱状图

Fig. 3 Stratigraphic histogram of site

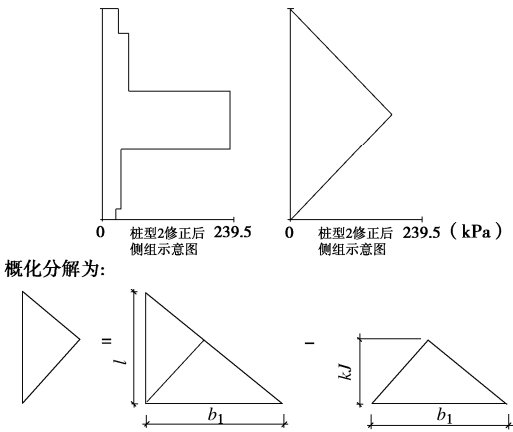


图 4 桩侧摩阻力概化模式图

Fig. 4 Conceptualization model for pile shaft resistance

$$\bar{q}_{st} = b_1/2 = (1-\alpha)Q/\pi dl(1-k) = 190.6。$$
 (13)

根据文献[7]研究成果计算桩身压缩变形量 $s_c = 10.03 \text{ mm}$, 沉降计算最终结果见表 2, 3 与图 5。总沉降量为 102.90 mm。

表 2 北京中国尊沉降计算值与实测值比较

Table 2 Comparison of calculated and measured settlements of CITIC Tower

计算方法	s/mm
Boussinesq 解实体深基础算法 (国标地基规范法)	62.3
《建筑桩基技术规范》JGJ94 等效 作用算法	60.3
本文推荐方法 (最大沉降值)	121.53
本文推荐方法 (计算区域均化沉 降值)	102.90
实测竣工沉降最大沉降 (估)	98.0

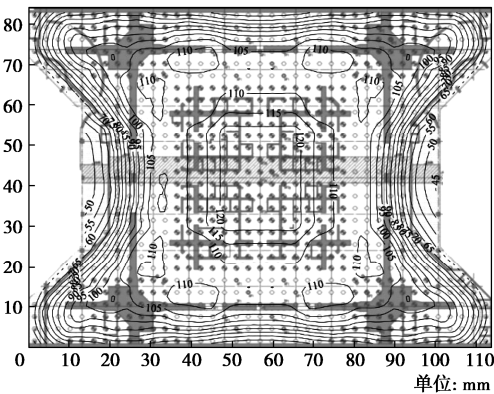


图 5 本文推荐方法计算等沉线图

Fig. 5 Isoline map of settlement calculated by proposed method

4.2 金茂大厦

(1) 工程概况

金茂大厦的塔楼地面以上 88 层, 地下 3 层。大楼整体基础平面布置见图 6, 核心筒部分桩基平面布置见图 7。

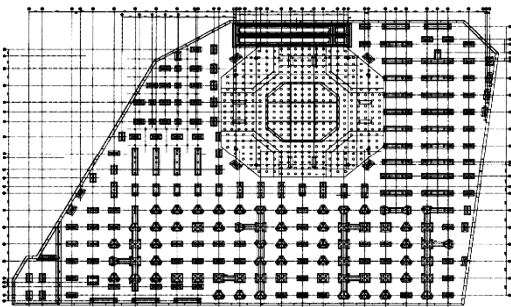


图 6 金茂大厦整体基础平面布置图

Fig. 6 Overall layout of foundation of Jinmao Building

该塔楼的设计竖向总荷载约为 $3 \times 10^6 \text{ kN}$, 按核心筒结构范围内投影面积计, 平均承台底面总压力高达 2060 kN/m^2 。塔楼桩基选择⑨-2 层细砂夹中粗砂作为桩端持力层, 桩型采用直径 914. 4mm、壁厚为 20 mm 钢管桩, 有效桩长为 61 m, 桩基承载力特征值为 7500 kN。塔楼桩基承台采用混凝土平板结构, 承台板平面为八边形(双轴对称), 承台板下共设置 429 根桩; 承台板厚度 4000 mm, 埋置深度为 23.45 m, 承台板混凝土强度等级 C50。

(2) 场地地质条件

场地地层柱状图如图 8, 平均地下水处于地面下 0.5 m。基础底面为⑥层粉质黏土。基底⑥层粉质黏土以下为砂质粉土, 粉细砂和砂质粉土, 核心筒部分的桩端所处持力层为⑨₂ 细砂夹中粗砂, 以下为⑩粉质黏土。

(3) 大楼部分桩基沉降计算

确定沉降影响深度 $z_n = 50.95 \text{ m}$ 。平均极限侧摩阻力 $\bar{q}_{su} = 75.91 \text{ kPa}$, 查表综合确定工作荷载下端阻比

表 3 整体均化分层总和法桩基沉降计算结果

Table 3 Calculated results of settlement of pile foundation by integral homogenization layer summation method					
序号	层底标高 /m	侧阻附加应力 /kPa	端阻附加应力 /kPa	压缩模量 /MPa	分层压缩 /mm
1	-41.10	487.90	340.260		
2	-41.60	472.82	229.820	155	2.469
3	-42.10	457.73	119.380	155	2.064
...
43	-72.77	116.79	5.317	50	1.230
44	-73.10	115.63	5.241	50	0.802
总沉降量					92.870

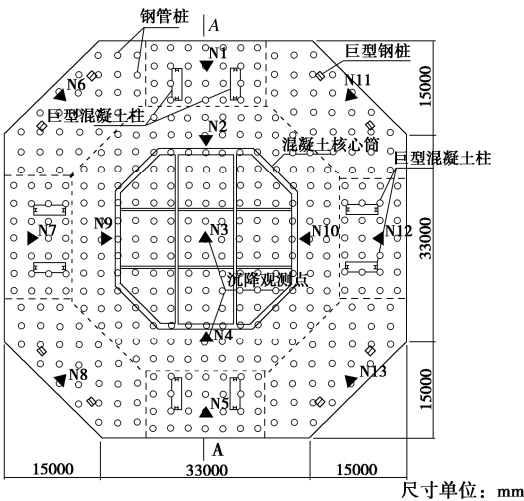


图 7 核心筒部分桩基平面布置图

Fig. 7 Layout of pile foundation of core tube

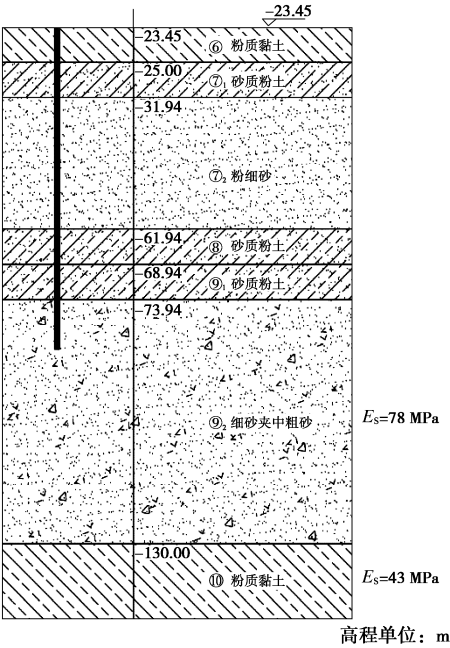
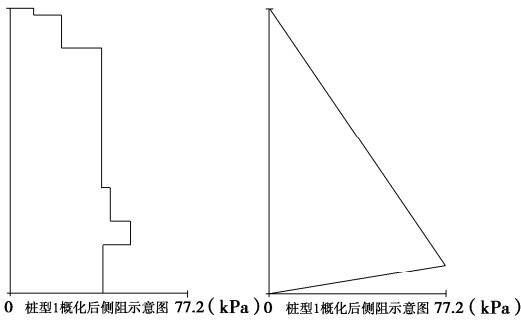


图 8 场地地层柱状图

Fig. 8 Stratigraphic histogram of site

$\alpha = 0.114$ 。根据本文研究成果,根据本文研究成果判定其为锥头形概化分布。最终基桩总承载力工作荷载

下侧阻概化结果如图 9 所示。 $\bar{q}_{st} = 42.8$ 。计算桩身压缩变形量 $s_e = 18.77 \text{ mm}$ 。沉降计算最终结果见表 4, 5 与图 10。总沉降量为 79.79 mm。



概化分解为:

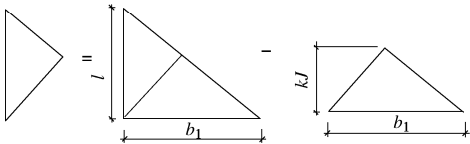


图 9 桩侧摩阻力概化模式图

Fig. 9 Conceptual model for pile shaft resistance

表 4 金茂大厦沉降计算值与实测值比较

Table 4 Comparison of calculated and measured settlements of

Jinmao Building	
计算方法	s/mm
Boussinesq 解实体深基础算法 (国标地基规范法)	44.70
《建筑桩基技术规范》JGJ94 等效作用计算法	23.60
本文推荐方法 (最大沉降值)	88.59
本文推荐方法 (计算区域均化沉降值)	79.79
实测竣工沉降最大沉降	82.00
实测竣工沉降平均沉降 (核心筒)	77.40

5 其它工程应用案例验证

制定采用基于侧阻不同概化模式 Mindlin 解均化应力计算桩基沉降法,通过表 6 所列工程案例应用表明,计算值与实测值基本相符,差异在 10%以内者占 90%,无需进行较大修正。

表 5 整体均化分层总和法桩基沉降计算结果

Table 5 Calculated results of settlement of pile foundation by integral homogenization layer summation method					
序号	层底标高 /m	侧阻附加应力 /kPa	端阻附加应力 /kPa	压缩模量 /MPa	分层压缩 /mm
	-84.45	213.340	667.360		
1	-84.95	204.730	377.100	78	4.688
2	-85.45	196.340	136.450	78	2.932
3	-85.95	189.260	94.195	78	1.975
...
160	-135.00	25.413	5.557	43	0.360
161	-135.30	25.413	5.557	43	0.286
总沉降量					61.020

表 6 典型工程桩基沉降计算值与实测值比较

Table 6 Comparison of calculated and measured settlements of pile foundation in typical projects											
工程名称	建筑高度 /m	地下室层数	桩径 /mm	桩长 /m	桩数	桩端持力层	Boussinesq解实体深基础算法	等效作用计算法(JGJ94方法)	计算 s' /mm	实测值 s /mm	计算值/实测值
北京国际财源中心 IFC (核心筒桩基)	156.0	7	1000	25.00	90	卵石	209.10	127.80	44.65	42.90	1.04
北京电视中心综合业务大楼核心筒	236.0	3/4	1000/800	26.00	224	卵石	286.84	120.47	54.71	51.75	1.06
长青大厦 (酒店部分)	88.6	3	400	14.05	292	卵石/圆砾	135.54	82.68	32.16	30.00	1.07
北京佳美风尚中心 (西塔)	99.8	3	800	37/17.4	222	卵石/圆砾	73.69	44.21	31.10	29.90	1.04
北京望京悠乐汇	90.0	4	800	16.50	186	细中砂/圆砾	176.32	89.20	33.97	29.90	1.14
上海环球金融中心	492.0	3	700	61.00	1215	含砾中粗砂	351.70	277.20	121.27	126.30	0.96
上海中心大厦	632.0	5	1000	56.00	956	粉砂	160.80	139.90	94.74	93.00	1.02

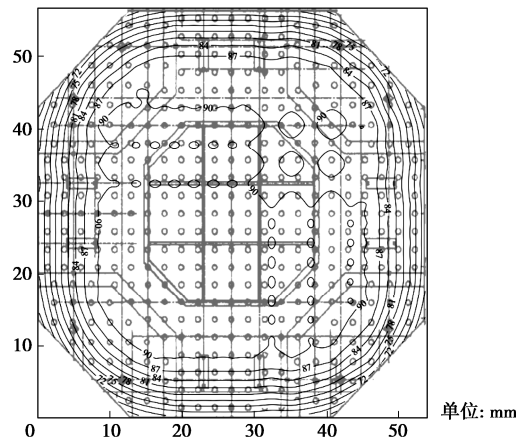


图 10 本文推荐方法计算主楼部分等沉线图

Fig. 10 Isopleth chart of main building calculated by proposed method

6 结 语

本文通过对 154 根现场试桩实际桩侧阻力分布形式的测试结果,将在工作荷载 (基桩承载力特征值)

下各种繁杂不同侧阻分布概化为正梯形、锥头形、蒜头形、凹谷形 4 种,并给出相应简化分解方法。基于基础和结构刚度对沉降分布的影响,通过对桩基 Mindlin 解附加应力场分布和桩基础变形特点研究,对基桩侧阻进行概化和对基桩自身截面投影范围内附加应力系数进行均化,同时对受影响桩在截面投影范围内附加应力系数进行均化处理。据此进一步提出基桩均化附加应力分层总和法计算常规桩基和复合桩基沉降的具体步骤、细则。通过实际工程案例计算表明,本文推荐方法计算桩基沉降值在不经修正的情况下,与工程实测值较为接近。该法计算沉降的可靠性、准确性,仍需通过不同工程地质条件、不同建筑结构形式、基础形式的桩基工程进行检验。

参考文献:

[1] 邱明兵, 刘金砺, 秋仁东, 等. 基于 Mindlin 解的单桩竖向附加应力系数[J]. 土木工程学报, 2014, 47(3): 130 - 137. (QIU Ming-bing, LIU Jin-li, QIU Ren-dong, et al. Study on vertical additional stress coefficient for the single piles based

- on Mindlin's stress solution theory[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, **47**(3): 130 - 137. (in Chinese))
- [2] 刘金砺, 秋仁东, 邱明兵, 等. 不同条件下桩侧阻力端阻力性状及侧阻力分布概化与应用[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(11): 1953 - 1970. (LIU Jin-li, QIU Ren-dong, QIU Ming-bing, et al. Behaviors of shaft resistance and tip resistance of piles under different conditions and conceptualization and application of distribution of shaft resistance[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(11): 1953 - 1970. (in Chinese))
- [3] 刘金砺, 邱明兵, 秋仁东, 等. Mindlin 解均化应力分层总和法计算群桩基础沉降[J]. 土木工程学报, 2014, **47**(5): 118 - 127. (LIU Jin-li, QIU Ming-bing, QIU Ren-dong, et al. A layerwise summation method for settlement calculation of pile group based on the homogenized Mindlin stress[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, **47**(5): 118 - 127. (in Chinese))
- [4] 王涛, 褚卓, 刘金砺, 等. 基于桩侧摩阻力概化模式的桩身压缩量计算[J]. 建筑结构, 2019, **49**(17): 130 - 135, 83. (WANG Tao, CHU Zhuo, LIU Jin-li, et al. Calculation of pile body compression based on pile shaft resistance conceptualization mode[J]. Building Structure, 2019, **49**(17): 130 - 135, 83. (in Chinese))
- [5] 王涛, 刘金砺, 王旭. 基于桩侧阻概化模式的基桩均化附加应力系数研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(4): 665 - 672. (WANG Tao, LIU Jin-li, WANG Xu. Homogenized additional stress coefficient of foundation piles based on generalized mode of pile shaft resistance[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(4): 665 - 672. (in Chinese))
- [6] 刘金砺, 迟铃泉. 桩土变形计算模型和变刚度调平设计[J]. 岩土工程学报, 2000, **22**(2): 151 - 157. (LIU Jin-li, CHI Ling-quan. The modified model of pile-soil deformation calculation and variable rigidity design method for balance settlement[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, **22**(2): 151 - 157. (in Chinese))
- [7] MINDLIN R D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid[J]. Physics, 1936, **7**(5): 195 - 202.
- [8] GEDDES J D. Stresses in foundation soils due to vertical subsurface loading[J]. Géotechnique, 1966, **16**(3): 231 - 255.

DOI: 10.11779/CJGE202111020

非饱和 Q_3 黄土微细观结构特征及对强度特性影响机制

韦雅之¹, 姚志华^{*1}, 种小雷¹, 张建华²

(1. 空军工程大学机场建筑工程教研室, 陕西 西安 710038; 2. 中国建筑西南勘察设计研究院有限公司, 四川 成都 610052)

摘 要: 结构性是影响非饱和原状黄土力学变形特征的重要因素, 但鲜有从微细观与宏观相结合的角度分析原状与重塑黄土结构性差异的相关报道。以同一物理力学条件下的非饱和原状 Q_3 黄土及其重塑土为研究对象, 进行控制吸力和净围压为常数的非饱和三轴剪切试验, 并通过微细观扫描以揭示两者结构差异对强度特性的影响机制。试验表明原状和重塑 Q_3 黄土黏聚力 c 均随吸力增加呈线性增加趋势, 且原状土黏聚力大于重塑土; 内摩擦角受吸力影响较小, 两者差异不大。原状黄土颗粒棱角明显, 颗粒间为架空排列且具有良好胶结作用, 结构性强且稳定; 重塑黄土颗粒棱角浑圆, 颗粒间为镶嵌接触且胶结作用破坏, 土骨架作用不明显, 结构性弱, 形成的团粒结构易于压缩, 团粒和颗粒联结不稳固, 进而原状土具备更好的抵御外部剪切破坏的能力。同一物理条件下的原状和重塑黄土中孔径小于 $50\ \mu\text{m}$ 分别占试样总体积的 22.7% 和 16.3%, $50\sim 200\ \mu\text{m}$ 孔径分别为 71% 和 83.7%, 大于 $200\ \mu\text{m}$ 分别为 6.3% 和 0%。这表明支架大孔隙结构没有为原状土提供更大的变形空间, 而良好的胶结作用和结构性保证了原状黄土具备较高的强度特征。

关键词: 非饱和黄土; 微细观; 结构性; 抗剪强度

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-2127-07

作者简介: 韦雅之(1994—), 女, 博士研究生, 主要从事机场规划及特殊土地基处理理论研究。E-mail: 2651742406@qq.com。

Microstructural properties of unsaturated Q_3 loess and their influence mechanisms on strength properties

WEI Ya-zhi¹, YAO Zhi-hua¹, CHONG Xiao-lei¹, ZHANG Jian-hua²

(1. Dept. of Airdrome Construction Engineering, Air Force Engineering University, Xi'an 710038, China; 2. China Southwest Geotechnical Investigation & Design Institute Co., Ltd., Chengdu 610052, China)

Abstract: Structure is the important factor affecting the mechanical deformation characteristics of unsaturated undisturbed loess, but there are few reports on the structural differences between undisturbed and remolded loesses from the perspective of combining micro and macroscopic views. Taking the unsaturated undisturbed Q_3 loess and its remolded soil under the same physical and mechanical conditions as the research objects, the unsaturated triaxial shear tests with the control suction and net confining pressure as constants are carried out, and the influence mechanism of the structural differences between the two on the strength characteristics is revealed by micro and meso-scopic scanings. The tests show that the cohesions of the undisturbed and remolded Q_3 loess increase linearly with the increase of matric suction, and the cohesion of the undisturbed soil is greater than that of the remolded soil. The angle of internal friction is basically constant and less affected by the matric suction, and the difference between the two is not significant. The undisturbed loess particles have obvious edges and corners, which are in bracket contact and have good cementation, and the structure of the undisturbed loess is strong. The remolded loess particles are close to round and in inlaid contact, and the cementation between them is destroyed. The soil skeleton function of the remolded loess is not obvious and the structure is weak, the formed aggregate structure is easy to compress, and the connection between aggregates and particles is not stable, thus forming the undisturbed soil with better resistance to the external shear failure. Under the same physical conditions, the pore sizes of undisturbed and remolded loesses less than $50\ \mu\text{m}$ account for 22.7% and 16.3% of the total volume of the samples, respectively. The pore sizes between $50\ \mu\text{m}$ and $200\ \mu\text{m}$ are 71% and 83.7%, respectively, and those larger than $200\ \mu\text{m}$ are 6.3% and 0%, respectively. The open structure composing of the bracket macro-void does not provide deformation space for the undisturbed soil, but the good cementation and structural properties ensure that the undisturbed loess has high strength characteristics.

Key words: unsaturated loess; micro- and meso-scopic scale;

基金项目: 国家自然科学基金项目 (11972374, 51509257)

收稿日期: 2020-12-16

*通信作者 (E-mail: lightbright@163.com)

structura property; shear strength

0 引言

天然状态下的土一般均具有结构性特征, Terzaghi^[1]最早开展了土微观结构的研究, Casagrand^[2]提出了土的书本结构, 进一步发展了土的结构性, 而 Mitchell^[3]认为土的结构性是颗粒间的排列以及胶结作用。谢定义等^[4]认为结构性揭示了土颗粒排列的几何特征以及土颗粒联结的力学特征, 起到保持土的原结构不被外力破坏的作用。非饱和原状黄土是一种形成于干旱和半干旱条件下的特殊沉积物, 具有垂直裂隙发育、颗粒随机排列、粒间孔隙多样等特性, 具有典型的结构性特征。深入研究黄土结构性有助于进一步揭示黄土力学特性和湿陷变形机理, 为工程建设提供理论指导。

原状黄土微细观结构特征(高国瑞^[5-7]、雷祥义^[8]、Li等^[9]、Deng等^[10]、Wang等^[11]以及Wei等^[12])对其力学变形特性有着较大影响。国内外学者对土的结构性开展诸多研究。Samoilych^[13]、Ng等^[14-15]、Wang等^[16]及Nan等^[17]分析了微观结构和结构变化对黄土强度和变形特性的影响。Li等^[18]通过试验表明黄土的原状抗拉强度与扰动抗拉强度之间存在较大差异, 说明研究其结构的重要性。陈正汉等^[19]依据CT扫描, 为定量描述黄土结构性以及相关演化规律提出了途径。蒋明镜等^[20]建立了考虑颗粒间吸引力、胶结尺寸等因素的三维胶结接触模型, 反映了非饱和结构性黄土的相关力学特性。姚志华等^[21-22]及王腾等^[23]通过宏观力学试验研究了结构性对非饱和黄土抗剪特性的影响。Leroueil等^[24]认为受结构性影响, 原状与重塑在力学特性方面有根本区别。然而以往研究鲜有从微细观与宏观相结合的角度对于原状与重塑黄土的结构性进行比较, 未有关于结构性差异对强度特性的影响进行讨论。

本文以非饱和Q₃黄土为研究对象, 通过微观和细观两条途径比较原状土和重塑土在颗粒尺寸、骨架、孔隙率等方面的结构特征差异, 并由此出发分析原状和重塑土在控制吸力和围压的宏观三轴试验中其抗剪强度之间存在差异的原因, 以期揭示原状黄土结构性对其力学变形特性的影响规律提供一些依据和参考。

1 试验概况

1.1 宏观力学试验

试样取自陕西西安市北辰大道与凤城八路交汇处, 现场人工挖设探井, 在地表下5 m取得30 cm×30 cm×30 cm原状土样若干, 为防止水分散发用塑料薄

膜包裹后运回实验室。试验用土土颗粒相对密度为2.71, 初始含水率 w 为13.45%, 干密度 ρ_d 为1.35 g/cm³, 孔隙比 e 为1.01, 饱和度 S_r 为36.09%, 液限 w_L 为27.32%, 塑限 w_p 为16.94%。

使用削土器制成直径39.1 mm, 高度80 mm的原状三轴试样。将原状土样碾碎过1 mm筛处理, 保证含水率与原状土相同; 控制重塑土样干密度与原状土相同, 利用重塑土制样设备, 分5层压实制备土样。

试样初始含水率为13.45%, 采用水膜转移法统一将试样含水率提高到20%。分若干次将水均匀滴在原状试样上, 每次滴水间隔2~3 h。将调整含水率后的试样放置在保湿器中, 每12 h翻动一次, 并称量试样重量变化, 确保达到目标含水率。试样在保湿器中放置时间不低于72 h。

试验采用同时控制吸力和净围压为常数的三轴固结排水剪切试验, 控制净围压分别是50, 100, 200 kPa, 控制吸力为50, 100, 200 kPa。原状样、重塑样各9个, 总共18个试样。试样吸力平衡和固结过程稳定标准为2 h内体变和排水量不超过0.01 cm³, 三轴剪切速率为0.016 mm/min。轴向应变达到15%, 试样破坏, 停止剪切。

1.2 微细观扫描

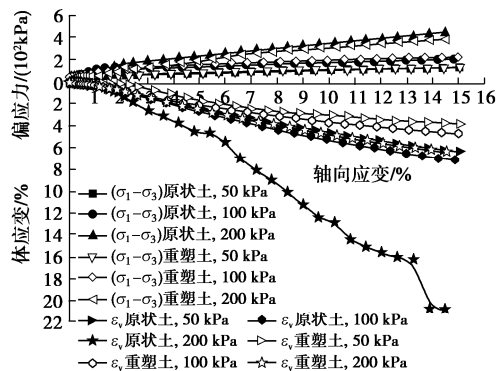
SEM扫描前, 将制备好的三轴原状及重塑土样用小刀削成约2 cm×1.5 cm×1.5 cm的长条状, 并在中部刻一圈深约2 mm的凹槽, 而后沿凹槽掰开, 选取较为平整的断面并用橡皮球吹净扬尘, 而后将样品粘在观察室的底座上, 运用VEGAHXMU型扫描电镜进行扫描, 分辨率为40.2 μm。在扫描过程中, 将样品在视野中移动, 避开奇异点选择有代表性的区域进行拍照, 每个区域均从高放大倍数到低放大倍数进行拍照, 主要选50, 500, 5000, 10000等倍数。

对于CT三维结构重建扫描, 首先制备原状和重塑环刀试样各1个, 试样直径约61.8 mm, 高度约20 mm。为避免金属对CT扫描影响, 环刀由具有高强度且易于加工为精密尺寸零部件的Peck材料(聚醚醚酮)制成。本次样品测试所用仪器为nanoVoxel-2000系列具有3 μm(平板探测器)/500 nm(物镜耦合探测器)的空间分辨率工业CT。利用此仪器进行数据采集, 基于CT数据结果, 定量分析样品内部的孔隙及其连通情况, 统计孔隙半径等数据。对样品进行高分辨扫描成像, 每0.25°采集一帧图像, 图像尺寸为1920×1536, 为提高分辨率样品旋转两圈, 共采集1440帧图像。

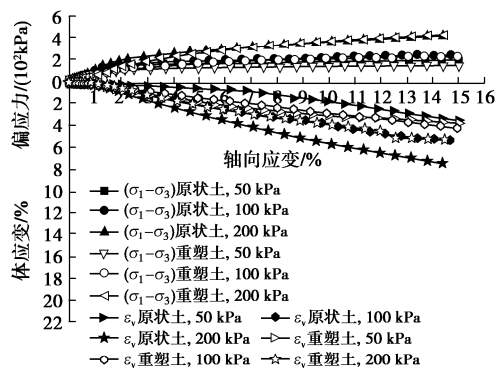
2 试验结果及分析

2.1 基质吸力对强度的影响

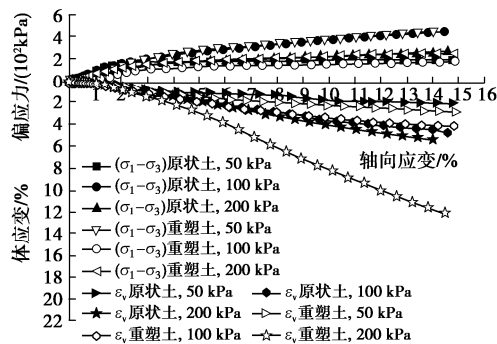
图 1 为 18 个试样的应力应变曲线图。由图 1 可知, 吸力相同时, 随着净围压 ($\sigma_3 - u_a$) 的增大, 原状和重塑土试样偏应力呈上升趋势, 且轴向应变一定时, 原状黄土的偏应力要略高于重塑土。原状黄土与重塑黄土的应力 - 应变曲线均由弱硬化型向强硬化型发展, 原状黄土大致在轴应变 1%~1.5% 时, 偏应力增大较快; 而重塑黄土在轴应变达到 3%, 偏应力才增长到较大值。



(a) $s=50$ kPa



(b) $s=100$ kPa



(c) $s=200$ kPa

图 1 同一吸力不同净围压下非饱和 Q_3 原状和重塑黄土偏应力、体应变和轴应变关系曲线

Fig. 1 Curves of deviatoric stress, volume strain and axial strain of unsaturated Q_3 undisturbed and remolded loesses under same suction and different net confining pressures

原状土在不同净围压下, 体应变 ε_v 随着轴向应变 ε_a 的增大而逐渐增大。在净围压较大时, 土颗粒间的结构被破坏, 内部微观结构无法承受外部荷载作用导致土样变形增大。重塑土试样变形与原状土主要区别在于吸力较大时, 相同条件下重塑土样的体变值要大于原状土样。重塑土样是由原状土样碾碎重组形成的, 即使颗粒间重新排列形成新的团粒结构, 但颗粒间的联结已被破坏, 从而结构强度以及结构稳定性均不如原状土样。

此外, 非饱和 Q_3 原状和重塑黄土三轴剪切试验呈弱硬化和强硬化破坏, 取轴应变 $\varepsilon_a = 15\%$ 的偏应力为破坏应力。试样破坏时对应的偏应力 q_f 和净平均应力 p_f 可由下式得到:

$$q_f = \sigma_{1f} - \sigma_3, \quad (1)$$

$$p_f = \frac{\sigma_{1f} + 2\sigma_3}{3}, \quad (2)$$

式中, σ_{1f} 为试样破坏时的大主应力 (kPa), σ_3 为试样受到的小主应力, 其值等于试验时施加的围压 (kPa)。

通过图 1 得到每个试样的破坏时的偏应力 q_f 和净平均应力 p_f , 并将两者关系汇于图 2 中, 形成 $p_f - q_f$ 平面内的强度包线。由图 2 可知, 吸力相同的一组试验点落在一条直线上, 可用下式表达:

$$q_f = \zeta + p_f \tan \omega, \quad (3)$$

式中, ζ , $\tan \omega$ 为直线的截距 (kPa) 和斜率, 其值用最小二乘法确定。

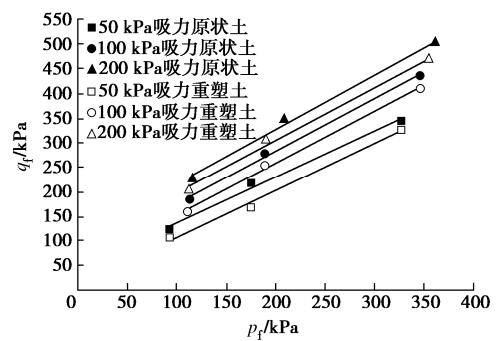


图 2 非饱和 Q_3 黄土强度包线

Fig. 2 Strength criteria of unsaturated Q_3 loess

按照莫尔-库仑条件, 以压为正, 拉为负。土的抗剪强度公式用主应力 σ_{1f} , σ_3 表示为

$$\frac{1}{2}(\sigma_{1f} - \sigma_3) = c \cos \varphi + \frac{1}{2}(\sigma_{1f} + \sigma_3) \sin \varphi. \quad (4)$$

将式 (1), (2) 解得的 σ_{1f} , σ_3 代入抗剪强度公式 (4), 与式 (3) 对比可得土的黏聚力 c 和内摩擦角 φ :

$$\left. \begin{aligned} c &= \frac{3 - \sin \varphi}{6 \cos \varphi} \xi, \\ \sin \varphi &= \frac{3 \tan \omega}{6 + \tan \omega} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

由式(5)可计算出土的强度参数 c 和 φ , $c-s$, $\varphi-s$ 关系分别如图3所示。

由图3可知, 非饱和原状及重塑黄土的黏聚力 c 随吸力呈线性增加趋势, 内摩擦角 φ 受吸力的影响较小。在吸力为50, 100, 200 kPa时, 原状土与重塑土黏聚力 c 相差百分数分别为103%, 39.55%, 12.87%; 内摩擦角 φ 相差百分数分别为7.3%、5.3%、3.2%, 由此可知原状土黏聚力、内摩擦角均大于重塑土, 而两者内摩擦角差异较黏聚力差异小。

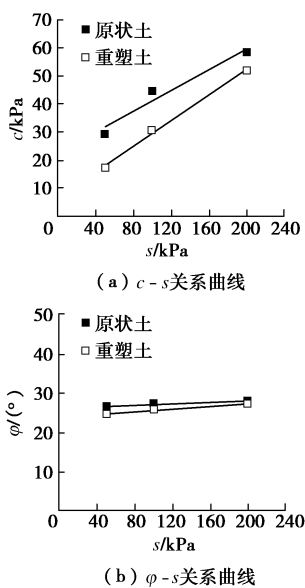


图3 非饱和 Q_3 黄土 $c-s$, $\varphi-s$ 关系曲线

Fig. 3 Relationship curves of $c-s$, $\varphi-s$ of unsaturated Q_3 loess

2.2 黄土微观结构特征对强度的影响

由前文三轴剪切试验结果可知, 原状黄土的结构较稳定, 能够较好地抵抗外力破坏, 重塑土样颗粒联结不稳固, 抵抗能力较差。由此说明同一试验条件下, 原状与重塑土结构性差异导致其强度指标方面的差异, 从而需对原状及重塑土的微细观结构特征进行深入研究, 进一步揭示结构性对黄土强度的影响机制。

通过电镜扫描, 放大50倍时, 原状土有明显的大孔洞(图4(a)), 而重塑土不具有这一特征(图5(a))。放大倍数为(500~5000)倍时(图4(b), (c)和图5(b), (c)), 可以观察到十分清晰的黄土颗粒形态, 其中原状土的骨架颗粒以细粒状颗粒胶结而成的集粒为主, 并且颗粒具有明显的棱角; 重塑土由于扰动造成微结构破坏, 因此骨架颗粒中集粒较原状土减少, 单粒体较多, 且颗粒棱角形态接近浑圆。放大

倍数为10000(图4(d)和图5(d))时, 可以观察到黄土颗粒的排列形式及接触关系, 其中原状土的骨架颗粒排列形式主要为架空排列, 接触关系主要为点接触、面接触及胶结接触; 重塑土的骨架颗粒排列形式主要为镶嵌排列, 接触关系多为点接触及面接触。

原状土颗粒之间的胶结物使得颗粒间存在较强的胶结作用, 使得试样骨架在三轴剪切过程中能够承受较大的剪切作用。重塑土颗粒形态不具有明显的棱角接近浑圆, 骨架稳定性较差, 并且由于扰动过程破坏了大部分原始的胶结接触, 重塑后的胶结接触表现出了强度下降幅度较大。

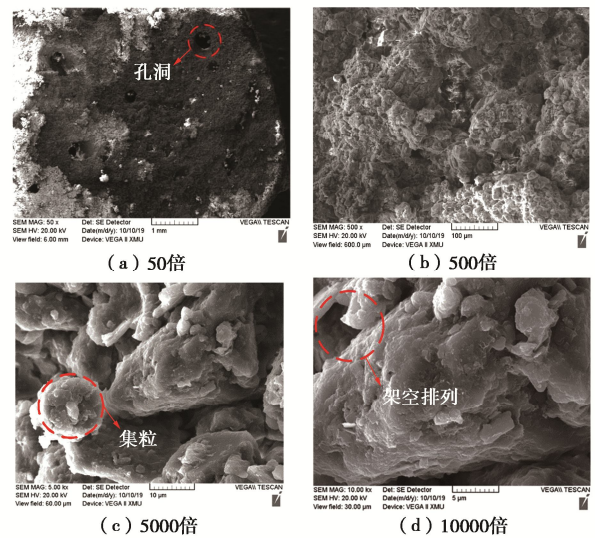


图4 原状土 SEM 图片

Fig. 4 SEM image of undisturbed loess

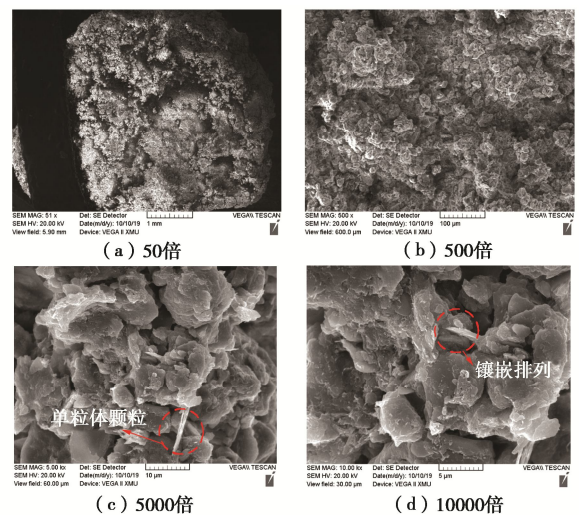


图5 重塑土 SEM 图片

Fig. 5 SEM images of remolded loess

2.3 黄土孔隙结构与分布特征对强度的影响

将完整的原状及重塑土试样进行CT扫描并进行三维重建, 试样的三视图(俯视、左视、主视图)和三维重建图如图6所示。原状土具有十分明显的裂缝以及大孔隙; 而重塑土土样均匀, 无裂缝及大孔隙。

为进一步比较原状和重塑土样的细观结构,从样品 CT 扫描结果中截取 $300\times300\times300$ 层的立方体 CT 数据 (边长= $300\text{ }\mu\text{m}\times40.2\text{ }\mu\text{m}$),并提取孔隙生成如图 7 所示的三维图像,可以看出原状土试样孔隙多为连通孔隙,且孔隙半径较大;重塑土样无连通孔隙,且孔隙半径普遍较小,这与骨架颗粒的连接方式有关。运用数理统计方法可实现对孔隙形状因子 (代表孔隙形状的规则度,形状因子的值越大,代表其形状越规则)、半径等孔隙结构的定量提取,绘制如图 8,9 所示的概率分布及直方图。

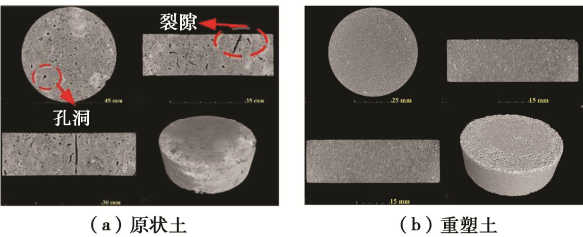


图 6 环刀试样三维重建及其三视图

Fig. 6 Three-dimensional reconstruction of ring cutter specimen and its three views

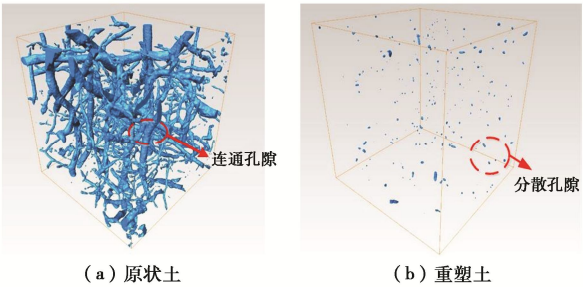


图 7 试样截取数据孔隙三维图

Fig. 7 Three-dimensional diagram of interception data pores of specimen

从图 8 中可得原状和重塑土试样孔隙形状因子分布均为正态分布,其中原状土试样孔隙形状因子分布值主要集中在 $0.024\sim0.050$,重塑土试样形状因子分布值为 $0.022\sim0.044$ 。原状土样与重塑土的孔隙形状规则程度较为相近。

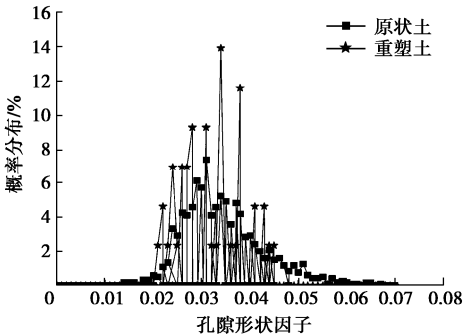


图 8 试样孔隙形状因子概率分布图

Fig. 8 Probability distribution diagram of pore shape factor of specimen

从图 9 中可看出原状和重塑土试样孔隙半径大小均成正态分布,其中原状土试样中小于 $50\text{ }\mu\text{m}$ 的孔隙数量较小,仅占 22.7%;孔径在 $50\sim120\text{ }\mu\text{m}$ 的数量占比可达 59.1%; $120\sim200\text{ }\mu\text{m}$ 的孔隙数量占比为 11.9%;大于 $200\text{ }\mu\text{m}$ 的孔隙数量则显著降低,占总体积的 6.3%。重塑土试样中小于 $50\text{ }\mu\text{m}$ 的孔径含量较小,仅占 16.3%;大于 $50\text{ }\mu\text{m}$ 后孔隙数量明显增加,孔径在 $50\sim120\text{ }\mu\text{m}$ 的数量占比可达 83.7%;重塑土中没有大于 $200\text{ }\mu\text{m}$ 的孔隙。

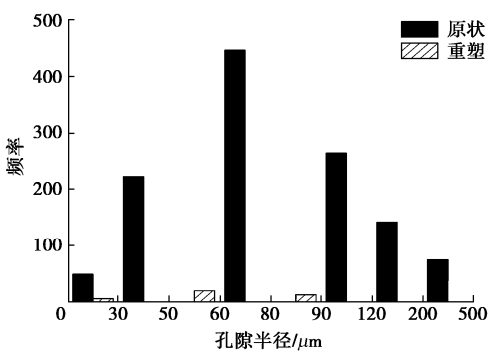


图 9 试样孔隙半径统计分布直方图

Fig. 9 Statistical distribution histogram of pore radius of specimen

根据王永焱等^[25]孔隙类型及孔径划分方法:微孔隙 (小于等于 $50\text{ }\mu\text{m}$),中孔隙 ($50\sim500\text{ }\mu\text{m}$) 及大孔隙 (大于等于 $500\text{ }\mu\text{m}$),可以看出原状和重塑黄土存在孔隙差异,具体表现为原状土样中存在少量微孔隙、大孔隙和大量中孔隙,重塑土中存在少量微孔隙和大量中孔隙。由此可见,原状黄土内部存在较大的孔洞和孔隙,原生结构不均匀性很明显。经历人工压实后重新成型的黄土,原生结构被逐渐破坏,其土骨架之间的架空孔隙明显减少,结构重塑的过程中土体趋于致密均匀,以中、微孔隙为主。

与前文宏观剪切试验对比可知,架空结构和大孔隙在剪切变形破坏过程中并没有为原状土提供更大的变形空间。由于原状土样与重塑土样孔隙形状因子较为相近,使得孔隙周围颗粒间排列具有相似的散乱程度,因此颗粒间的内摩擦角差异不大。此外,在天然状态下,土颗粒间接触的骨架位置存在胶结物,使得原状土样具有稳定的结构性,抵抗外界破坏能力比较强。重塑土由于颗粒结构被破坏,胶结物质也随着骨架颗粒的滑动而分解,并分布在颗粒孔隙之间,土颗粒间的连接相对松散,抵抗外界破坏的能力较差,从而使得原状土的结构强度高于重塑土。

3 结 论

本文通过比较同一物理力学条件下的非饱和 Q₃

原状和重塑黄土结构差异,结合非饱和和三轴剪切试验、电镜扫描以及CT扫描试验,从微细观结构和宏观力学等方面,旨在探讨结构性对黄土力学变形特征的作用机理。主要得到4点结论。

(1) 非饱和 Q_3 原状和重塑土试样基质吸力对强度参数影响存在差异。两者黏聚力 c 随吸力呈线性增加趋势,内摩擦角 φ 受吸力的影响较小。在吸力分别为50, 100, 200 kPa时,原状土与重塑土黏聚力 c 相差百分数分别为103%, 39.55%, 12.87%,内摩擦角 φ 相差百分数分别为7.3%, 5.3%, 3.2%,由此可知原状土黏聚力、内摩擦角均大于重塑土,而两者内摩擦角差异较黏聚力差异小。

(2) 非饱和 Q_3 原状与重塑土试样微观结构特征存在明显差异,主要表现在颗粒形态和颗粒接触两方面。原状土颗粒棱角较明显,颗粒间为架空接触并存在较强的胶结作用;重塑土颗粒形态接近浑圆,颗粒间为镶嵌接触形式并胶结接触被破坏,宏观表现在原状土所能承受的极限破坏力较大。

(3) 非饱和 Q_3 原状与重塑土试样细观结构特征存在明显差异,主要表现在孔隙半径方面。原状土和重塑土中小于50 μm 的孔隙占比分别为22.7%, 16.3%, 50~120 μm 的占比分别为59.1%, 83.7%。此外,原状土中还存在120~200 μm 和大于200 μm 的孔隙,占比分别为11.9%, 6.3%。由此可见,重塑土中的架空孔隙明显减小,但由于原状土中架空孔隙数量较少且组成的架空结构没有提供较大的变形空间。

(4) 原状土和重塑土孔隙形状因子分布范围分别为0.024~0.050, 0.022~0.044,相近的孔隙形状因子使得孔隙周围颗粒间排列具有相似的散乱程度,因此颗粒间的内摩擦角差异相对较小,而原状土颗粒间完好的胶结物使其比胶结物破损的重塑土颗粒间具有更好的黏聚力,从而使得原状土结构强度高于重塑土。

参考文献:

- [1] TERZAGHI K. Theoretical Soil Mechanics[M]. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc., 1943.
- [2] CASAGRANDE A. The structure of clay and its importance in foundation engineering[J]. Journal of Boston Society of Civil Engineering, 1932, 19.
- [3] MITEHELL J K. Fundamenials or Soil Behaviouy[M]. 2nd ed. New York: Wiley. 1993.
- [4] 谢定义, 邢义川. 黄土土力学[M]. 北京: 高等教育出版社, 2016. (XIE Ding-yi, XING Yi-chuan. Soil Mechanics for Loess Soils[M]. Beijing: Higher Education Press, 2016. (in Chinese))
- [5] 高国瑞. 中国黄土的微结构[J]. 科学通报, 1980, 25(20): 945-948. (GAO Guo-rui. Microstructure of Chinese loess[J]. Chinese Science Bulletin, 1980, 25(20): 945 - 948. (in Chinese))
- [6] 高国瑞. 黄土显微结构分类与湿陷性[J]. 中国科学, 1980, 10(12): 1203 - 1208, 1237. (GAO Guo-rui. Microstructure classification and collapsibility of loess[J]. China Science, 1980, 10(12): 1203 - 1208, 1237. (in Chinese))
- [7] 高国瑞. 黄土湿陷变形的结构理论[J]. 岩土工程学报, 1990, 12(4): 1 - 10. GAO Guo-rui. A structure theory for collapsing deformation of loess soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1990, 12(4): 1 - 10. (in Chinese))
- [8] 雷祥义. 土显微结构类型与物理力学性质指标之间的关系[J]. 地质学报, 1989, 63(2): 182 - 191. (LEI Xiang-yi. Relationship between microstructure types and physical and mechanical properties of soil[J]. Acta Geologica Sinica, 1989, 63(2): 182 - 191. (in Chinese))
- [9] LI X J, HU C Z, LI F Y, et al. Determining soil water characteristic curve of lime treated loess using multiscale structure fractal characteristic[J]. Scientific Reports, 2020, 10: 21569.
- [10] DENG L S, FAN W, LIU S P, et al. Quantitative research and characterization of the loess microstructure in the bai Lu tableland, Shaanxi Province, China[J]. Advances in Civil Engineering, 2020: 1 - 14.
- [11] WANG Y, YANG H, JING X. Structural characteristics of natural loess in northwest China and its effect on shear behavior[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2021, 39(1): 65 - 78.
- [12] WEI Y N, FAN W, YU B, et al. Characterization and evolution of three-dimensional microstructure of Malan loess[J]. CATENA, 2020, 192: 104585.
- [13] SAMOILYCH K O. Determination of influence of the microstructure on the physical and mechanical properties of loess soils in Dnieper region[J]. Journal of Geology, Geography and Geoecology, 2016, 24(1): 125 - 132.
- [14] NG C W W, MU Q Y, ZHOU C. Effects of soil structure on the shear behaviour of an unsaturated loess at different suctions and temperatures[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2017, 54(2): 270 - 279.
- [15] NG C W W, SADEGHI H, JAFARZADEH F, et al. Effect of microstructure on shear strength and dilatancy of unsaturated loess at high suctions[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2020, 57(2): 221 - 235.

- [16] WANG J D, LI P, MA Y, et al. Evolution of pore-size distribution of intact loess and remolded loess due to consolidation[J]. *Journal of Soils and Sediments*, 2019, **19**(3): 1226 – 1238.
- [17] NAN J J, PENG J B, ZHU F J, et al. Shear behavior and microstructural variation in loess from the Yan'an area, China[J]. *Engineering Geology*, 2021, **280**: 105964.
- [18] LI Y R. A review of shear and tensile strengths of the Malan Loess in China[J]. *Engineering Geology*, 2018, **236**: 4 – 10.
- [19] 陈正汉, 郭楠. 非饱和土与特殊土力学及工程应用研究的新进展[J]. *岩土力学*, 2019, **40**(1): 1 – 54. CHEN Zheng-han, GUO Nan. New developments of mechanics and application for unsaturated soils and special soils[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2019, **40**(1): 1 – 54. (in Chinese))
- [20] 蒋明镜, 孙若晗, 李涛, 等. 一个非饱和结构性黄土三维胶结接触模型[J]. *岩土工程学报*, 2019, **41**(增刊 1): 213 – 216. (JIANG Ming-jing, SUN Ruo-han, LI Tao, et al. A three-dimensional cementation contact model for unsaturated structural loess[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2019, **41**(S1): 213 – 216. (in Chinese))
- [21] YAO Z H, CHEN Z H, FANG X W, et al. Elastoplastic damage seepage-consolidation coupled model of unsaturated undisturbed loess and its application[J]. *Acta Geotechnica*, 2020, **15**(6): 1637 – 1653.
- [22] 姚志华, 连杰, 陈正汉, 等. 考虑细观结构演化的非饱和 Q₃ 原状黄土弹塑性本构模型[J]. *岩土力学*, 2018, **39**(5): 1553 – 1563. (YAO Zhi-hua, LIAN Jie, CHEN Zheng-han, et al. An elastic-plastic constitutive model for unsaturated Q₃ undisturbed loess considering meso—structured evolution[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2018, **39**(5): 1553 – 1563. (in Chinese))
- [23] 王腾, 周茗如, 王晋伟, 等. 黄土塬地区非饱和结构性黄土的强度特性研究[J]. *岩土工程学报*, 2018, **40**(增刊 1): 189 – 197. (WANG Teng, ZHOU Ming-ru, WANG Jin-wei, et al. Experimental study on strength properties of unsaturated intact loess in loess tableland regions[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, **40**(S1): 189 – 197. (in Chinese))
- [24] LEROUDIL S, TAVENAS F, BRUCY F, et al. Behavior of destructured natural clay[J]. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, 1979, **105**(6): 759 – 778.
- [25] 王永焱, 滕志宏, 岳乐平. 黄土中石英颗粒表面结构与中国黄土的成因[J]. *地理学报*, 1982, **37**(1): 35 – 40. (WANG Yong-yan, TENG Zhi-hong, YUE Le-ping. et al. Surface texture of quartz grains under the scanning electron microscope and the genesis of loess in China[J]. *Acta Geographica Sinica*, 1982, **37**(1): 35 – 40. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202111021

尾矿管涌溃坝模式及下泄冲击特性试验研究

吴帅峰¹, 严俊¹, 蔡红¹, 肖建章¹, 杜继芳², 刘传鹏³

(1. 中国水利水电科学研究院流域水循环模拟与调控国家重点实验室, 北京 100048; 2. 山东工商学院管理科学与工程学院,

山东烟台 264005; 3. 中国矿业大学(北京)力学与建筑工程学院, 北京 100083)

摘要: 为分析尾矿管涌溃坝的演化规律, 理清溃坝机理, 揭示尾砂流下泄冲击特性, 采用现场大型物理模型试验方法对尾矿库管涌溃坝全过程进行试验研究。结果表明: 管涌形成冲刷通道, 进而出现上部塌落、侧向冲刷的溃坝模式, 溃口的发展经历了通道扩大、纵向下切和横向扩展 3 个过程, 并基于此提出了 7 阶段的溃坝过程; 尾砂流下泄速度随距离呈对数型衰减, 并基于幂函数形式提出了涵盖冲击速度、密度、埋深的 3 参数的冲击力模型; 尾砂流在坝体近端呈现下切冲刷, 远端呈现沉积的特征, 在弯道处由于流向转变的过程呈现外侧冲刷掏蚀, 内侧沉积淤积的特性, 并基于此提出了尾矿坝防护的建议。以上研究成果为尾矿库的防灾减灾提供理论基础。

关键词: 尾矿库; 管涌; 溃口发展; 下泄冲击; 沉积特性

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-2134-08

作者简介: 吴帅峰(1988—), 男, 河南登封人, 高级工程师, 博士后, 主要从事大坝岩土工程与冲击动力学等方面的研究。E-mail: wusf@iwhr.com。

Experimental study on dam break mode of tailing piping and discharge impact characteristics

WU Shuai-feng¹, YAN Jun¹, CAI Hong¹, XIAO Jian-zhang¹, DU Ji-fang², LIU Chuan-peng³

(1. State Key Laboratory of Simulation and Regulation of Water Cycle in River Basin, China Institute of Water Resources and Hydropower

Research, Beijing 100048, China; 2. School of Management Science and Engineering, Shandong Technology and Business University,

Yantai 264005, China; 3. School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining and Technology (Beijing), Beijing

100083, China)

Abstract: In order to analyze the evolution law of tailing pipe break, clarify the mechanism of tailing dam break, and reveal the impact characteristics of tailing flow, a large-scale physical model test method is used to study the whole process of piping break of a tailing reservoir. The results show that the scour channel is formed by piping, and then the dam break mode of the upper collapse and lateral scour occurs. The development of the breach has gone through three processes: channel expansion, longitudinal undercutting and transverse expansion. Based on this, a 7-stage dam break process is proposed. The tailing flow velocity decays logarithmically with distance, and the 3-parameter impact force model including impact velocity, density and buried mode is as follows: the depth is proposed based on the power function form, and the dam break tailing flow presents undercutting erosion at the near end of the dam body and deposition at the far end. Due to the change process of flow direction at the turning point, it presents the characteristics erosion at the outer side and deposition at the inner side. Based on this, some suggestions for protection of tailing dams are put forward. The above research results may provide theoretical basis for disaster prevention and mitigation of tailing ponds.

Key words: tailing reservoir; piping; breach development; discharge impact; sedimentary characteristic

0 引言

尾矿库是矿山企业排放弃渣的辅助生产设施, 其运行安全不仅关系到矿山生产运行, 更关系到坝下人民群众生命财产和环境安全^[1-2]。建国以来有统计的尾矿库溃坝事故有 38 起^[3-4], 造成巨大的生命、环境损失。由于重视程度的不足, 在 2001 年—2008 年, 尾

矿库事故呈上升趋势, 于 2008 年到达高峰, 其中溃坝事故居首, 占事故数的 58%, 2008 年发生襄汾尾矿溃坝事故后, 国家高度重视尾矿库安全管理^[5-6], 致使该

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2017YFC0804607); 国家自然科学基金项目 (U19A2049)

收稿日期: 2021-01-19

类事故逐渐减小, 但仍时有发生。

目前, 国内外学者对尾矿库溃坝机理、尾砂下泄沉积演进等方面有一定的探索并取得了一定的规律性成果。在模型试验方面, Hanson 等^[7]总结了美国农业部农业研究所的 7 次漫顶溃坝试验, 提出 4 阶段的溃口发展过程, 建立了溃口发展与堤坝材料间的相关性。Hassan 等^[8]开展了 3 种类别的溃坝模型试验, 针对溃口发展和溃口流量过程评价了 7 个溃口计算模型的适用性, 提出了溃口宽度的修正建议。Alonso 等^[9-10]、Gens 等^[11]以 Aznalcollard 大坝溃决为实例, 从现场试验观测、坝体破坏条件和下泄演进 3 个角度对溃坝的机理和过程进行研究, 基于孔隙水压力变化过程提出了渐进式材料侵蚀破坏模式, 重现了坝体滑坡过程的数值计算。Lobovsky 等^[12]采集了溃坝水流的对下游结构物的动压力, 提出了冲击力的计算模型。在数值计算方面, Zandarín 等^[13]以古巴某尾矿库溃坝为例, 采用水土耦合有限元方法模拟了溃坝诱因, 指出低渗透性坝体内的毛细水是影响稳定的关键因素, 提出将毛细水测定引入到安全监测范畴。钟启明等^[14]提出了均质坝溃坝“陡坎”移动的数学模型, 建立了溃坝过程的数值计算方法, 通过溃口流量过程和溃口形态验证了模型的合理性。Aureli 等^[15]在溃坝下泄冲击里的数据基础上, 建立了三维 SPH 冲击力模型, 率定了模型的参数敏感性并应用到相关预测上。Yuan 等^[16]利用 Fluent 软件建立从砂流运动速率、冲孔力和相应的埋砂深度等方面分析了尾砂流的演进特征, 得出了下游各断面的压力分布规律。阮德修等^[17]、Blight 等^[18]以泥石流冲击力的计算方法, 通过修正相关参数, 模拟了尾矿下泄冲击过程, 给出了冲击力与流速、埋深等参数的相关性。

总结相关研究, 溃坝过程的研究多集中在土质水坝上, 溃坝下泄演进也以水流为主要物质, 下泄冲击作用也仅考虑了水的作用, 而尾矿坝的特异性在于库内填料和筑坝材料是相一致的, 溃坝形式、过程和下泄演进均与水坝溃决区别较大^[19-21], 下泄冲击即与水坝溃决冲击不同, 也与泥石流冲击有所差异^[22-23]。对此, 亟待提出针对细粒尾矿料筑坝的溃决发展模式及模型, 开展尾砂流的下泄演进规律, 获取下泄冲击特性。本文以某金属矿尾矿料为材料, 建立了库容约 2600 m³, 坝高 5 m, 坝长 20 m 的尾矿库溃坝模型试验。采用无人机、高速摄影等手段采集了溃坝发展过程, 下游设置动应力、流速仪等传感设备, 采集尾砂流冲击力数据, 提出溃口演化、冲击作用和尾砂流冲刷沉积规律。

1 尾矿库溃坝模型试验

1.1 试验目的及预期

尾矿库溃坝及下泄冲击试验是根据相似理论构建尾矿库物理模型, 在库内注水, 模拟排水不畅的不利工况, 使坝体浸润线提升、饱和, 在薄弱处形成管涌, 模拟管涌发展形成溃坝的物理过程, 对溃坝全过程进行监测, 测得下泄尾砂流在不同速度下的应力时程曲线和冲刷沉积数据, 揭示尾矿库管涌溃坝机理、尾砂流冲击特性及冲刷沉积特征。

1.2 尾矿库模型设计

本试验模型选址地为广东省大宝山矿槽对坑尾矿库库区内, 矿区范围 9.53 km², 是典型的大型铁、铜、铅、锌等多种重金属硫化物综合性矿场。为便于模型库内补充水源, 且溃坝试验所产生的尾砂流直接排于库内, 不对库区安全造成影响, 将筑坝模型选在槽对坑尾矿库的库尾, 其平面如图 1 所示。

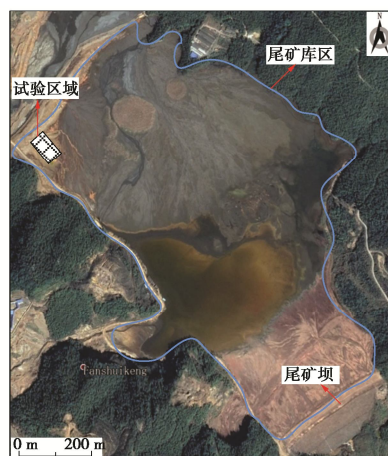


图 1 试验区设置

Fig. 1 Test area

利用此尾矿砂填筑的模型库, 顶部长、宽分别为 26, 20 m, 库底部长、宽分别为 20, 16 m, 库内深度为 5 m, 总库容约 2100 m³。库内堆放尾矿砂厚度为 3 m, 以模拟尾矿库存料并作为溃坝后尾砂流的来源, 空余高度 2 m 用于注水浸润坝体, 引导溃坝的发生。坝体高 5 m, 长 22 m, 顶宽 1 m, 坝内坡比 1:0.75, 外坡比 1:1, 模型设计及实体如图 2, 3 所示, 库容水位关系如图 4 所示。

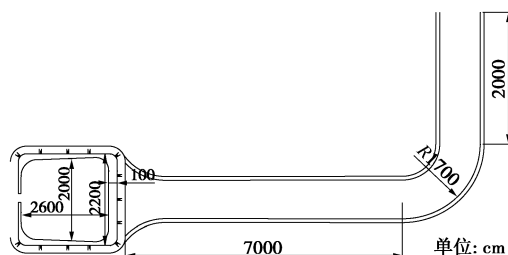


图 2 尾矿坝试验模型设计

Fig. 2 Model design of tests on tailing dam



图 3 尾矿坝实体模型
Fig. 3 Physical model for tailing dam

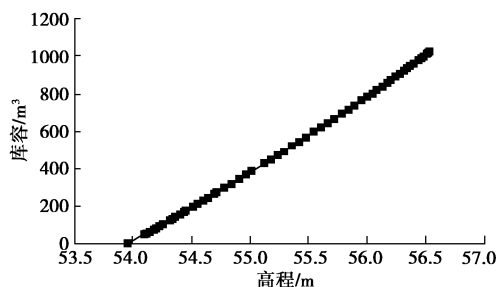


图 4 库容水位曲线
Fig. 4 Curve of water level

本试验主要关注于尾矿坝的溃坝过程分析溃口演化规律,分析下泄尾砂流冲击特征及影响因素,阐述尾砂流冲砂沉积规律,因此不再考虑相似比尺问题,且本模型试验较大,可反映实际尾矿坝的溃决特性。

模型库选用原尾矿砂作为填筑材料,该库为,以铜矿为主的多金属沉积尾矿砂,尾矿砂颗分曲线如图 5 所示,从曲线中可以看出, $D_{50}=0.12\text{ mm}$, 小于 0.075 mm 的颗粒含量占 26%,属于细粒尾矿砂,在土的类别上属黏性土,渗透系数为 $2.89\times 10^{-4}\text{ cm/s}$,属低渗透性。该尾矿砂因其含有选矿剂,具有较高的天然强度,表现性状为在天然含水量下经压实后有较高的强度,黏结性也很好,当浸水后选矿剂溶于水,整体呈浆状,不再具有强度。模型填筑完毕后再坝体各位置采集试样获取基本物理参数如表 1 所示。

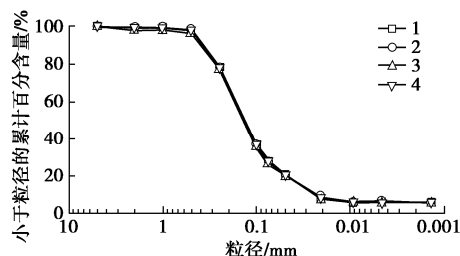


图 5 尾矿砂颗分曲线
Fig. 5 Grain-size distribution curve of tailings

从坝体 8 个典型位置的力学性质可得坝体材料的平均摩擦角为 56.43° ,平均黏聚力为 32.78 kPa ,反映该材料在天然含水率下具有较好的强度。

表 1 坝体各位置取样物理力学性质
Table 1 Physical and mechanical properties of sampling at each position of dam body

取样位置	含水率 /%	密度 /($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	干密度 /($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	摩擦角 /($^\circ$)	黏聚力 /kPa
左坝肩	8.06	1.66	1.53	57.97	31.66
坝顶	9.57	1.69	1.55	50.21	32.45
右坝肩	6.65	1.75	1.64	61.44	36.06
左坝坡中	7.03	1.72	1.61	55.98	30.71
坝坡中	4.36	1.70	1.63	59.94	32.72
右坝坡中	6.53	1.67	1.57	57.27	30.90
左坝脚	6.29	1.82	1.71	58.09	35.27
右坝脚	5.84	1.79	1.69	57.97	31.38

1.3 监测布置方案

(1) 溃口演化及下泄过程记录

为监测溃口发展规律和坝体变形,在坝体坡面设置 50 cm 边长的正方形网格,为捕捉初始溃决流速,在渠道内设置 100 cm 边长正方形网格,网格配合 3 台高帧率摄像及共同构成记录系统。如图 6 所示。



图 6 溃口演化及下泄过程记录网格
Fig. 6 Record grids of breach evolution and discharge process

(2) 尾砂流下泄冲击记录

为测得下游不同距离处的溃坝下泄流速和冲击作用,在渠道内安装 6 根钢结构立柱作为承载设置,其中#1 立柱高,安置于距离坝址 5 m 处,其余 5 根立柱高 1.5 m ,以 10 m 的等间距安装于下游渠道内,立柱根部安装 4 枚动应力计,上部安装雷达流速仪,侧边安装水尺。在坝体上安装 12 支渗压计用于获取坝体浸润线变化规律。整体安装简图如图 7 所示。

(3) 摄像系统

通过架设高帧率摄像机, 并配合各立柱侧边的测量水尺记录溃坝泥石流流到达该处的时间、淹没高度及泥深变化情况。其中#3 立柱顶端安置一枚高速摄像机, 捕捉溃坝正视图像及#2 立柱水位过程; 渠道侧边安置 1 台摄像机, 捕捉#1 立柱水位过程; 全景摄像头安置于#5—#6 立柱中间位置的渠道上, 用于捕捉#4—#6 立柱水位过程。无人机悬空正拍摄初始演进过程及溃口发展情况。

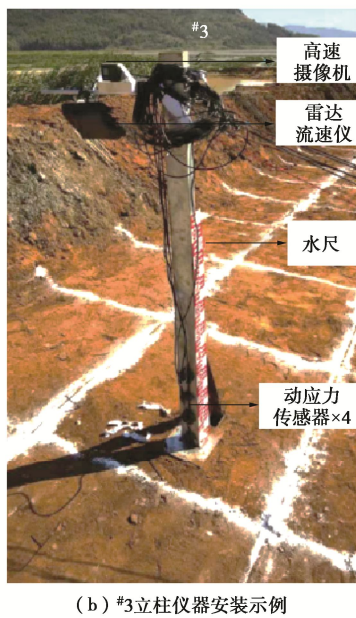
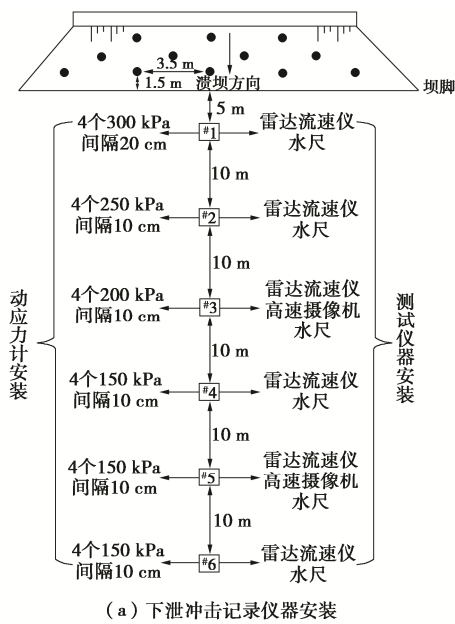


图 7 尾砂流下泄冲击记录仪器安装

Fig. 7 Installation of impact recording instrument for tailing discharge

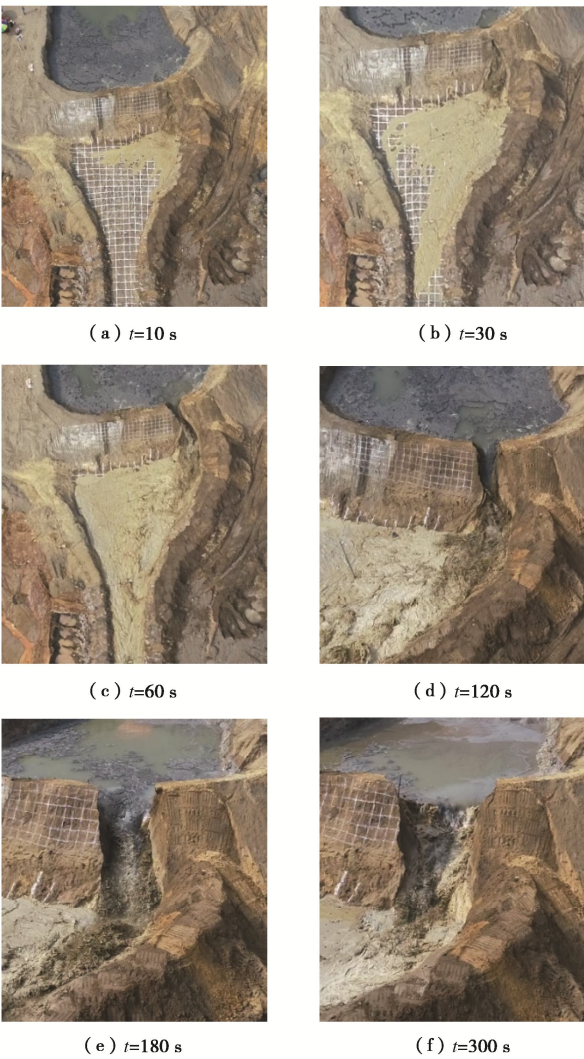
2 试验结果及分析

2.1 尾矿坝管涌溃坝全过程分析

为实现管涌溃坝模式, 在坝体填筑时左侧偏上距

坝顶约 1 m 位置处的尾矿砂仅放置而不进行压实, 使得该处的渗透系数大于其他部位, 以确保能发生渗漏通道。在蓄水过程中, 水面距坝顶 0.4 m 时, 即淹没预制薄弱点 0.6 m, 发生渗漏现象, 此时模型库内蓄水高度为 1.6 m。

从发生管涌现象到溃坝完结历时约 25 min, 可将溃坝过程分为 7 个阶段, 如图 8 所示: ①在管涌位置坝体内侧土料被流水带出, 外部形成小孔洞, 内部空洞直径大于外部; ②管涌通道贯通后迅速发展, 并向下游切割, 下部形成的冲刷通道逐渐大于原始管涌通道; ③坝体自下而上呈“八”字形跌落, 当原始管涌通道扩大到上方自重大于摩阻力时, 上部坝体脱落, 并被溃坝水流带走, 形成贯通坝体的溃口; ④下游坝坡出现初始冲坑, 随后形成“陡坎”并逐渐发展为近似直立状; ⑤“陡坎”向坝体上游发展, 并保持直立, 同时溃口的宽度和深度也不断发展, 直至“陡坎”发展到上游库内尾矿料顶面; ⑥溃口边坡发生失稳坍塌, 且内侧边坡先于外侧边坡坍塌; ⑦当水流的冲蚀能力小于土体的抗冲蚀能力时, 溃坝过程停止。



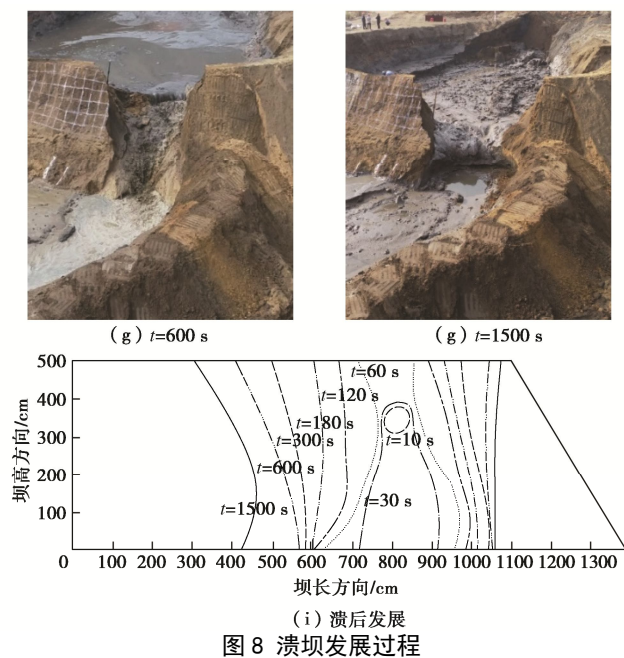


图 8 溃坝发展过程

Fig. 8 Dam break development process

将水位下降过程与时间相关联得出如图 9 所示曲线, 该曲线可显著表示水位下降的 3 阶段特征, 首先是前 240 s 的缓慢下降段, 其次为 240~450 s 的快速下降段, 最后为 450 s 以后的末端平稳段, 前期的缓慢下降段占总溃坝时间的 52%。通过对溃坝的发生条件和过程进行分析, 尾矿库排水条件不利, 液面升高, 坝体浸润线抬升时对其稳定最为不利。

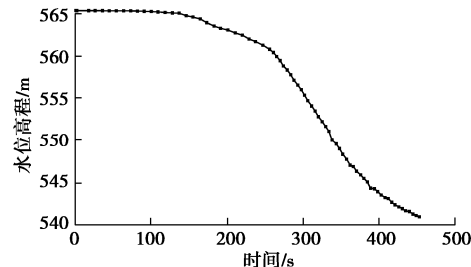


图 9 水位下降与时间关系曲线

Fig. 9 Relationship between water level and time

2.2 尾砂流下泄冲击特性

本次试验溃决点发生在坝体左侧, 因此水流绕过第一根立柱, 经喇叭口汇合聚拢后具备较大流速和冲击力, 第一根立柱所测结果并不反映下泄时程特征, 从第二根立柱分析溃决后尾砂冲击应力时程曲线, 如图 10 所示。

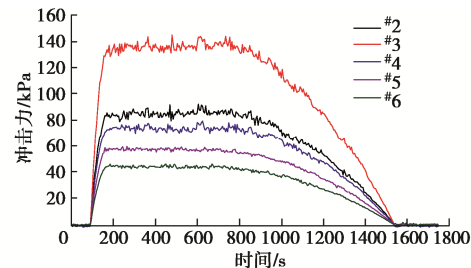


图 10 各位置冲击力时程曲线

Fig. 10 Time-history curves of impact force at each position

由于试验溃口位置偏向坝体左侧, 与渠道中流速监测点相对位置关系并非直接对应的, 下泄物在#2 位置开始汇集, 造成了#2 位置流速相对#3 位置小。#3—#6 位置的最大流速随距离呈指数型衰减, 如图 11 所示。据此可建立流速与冲击力间的相对关系。

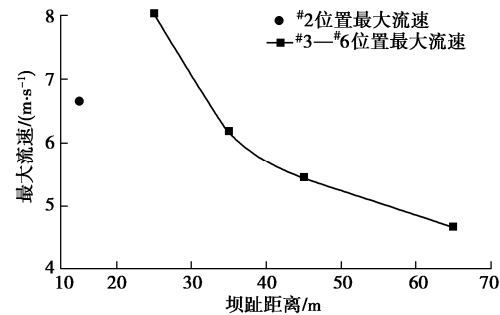


图 11 最大流速随距离的衰减形式

Fig. 11 Attenuation form of maximum velocity with distance

综合分析各立柱位置流速与冲击力关系, 从时程曲线上可看出, 冲击力和流速整体曲线发展形态均包含上升段、峰值段和下降段, 这 3 段在时间上也相互对应, 但下降段流速呈“凹”型下降, 而冲击力呈“凸”型下降, 这与流速与冲击力的非线性关系有关。

为更具体的解构流速与冲击力的关系, 将各立柱的最大冲击力与所对应流速耦合分析, 建立流速大于 4 m/s 时流速与冲击力对应关系, 同时在下落段找出同时刻下流速小于 4 m/s 时流速与冲击力对应关系, 对应关系如表 2 所示, 并绘制对应曲线关系如图 12 所示。

表 2 尾砂下泄流速与冲击力关系

Table 2 Relationship between velocity of tailing discharge and

impact force	
流速/(m·s ⁻¹)	冲击力/kPa
1.62	17.14
1.79	21.69
2.21	19.17
2.60	22.64
3.08	26.58
4.67	44.08
5.44	57.29
6.18	73.96
6.54	85.22
8.03	137.43

尾砂流的冲击力不仅与流速相关, 与密度也直接相关, 采集溃坝过程的尾砂流进行密度测试, 得出平均密度为 1.3 g/cm³, 结合图 12 所示可知, 在此密度下尾砂流的冲击力与流速呈幂函数相关性。拟合关系为

$$f = \frac{1}{2} \times 1.46 \times 1.3^{3.61} \times v^2 + 7.62 \quad , \quad (1)$$

式中, 1.3 为下泄尾砂流的平均密度, 7.62 为后缀项, 可理解为与冲刷时的下泄埋深相关。对此可将式 (1) 抽象为一般化冲击力与冲击速度、埋深、密度的相关模型为

$$f = \frac{1}{2} \alpha \cdot \rho^\beta \cdot v^2 + \gamma \cdot \rho gh \quad , \quad (2)$$

式中, α , β , γ 为待定系数项, ρ 为下泄尾砂流的密度, v 为下泄冲击速度, g 为重力加速度, h 为下泄尾砂流冲击时的埋深。

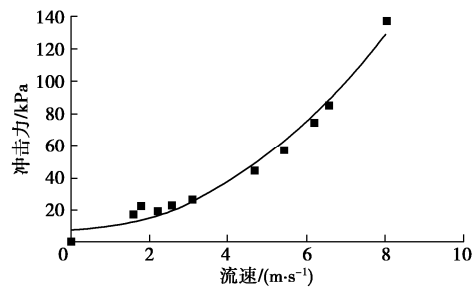


图 12 流速与冲击力对应关系

Fig. 12 Corresponding relationship between velocity and impact force

2.3 尾砂流下泄冲刷沉积特性

坝体溃决后尾砂流在近端产生冲刷作用, 在远端出现堆积, 为分析尾矿库溃坝下泄泥砂在坝址下游的冲刷和沉积规律, 采用无人机倾斜摄影建模方法, 建立溃坝前后的精细地理模型, 水平精度达到 5 mm, 如图 13 所示。

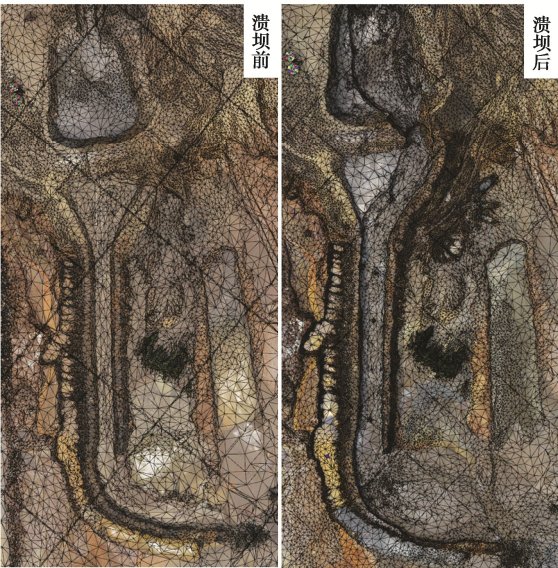


图 13 溃坝前后倾斜摄影地理模型

Fig. 13 Photographical geographical model for slope before and after dam break

利用此模型, 沿渠道内在 5, 15, 25, 35, 45, 55 m 和转弯处量测溃坝前后高程变化, 渠道内的坡度为 2%, 在渠道内, 由于流速较大, 水深较深, 造成竖直走向渠道内主要为水流的冲刷下切作用, 且在有立柱阻挡的位置产生更大的激波, 在立柱周围的冲刷更加严重, 冲刷下切深度与流速正相关。渠道内整体冲刷深度如表 3 所示。

表 3 竖直渠道内的冲刷深度

Table 3 Scour depths in vertical channel

距坝址距离 /m	原始高程 /m	冲刷后高程 /m	冲刷深度 /cm
15	561.05	560.79	26
25	560.85	560.59	26
35	560.63	560.39	24
45	560.42	560.18	24
55	560.24	560.01	23

在转弯处, 存在消能效应, 靠近渠道侧壁的一侧为冲刷区, 远离的一侧为沉积区, 冲刷区的形态与弯道形态基本一致, 沉积区呈扇形展开。水流的冲刷作用使得冲刷区渠道围堰被掏蚀, 渠道厚度变薄, 如图 14 所示。

冲刷相对严重的区域位置大致与竖直渠道相垂直, 在流速方向由 0° 转为 90° 的过程中侧向侵蚀效应最大, 如图 15 所示。

该侵蚀效应最大的沿程长度约为 17 m, 即一个转弯半径的长度, 将弯道起始位置定义为沿程长度的 0 m, 利用地理模型量测溃坝前后外侧渠道厚度和底面高程, 量化的说明冲刷强度, 并绘制冲刷特征与弯道起始距离的关系曲线如图 16 所示, 可看出在弯道处冲刷现象显著, 特别是侧向冲刷, 最大侧向冲刷侵蚀为 1.5 m, 冲刷深度上在弯道处也明显加深。同时, 在阻挡物的底部位置也发生较严重冲刷现象, 该位置产生激波作用, 往往比平顺位置更容易被掏蚀。

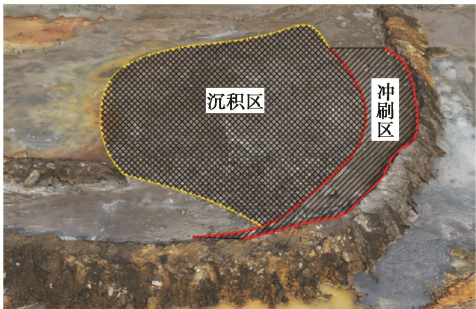


图 14 转弯区冲刷及沉积区分

Fig. 14 Division of erosion and sedimentary area in turning area

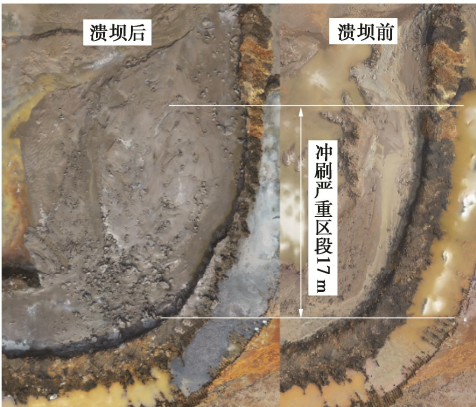


图 15 冲刷严重区域位置

Fig. 15 Areas with severe erosion

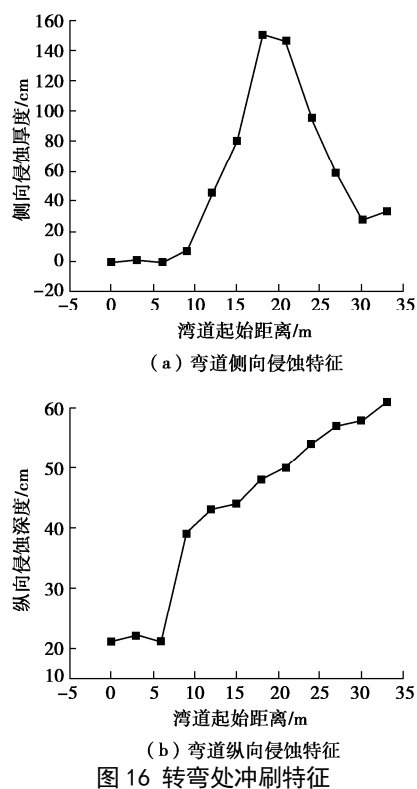


Fig. 16 Erosion characteristics at turning point

从冲刷侵蚀特性上进一步分析可得,溃坝尾砂流的防护设施可设置在下流一定距离处,采用弯道引导泄流方向的形式,在弯道处尾砂流撞击弯道壁并改变流动方向,实现能量耗散,并在内侧设置开放式通道供耗散后的尾砂流沉积,实现整体性的防护。

3 结 论

(1)尾矿坝管涌溃坝模式属于冲刷掏蚀形成管涌通道,出现上部塌落、侧向冲刷,进而发生溃坝。溃口的发展经历了通道扩大、纵向下切和横向扩展 3 个过程,并基于此提出了 7 阶段的溃坝过程。

(2)尾砂流下泄速度随距离呈对数型衰减形式;根据下泄冲击力与冲击速度间的幂相关性特征,提出了含有冲击速度、密度、埋深的 3 参数冲击力模型。

(3)下泄尾砂流在坝体近端呈现下切冲刷的特征,冲刷下切深度与流速正相关;远端呈现沉积特征,特别的,在弯道流向转变的作用下,靠近渠道侧壁的一侧为冲刷区,远离的一侧为沉积区,冲刷区的形态与弯道形态基本一致,沉积区呈扇形展开。

(4)在弯道处,流速方向由 0° 转为 90° 的过程中侧向侵蚀效应最大,消能也最大,长度约为弯道的转弯半径;根据此特性可在下游一定距离处,采用弯道引导泄流方向的形式进行防护。

参考文献:

[1] SHU Y B, LI P L, LI Z X. Risk assessment regarding tailings

dam break[J]. Advanced Materials Research, 2012, 433/434/435/436/437/438/439/440: 1864 - 1868.

[2] KOSSOFF D, DUBBIN W E, ALFREDSSON M, et al. Mine tailings dams: Characteristics, failure, environmental impacts, and remediation[J]. Applied Geochemistry, 2014, 51: 229 - 245.

[3] 于广明, 宋传旺, 潘永战, 等. 尾矿坝安全研究的国外新进展及我国的现状和发展态势[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(增刊 1): 3238 - 3248. (YU Guang-ming, SONG Chuan-wang, PAN Yong-zhan, et al. Review of new progress in tailing dam safety in foreign research and current state with development Trend in China[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33(S1): 3238 - 3248. (in Chinese))

[4] 梅国栋, 王云海. 我国尾矿库事故统计分析与对策研究[J]. 中国安全生产科学技术, 2010, 6(3): 211 - 213. (MEI Guo-dong, WANG Yun-hai. Statistic analysis and countermeasure study on tailings pond accidents in China[J]. Journal of Safety Science and Technology, 2010, 6(3): 211 - 213. (in Chinese))

[5] 吴宗之, 梅国栋. 尾矿库事故统计分析及溃坝成因研究[J]. 中国安全科学学报, 2014, 24(9): 70 - 76. (WU Zong-zhi, MEI Guo-dong. Statistical analysis of tailings pond accidents and cause analysis of dam failure[J]. China Safety Science Journal, 2014, 24(9): 70 - 76. (in Chinese))

[6] 门永生, 柴建设. 我国尾矿库安全现状及事故防治措施[J]. 中国安全生产科学技术, 2009, 5(1): 48 - 52. (MEN Yong-sheng, CHAI Jian-she. The current safety situation of tailing reservoir in China and preventive measures[J]. Journal of Safety Science and Technology, 2009, 5(1): 48 - 52. (in Chinese))

[7] HANSON G J, COOK K R, BRITTON S L. Observed erosion Processes During Embankment Overtopping Tests[C]// American Society of Agricultural and Biological Engineers, 2003, Las Vegas.

[8] HASSAN M, MORRIS M, HASON G, et al. Breach Formation: Laboratory and numerical modeling of breach formation[C]// ASDSO's 21st Annual Conference, 2004, Arizona.

[9] ALONSO E E, GENS A. Aznalcóllar dam failure. Part 1: Field observations and material properties[J]. Géotechnique, 2006, 56(3): 165 - 183.

[10] ALONSO E E, GENS A. Aznalcóllar dam failure. part 3: dynamics of the motion[J]. Géotechnique, 2006, 56(3): 203 - 210.

[11] GENS A, ALONSO E E. Aznalcóllar dam failure. part 2: stability conditions and failure mechanism[J]. Géotechnique,

- 2006, **56**(3): 185 – 201.
- [12] LOBOVSKÝ L, BOTIA-VERA E, CASTELLANA F, et al. Experimental investigation of dynamic pressure loads during dam break[J]. *Journal of Fluids and Structures*, 2014, **48**: 407 – 434.
- [13] ZANDARÍN M T, OLDECOP L A, RODRÍGUEZ R, et al. The role of capillary water in the stability of tailing dams[J]. *Engineering Geology*, 2009, **105**(1/2): 108 – 118.
- [14] 钟启明, 陈生水, 邓 翌. 均质土坝漫顶溃坝过程数学模型研究及应用[J]. *水利学报*, 2016, **47**(12): 1519 – 1527. (ZHONG Qi-ming, CHEN Sheng-shui, DENG Zhao. Research on mathematical model for homogeneous earthen dam breach process due to overtopping failure and its application[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2016, **47**(12): 1519 – 1527. (in Chinese))
- [15] AURELI F, DAZZI S, MARANZONI A, et al. Experimental and numerical evaluation of the force due to the impact of a dam-break wave on a structure[J]. *Advances in Water Resources*, 2015, **76**: 29 – 42.
- [16] YUAN L W, ZHU N, LI S M, et al. Three-dimensional numerical modeling study on the failure evolution of tailing dam[J]. *Journal of Computational and Theoretical Nanoscience*, 2016, **13**(4): 2300 – 2305.
- [17] 阮德修, 胡建华, 周科平, 等. 基于 FLO2D 与 3DMine 耦合的尾矿库溃坝灾害模拟[J]. *中国安全科学学报*, 2012, **22**(8): 150 – 156. (RUAN De-xiu, HU Jian-hua, ZHOU Ke-ping, et al. Simulation of tailings dam failure disaster based on coupled FLO2D and 3DMine[J]. *China Safety Science Journal*, 2012, **22**(8): 150 – 156. (in Chinese))
- [18] BLIGHT G E. Destructive mudflows as a consequence of tailings dyke failures[J]. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, 1997, **125**(1): 9 – 18.
- [19] SONG L, YANG Z X, WANG H, et al. On the seepage stability of a tailing dam in Wushan copper mine[J]. *Advanced Materials Research*, 2012, 594/595/596/597: 207 – 212.
- [20] RICO M, BENITO G, DÍEZ-HERRERO A. Floods from tailings dam failures[J]. *Journal of Hazardous Materials*, 2008, **154**(1/2/3): 79 – 87.
- [21] KOCAMAN S, OZMEN-CAGATAY H. Investigation of dam-break induced shock waves impact on a vertical wall[J]. *Journal of Hydrology*, 2015, **525**: 1 – 12.
- [22] KHALID M S. Dynamic analysis of an upstream, tailings dam[J]. *Journal of the American Ceramic Society*, 2013, **99**(1): 209 – 221.
- [23] SONG D, NG C W W, CHOI C, et al. Influence of debris flow solid fraction on rigid barrier impact[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2017, **54**(10): 1421 – 1434.

《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/CJGE202111022

条分法计算边坡稳定安全系数的定义—— 关于“稳定安全系数计算公式中荷载与抗力错位影响探讨”的讨论

宋二祥

(1. 清华大学土木工程系, 北京 100084; 2. 清华大学土木工程安全与耐久教育部重点实验室, 北京 100084)

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)11-2142-02

作者简介: 宋二祥(1957—), 男, 教授, 博士生导师。E-mail: songex@tsinghua.edu.cn。

On the safety factor definition of slope stability calculated by the slices method — Discussion on “Discussion of dislocation phenomena of resistance and load in formula for stability safety factor”

SONG Er-xiang

(1. Dept. of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 2. Key Laboratory of Civil Engineering Safety and Durability
of the Ministry of Education, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

《岩土工程学报》2021年第3期焦点论坛栏目刊登了付文光等的文章《稳定安全系数计算公式中荷载与抗力错位影响探讨》^[1] (以下简称“付文”), 文中讲到国内外岩土工程相关技术标准中稳定安全系数计算公式大多有不同类型的抗力与荷载错位、不符合安全系数定义(抗力与荷载之比)的现象, 其中包括边坡稳定安全系数计算的几种条分法, 认为它们都有把部分条块产生的抗滑力计入分母(荷载)的错位问题。

笔者很肯定文献[1]作者深入仔细的思考、剖析, 也认为文中一些讨论有一定道理。不过, 如果说土力学教科书中均有讲解的分析边坡稳定的几种条分法都有抗力与荷载的错位问题, 笔者认为值得商榷。因为边坡稳定安全系数的定义本不是抗力与荷载之比, 而是边坡土体所具有的强度与保持边坡刚好稳定所需要的强度之比, 所以没有抗力与荷载错位的问题。

对于土坡稳定安全系数的上述定义, 国内文献中已多有涉及。笔者多年前从事大型岩土有限元软件 PLAXIS 的研发过程中, 就曾与荷兰同事合作研究边坡等土工结构稳定安全系数的强度折减有限元计算方法, 其中安全系数的定义就是土体所具有的强度与保持边坡刚好稳定所需要的强度之比。笔者介绍强度折减有限元法计算土工结构安全系数的论文发表于本刊1997年第2期^[2], 在介绍计算方法的同时, 对土坡稳定安全系数的定义也有较详细的解释。后来郑颖人院士团队以及笔者所发表的有关论著中对此也都有阐述^[3-6]。对于土工结构, 其荷载主要是土体自重, 其离散性远较土体强度指标的小。同时, 由于土是摩擦材料, 包括土体自重在内的各种荷载在引起土工结构内剪应力的同时, 一般也引起正应力, 也就是荷载对强度也往往有贡献。对于无其他外载作用的无黏性土边坡, 土体自重对抗剪强度和剪应力的贡献恰好均与土体重度成正比, 从而

其安全系数与土体重度无关。由此可以理解, 对边坡等土工结构, 其稳定安全系数应采取不同于地面结构安全系数的定义^[5-6], 也就是应采用土体所具有的强度与保持土工结构刚好稳定所需要的强度之比。

边坡稳定安全系数的上述定义, 实际上已经包含在边坡稳定分析的条分法计算公式中。这里以文献[1]中曾着重分析的瑞典条分法为例予以说明。按此种条分法, 边坡稳定安全系数的计算式为(见文献[1]的式(12)及其图1)

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n G_{ni} \tan \varphi_i + \sum_{i=1}^n c_i l_i}{\sum_{i=1}^n G_{ti}} \quad (1)$$

这里完全采用付文中的符号, G_{ni} , G_{ti} 分别为土条重量在滑移面法向和切向的分量。此式从其表现形式可以理解为抗力与荷载之比, 或说得确切些是抗滑力矩与滑动力矩之比, 这样理解就有付文所说的抗力与荷载错位问题。但是, 式(1)显然又可以写为

$$\sum_{i=1}^n G_{ti} = \sum_{i=1}^n \left(G_{ni} \frac{\tan \varphi_i}{K} + \frac{c_i}{K} l_i \right) \quad (2)$$

由此式可看出安全系数 K 的物理意义实际是强度指标的折减倍数, 而式(2)是表示将 $\tan \varphi_i$ 和 c_i 均折减到其原有值的 $1/K$ 后, 亦即将 $\tilde{G}_{ni} \tan \varphi_i + c_i$ 折减到其原有值的 $1/K$ 后, 边坡刚好保持极限平衡。这里 $\tilde{G}_{ni} = G_{ni} / l_i$ 为单位滑弧长度上的法向力。由边坡稳定安全系数的这一定义, 应首先写出折减强度后的极限平衡式(2), 再由式(2)解出 K , 亦即得到式(1)。

这样理解就没有抗力与荷载的错位问题。

从文献[1]中提到的 Bishop 方法计算公式(文献[1]中的式(2)、(3))同样可看出安全系数是如上定义的。按 Bishop 方法只能给出通过迭代计算安全系数的方程,不能写出计算安全系数的显式表达式,也就不能表达为抗力比荷载的形式。但是,将那方程(文献[1]中式(2))稍加推导即可清晰看出式中所含的黏聚力 c_i 和 $\tan \varphi_i$ 都是以除以安全系数 K 的形式出现的,也就是采用了前面所述的不同于地面结构的安全系数定义。对 Janbu 法等条分法均可做同样分析,不再赘述。实际上,有些土力学教科书^[7]在推导边坡稳定安全系数计算公式时,就是首先将强度折减,再用折减后的强度列平衡方程,由平衡方程求解安全系数。

综上所述,边坡稳定条分法所计算安全系数的定义并非抗力与荷载之比,而是采用对于此类问题更为合理的一种安全系数定义,即土体所具有的强度与保持边坡恰好稳定所需要的强度之比,因此也就没有付文所说的抗力与荷载错位问题。这是笔者据自己的理解所给出的看法,供文献[1]作者及广大读者参考。不妥之处欢迎批评指正。

参考文献:

- [1] 付文光, 陈 双, 王振威. 稳定安全系数计算公式中荷载与抗力错位影响探讨[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(3): 556 - 563. (FU Wen-guang, CHEN Shuang, WANG Zhen-wei. Discussion of dislocation phenomena of resistance and load in formula for stability safety factor[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43(3): 556 - 563. (in Chinese))
- [2] 宋二祥. 土工结构安全系数的有限元计算[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(2): 1 - 7. (SONG Er-xiang. Finite element analysis of safety factor for soil structures[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1997, 19(2): 1 - 7. (in Chinese))
- [3] 郑颖人, 赵尚毅, 时卫民, 等. 边坡稳定分析的一些进展[J]. 地下空间, 2001(4): 262 - 271, 337. (ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi, SHI Wei-min, et al. Progress in analysis of slope stability[J]. Underground Space, 2001(4): 262 - 271, 337. (in Chinese))
- [4] 赵尚毅, 郑颖人, 时卫民, 等. 用有限元强度折减法求边坡稳定安全系数[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(3): 343 - 346. ZHAO Shang-yi, ZHENG Ying-ren, SHI Wei-min, et al. Analysis on safety factor of slope by strength reduction FEM[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(3): 343 - 346. (in Chinese))
- [5] 宋二祥, 孔郁斐, 杨 军. 土工结构安全系数定义及相应计算方法讨论[J]. 工程力学, 2016, 33(11): 1 - 10. (SONG Er-xiang, KONG Yu-fei, YANG Jun. Discussion of safety factor definitions and computation methods for geotechnical structures[J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(11): 1 - 10. (in Chinese))
- [6] 宋二祥. 土力学理论与数值方法[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2020. (SONG Er-xiang. Theory and Numerical Methods in Geomechanics[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2020. (in Chinese))
- [7] CRAIG R F. Soil Mechanics[M]. Boston: Springer US, 1983.

DOI: 10.11779/CJGE202111023

对“条分法计算边坡稳定安全系数的定义”的答复

付文光

(1. 深圳市工勘岩土集团有限公司, 广东 深圳 518063; 2. 广东省岩土与地下空间工程技术研究中心, 广东 深圳 518063)

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2021)11 - 2143 - 03

作者简介: 付文光(1970—), 男, 北京人, 教授级高级工程师, 主要从事岩土工程设计咨询、工程实践与试验研究等工作。E-mail: zgjy1992@126.com。

Reply to “on the safety factor definition of slope stability calculated by the slices method”

FU Wen-guang

(1. Shenzhen GongKan Geotechnical Group Co., LTD, Shenzhen 518063, China; 2. Guangdong Engineering and Technology Research Center for Geotechnique and Underground Space, Shenzhen 518063, China)

显然安全系数不能无穷大甚至为负。这种情况而非完全虚拟,例如土石坝拦挡淤泥工程, $\sum_{i=m}^n G_{ui}$ 项抗力由土石坝产生,土石坝足够稳定时就有可能发生类似计算结果;再如原文所示的锚固结构,锚杆提供的抗力足够大时也可能发生类似计算结果,也就是说当岩土体抗剪强度以外的因素产生了抗滑力且较大时,式(3)所示的强度折减法也可能产生安全系数计算结果不合理问题,如同发生抗力与荷载错位现象一样;但如果按原文所建议的抗力与荷载归位后的计算公式则没有类似问题。故强度折减法可能更适用于仅由岩土体抗剪强度提供抗滑力时的自然边坡稳定计算,这也许就是现有技术标准中不太采用第二种定义形式对有支挡结构的人工边坡进行稳定验算的主要原因。

总结:①原文边坡稳定安全系数计算公式中的抗力与荷载错位现象是按第一种定义总结的,部分错位现象是对抗力与荷载概念的理解及应用不当造成的,采用第二种定义并不能解决因此而导致的安全系数不准确问题;②在对抗力与荷载概念的理解及应用无误时,采用第二种定义则不存在第一种定义时抗力与荷载错位问题,宋文观点是正确的;③有岩土体抗剪强度以外的因素提供抗滑力且较大时,强度折减法计算结果与发生

了错位现象的抗力荷载比法一样,都存在着稳定安全系数计算结果不合理现象,对有支挡的人工边坡有时可能不太适用。

以上观点不妥之处,敬请宋老师及读者们继续批评指正。

参考文献:

- [1] 付文光,陈 双,王振威. 稳定安全系数计算公式中荷载与抗力错位影响探讨[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(3): 556 - 563. (FU Wen-guang, CHEN Shuang, WANG Zhen-wei. Discussion of dislocation phenomena of resistance and load in formula for stability safety factor[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43(3): 556 - 563. (in Chinese))
- [2] 宋二祥,孔郁斐,杨 军. 土工结构安全系数定义及相应计算方法讨论[J]. 工程力学, 2016, 33(11): 1 - 10. (SONG Er-xiang, KONG Yu-fei, YANG Jun. Discussion of safety factor definitions and computation methods for geotechnical structures[J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(11): 1 - 10. (in Chinese))

欢迎订阅《勘察科学技术》

《勘察科学技术》是由中勘冶金勘察设计研究院有限责任公司(原冶金勘察研究总院)主办的学术—技术类双月刊,是中国科技核心期刊、中国核心期刊(遴选)数据库收录期刊、中国学术期刊综合评价数据库统计源期刊,多次被评为河北省优秀期刊。

《勘察科学技术》主要介绍岩土工程设计与施工、工程地质、环境地质、水文地质及地下水资源评价、工程测量及地理信息系统、工程物探、岩土测试、工程检测及地下管网探测等专业的科研成果、生产经验、工程实录以及新理论、新技术、新方法。

《勘察科学技术》内容丰富,理论结合实际,适于从事岩

土工程及勘察的广大科研、设计、施工、监理、教学的专业技术人员及高等院校学生阅读、收藏。

《勘察科学技术》国内外公开发行,双月刊,大 16 开本,双月 20 日出版。每期定价 10.0 元,全年 60 元。邮发代号 18-153。全国各地邮局均可订阅,也可随时汇款到本编辑部订阅。

本刊兼营广告,价格适中,印制精良,注重实效。

欢迎广大读者投稿、订阅和广告惠顾。

地址:河北省保定市东风中路 1285 号《勘察科学技术》编辑部,邮编:071069, Tel: 0312-3020887, 3094054, Fax: 0312-3034561, E-mail: kckxjs@163.com。

DOI: 10.11779/CJGE202111024

关于“稳定安全系数计算公式中荷载与抗力错位影响探讨”的质疑

孙建生

(太原理工大学水利科学与工程学院, 山西 太原 030024)

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-2146-01

作者简介: 孙建生(1958—), 男, 硕士, 副教授, 主要从事水工结构及其抗振方向的研究。E-mail: sjsD1053@163.com。

Query about “Discussion of dislocation phenomena of resistance and load in formula for stability safety factor”

SUN Jian-sheng

(Taiyuan University of Technology, Taiyuan 030024, China)

《岩土工程学报》2021年第3期刊登了付文光等的论文^[1](以下简称原文)。认真拜读后觉得存在极限平衡力学基本概念混淆错误问题需要澄清, 避免错误概念影响进一步扩大泛滥。

抗滑稳定是研究滑动体实际受力情况沿潜在滑裂面剪切滑移破坏的可能性。抗滑稳定安全系数 K 是表达沿潜在滑裂面可能滑移的实际切向滑动力 ΣS 与理论极限(虚拟概念)抗滑力 ΣR 的极限平衡接近程度。也就是滑动力 ΣS 与抗滑力 ΣR 极限平衡概念指标, 即 $1 = \frac{\Sigma R \div K}{\Sigma S}$ 或 $\Sigma R \div K = \Sigma S$ 。抗滑稳定安全系数是根据实际受力状态与极限最大抗力概念状态的平衡条件定义的。因此, 在 $K = \frac{\Sigma R}{\Sigma S}$ 中: 分子抗滑力 ΣR 包含潜在滑裂面所有极限虚拟概念状态的抗滑力因素, 不论正负, 而不是只有正数项抗滑力求和, 负数项抗滑力就是必须计入荷载项, 否则就成为滑动力错位问题; 分母滑动力 ΣS 包含所有潜在滑裂面可能滑移的实际切向滑动力因素, 不论正负。而不是只有正数项滑动力因素求和, 负数项必须计入抗滑力否则就成为抗滑力错位问题。

原文仅仅根据抗滑稳定安全系数计算公式 $K = \frac{\Sigma R}{\Sigma S}$ 的分子抗滑力 ΣR 求和各项的正负、分母滑动力 ΣS 计算式求和各项的加减概念问题, 讨论分子或分母求和各项正负对安全系数计算结果的影响, 但却违背了极限平衡条件基本力学概念原理。错误实质是对于安全系数是由极限平衡概念条件 $\Sigma R \div K = \Sigma S$ 方程概念定义的, 而不是简单抗滑力 ΣR 与滑动力 ΣS 之比概念就得到安全系数计算公式 $K = \frac{\Sigma R}{\Sigma S}$ 。原文属于极

限平衡力学基本概念缺失而导致的安全系数计算公式形式概念机械理解错误。当然, 分子与分母加减项的变化必然影响到安全系数计算结果, 但这绝不是极限平衡概念的滑动力荷载与极限抗滑力概念错位问题的探讨依据。

沿潜在滑裂面切向的实际受力都是滑动力因素 $\Sigma S = S_1 - S_2$, 沿潜在滑裂面切向的极限计算的概念虚拟受力都是抗滑力因素 $\Sigma R = R_1 - R_2$ (只要计算过程中影响滑裂面切向的极限计算概念虚拟受力的所有因素都是抗滑力项目)。 S_2 和 R_2 不存在原文所述的滑动力、抗滑力错位问题。

结论: 抗滑稳定安全系数滑裂面切向的实际受力因素就是滑动力载荷, 而虚拟极限概念状态的切向受力因素就是抗滑力。原文是极限平衡力学基本概念混淆错误, 必须予以纠正, 否则必然造成抗滑稳定计算理论的力学基本概念混淆错误蔓延的严重后果。

参考文献:

- [1] 付文光, 陈双, 王振威. 稳定安全系数计算公式中荷载与抗力错位影响探讨[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(3): 556-563. (FU Wen-guang, CHEN Shuang, WANG Zhen-wei. Discussion of dislocation phenomena of resistance and load in formula for stability safety factor[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43(3): 556-563. (in Chinese))

收稿日期: 2021-04-08

DOI: 10.11779/CJGE202111025

对“稳定安全系数计算公式中荷载与抗力错位影响探讨”质疑的答复

付文光

(1. 深圳市工勘岩土集团有限公司, 广东 深圳 518063; 2. 广东省岩土与地下空间工程技术研究中心, 广东 深圳 518063)

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-2147-02

作者简介: 付文光(1970—), 男, 北京人, 教授级高级工程师, 主要从事岩土工程设计咨询、工程实践与试验研究等工作。E-mail: zgjy1992@126.com。

Reply to query about “Discussion of dislocation phenomena of resistance and load in formula for stability safety factor”

FU Wen-guang^{1,2}

(1. Shenzhen GongKan Geotechnical Group Co., LTD, Shenzhen 518063, China; 2. Guangdong Engineering and Technology Research Center for Geotechnique and Underground Space, Shenzhen 518063, China)

孙建生老师对敝人《稳定安全系数计算公式中荷载与抗力错位影响探讨》^[1] (以下简称原文) 提出了宝贵的指导及讨论意见, 非常感谢!

业界普遍认为边坡稳定安全系数目前主要有两种定义方法: ①为抗滑力矩与下滑力矩之比 (通常可简化为抗力荷载比), 相应的稳定安全系数计算方法一般采用单一安全系数法 (原文即采用此法), 以瑞典条分法为代表; ②定义为滑动面上的抗剪强度与实际产生的剪应力之比, 相应的稳定安全系数计算方法一般采用强度 (抗剪强度) 折减法, 以毕肖普法 (Bishop) 及简布法 (Janbu) 为代表。宋二祥等^[2]倾向于第二种定义。孙文中 $\sum R \div K = \sum S$, 对所有抗滑力除以了同一安全系数 K , 即均进行了折减, 从公式表达来看与单一安全系数法没什么不同, 与强度折减法仅对岩土体的抗剪强度进行折减明显不同。

但文献[3]认为“抗滑稳定安全系数 K 是表达……实际……滑动力 $\sum S$ 与理论极限 (虚拟概念) 抗滑力 $\sum R$ 的极限平衡接近程度”, 之后的论述绕此展开。“实际滑动力”、“理论极限抗滑力”及“极限平衡接近程度”等用语是理解文献[3]观点的关键。

第②种定义中的“抗剪强度”及“剪应力”也可表达为“抗力”及“荷载”或“抗滑力”及“滑动力”, 从文献[3]角度来看, 极限抗滑力是理论的, 故是“虚拟概念”; 实际滑动力即实际发生的荷载, 与抗滑力相等时则土体处于极限平衡状态; 在安全系数 K 计算过程中通过逐步折减而逼近极限平衡状态, 表达了实际滑动力与抗滑力的接近程度, 故文献[3]更适合同从第②种定义及强度折减法的角度去理解。倘若如此, 则:

(1) 文献[3]认为原文极限平衡力学基本概念混淆、错误、

缺失。笔者认为, 原文没有明示但实质上依据的是第一种定义, 文献[3]讨论的实质上属于第②种定义, 两种定义中的概念不同是正常现象。

(2) 文献[3]认为“分子与分母加减项的变化必然影响到安全系数计算结果, 但这绝不是极限平衡概念的滑动力荷载与极限抗滑力概念错位问题的探讨依据”, 笔者同意。“分子与分母加减项的变化必然影响到安全系数计算结果”正是原文目的, 原文探讨的就是加减项中的那些不合理项导致的按第一种定义编写的安全系数计算公式有时并不完全符合第一种定义这种现象; “计算结果……不是概念错位问题的探讨依据”, 因为定义形式不同, 当然不能把根据第一种定义获得的计算结果当作探讨第二种定义概念的依据。

(3) 文献[3]认为抗滑力是虚拟受力。笔者认为, 抗滑力大于滑动力时可如此认为, 小于时 (处于极限平衡状态或滑坡时) 则不是虚拟的、而是实际发生的。

(4) 文献[3]认为“在 $K = \frac{\sum R}{\sum S}$ 公式中, 分子抗滑力 $\sum R$ 包含所有极限虚拟概念状态的抗滑力因素, 不论正负……分母滑动力 $\sum S$ 包含所有实际切向滑动力因素, 不论正负”, 笔者没有理解。①所有的抗滑力均应是同向、即“正”的, “负抗滑力”指的是什么呢? 如果是负的, 与抗滑力反向的, 就应该是滑动力; 但如果是滑动力, 就应该如第②种定义及文献[3]前述, 是实际发生的, 那么就不是“虚拟概念”的, 因为“虚拟概念”的是抗滑力; 但如果是抗滑力, 就应该与其它“正”抗滑力同向、不应为负, 故“负抗滑力”到底是什么力, 很难理解; ②同理, 所有的滑动力均应是同向、即“正”的, “负滑动力

很难理解；③假定部分滑动力也可以“虚拟概念”、即作为“负抗滑力”计入分子 $\sum R$ ，部分抗滑动力可以实际发生、即作为“负滑动力”计入分母 $\sum S$ ，那么，哪些滑动力可以计入分子、哪些抗滑力可以计入分母？

仍以瑞典条分法为例，当滑弧中心点 O 位于边坡上方时，如图1所示，土条 $1 \sim (m-1)$ 的重力产生滑动力 $\sum_{i=1}^{m-1} G_{ti}$ ，土条 $m \sim n$ 的重力产生抗滑力 $\sum_{i=m}^n G_{ti}$ ，两者作用方向相反，围绕着两者关系如何处理产生4种稳定安全系数 K 计算公式，其中前2种工程应用广泛：

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n (G_{ni} \tan \varphi_i + c_i l_i)}{\sum_{i=1}^{m-1} G_{ti} - \sum_{i=m}^n G_{ti}}, \quad (1)$$

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n (G_{ni} \tan \varphi_i + c_i l_i)}{\sum_{i=1}^{m-1} G_{ti} + \sum_{i=m}^n G_{ti}}, \quad (2)$$

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n (G_{ni} \tan \varphi_i + c_i l_i) - \sum_{i=m}^n G_{ti}}{\sum_{i=1}^{m-1} G_{ti}}, \quad (3)$$

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n (G_{ni} \tan \varphi_i + c_i l_i) + \sum_{i=m}^n G_{ti}}{\sum_{i=1}^{m-1} G_{ti}}. \quad (4)$$

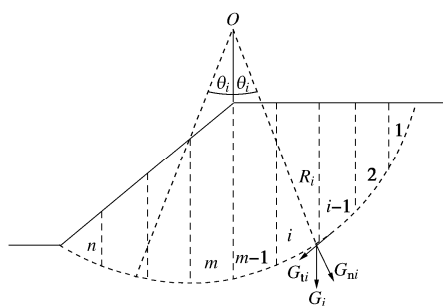


图1 瑞典条分法边坡稳定分析简图

Fig. 1 Sketch about slope stability analysis by Swedish Slicing Method

式(1)~(4)从文献[3]角度来看：①式(1)将 $\sum_{i=m}^n G_{ti}$

放在分母与滑动力 $\sum_{i=1}^{m-1} G_{ti}$ 相减，可认为是 $\sum S$ 中的“负滑动力”；

②式(2)将之放在分母与滑动力相加，可认为是 $\sum S$ 中的“正滑动力”；

③式(3)将之放在分子与抗滑力

$\sum_{i=1}^n (G_{ni} \tan \varphi_i + c_i l_i)$ 相减，可认为是 $\sum R$ 中的“负抗滑力”；④式(4)将之放在分子与抗滑力相加，可认为是 $\sum R$

中的“正抗滑力”。那么， $\sum_{i=m}^n G_{ti}$ 到底是“负滑动力”、“正滑动力”、“负抗滑力”还是“正抗滑力”？这个问题文献[3]没有指明如何处理，却正是原文所讨论的核心内容，换句话说，在这个问题上原文所讨论的内容与孙文观点是互补的。

(4) 其余意见详见笔者对文献[2]的回复意见，不再赘述。

总结：①业界对边坡稳定安全系数的主要定义形式有两种，原文依据的是第一种，孙文实质上依据的是第二种，故概念有所不同；②文献[3]提出了“负抗滑力”及“负滑动力”等观点但没有提出实现方法，没有解决原文讨论的安全系数计算公式中抗力与荷载错位（从文献[3]角度可理解为抗滑力与滑动力应用不当）的问题。

笔者对文献[3]理解不准确及本回复意见不妥之处，敬请孙老师及读者们谅解及继续批评指正。

参考文献：

- [1] 付文光, 陈双, 王振威. 稳定安全系数计算公式中荷载与抗力错位影响探讨[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(3): 556 - 563. (FU Wen-guang, CHEN Shuang, WANG Zhen-wei. Discussion of dislocation phenomena of resistance and load in formula for stability safety factor[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43(3): 556 - 563. (in Chinese))
- [2] 宋二祥. 条分法计算边坡稳定安全系数的定义——关于“稳定安全系数计算公式中荷载与抗力错位影响探讨”的讨论[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(11): 2142 - 2143. (SONG Er-xiang. On the safety factor definition of slope stability calculated by the slices method — Discussion on “Discussion of dislocation phenomena of resistance and load in formula for stability safety factor”[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43(11): 2142 - 2143. (in Chinese))
- [3] 孙建生. 关于“稳定安全系数计算公式中荷载与抗力错位影响探讨”的质疑[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(11): 2146. (SUN Jian-sheng. Query about “Discussion of dislocation phenomena of resistance and load in formula for stability safety factor”[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43(3): 2146. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202111001 一文彩色插图

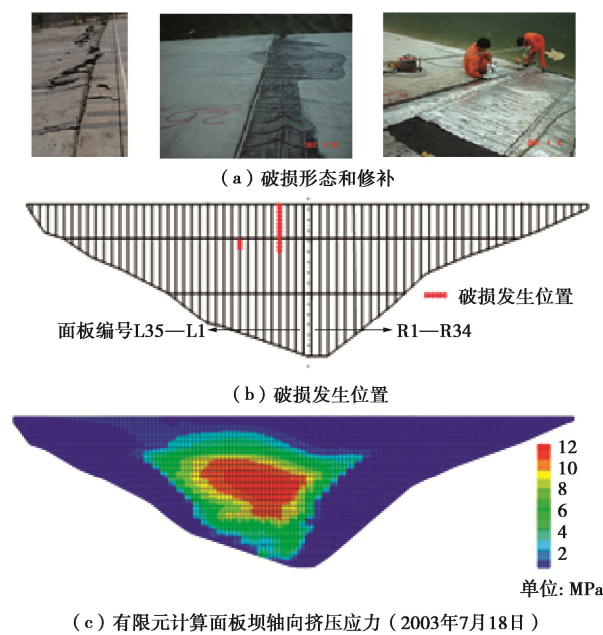


图 1 天生桥一级面板坝面板挤压破损及挤压应力计算值
Fig. 1 Extrusion damages and calculated extrusion stresses of concrete face in Tianshengqiao-1 CFRD

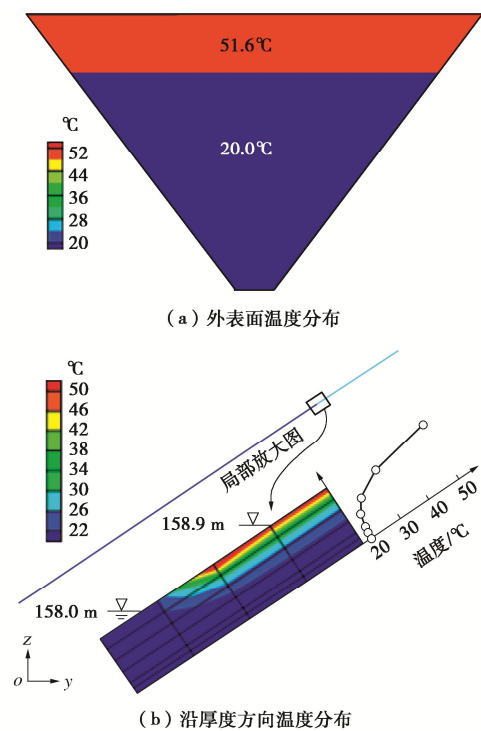


图 5 面板的温度分布结果 (12 : 00 时刻)
Fig. 5 Spatial distributions of the temperature at the concrete face at the instant of 12 : 00

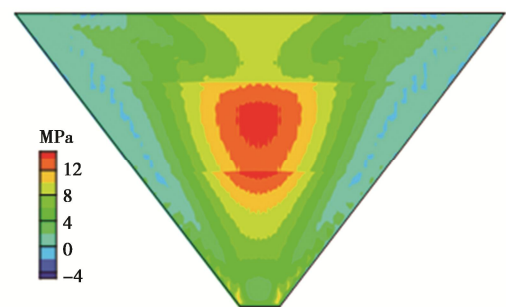
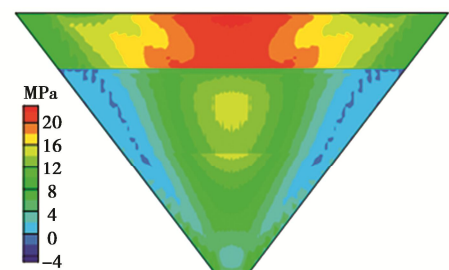
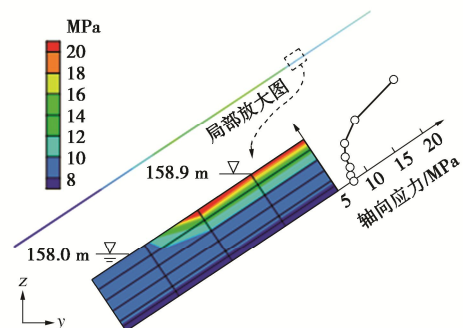


图 7 不考虑太阳热辐射的面板坝轴向应力计算结果
Fig. 7 Distribution of extrusion stress of concrete face under initial temperature

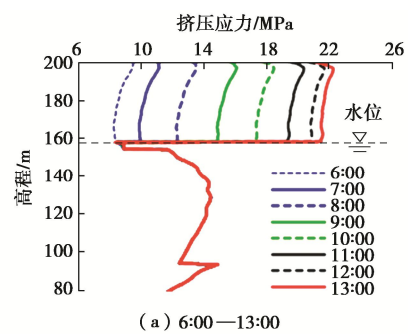


(a) 上表面分布 (13:00时刻)



(b) 沿厚度方向分布 (13:00时刻)

图 8 考虑太阳热辐射的面板坝轴向应力计算结果
Fig. 8 Distribution of extrusion stress of concrete face considering solar radiation effect



(a) 6:00—13:00

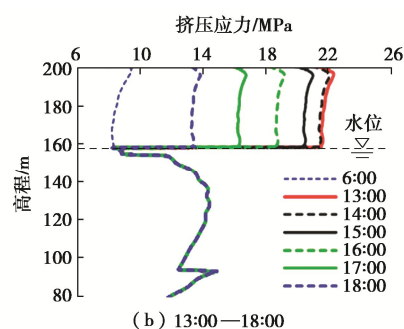


图 9 不同时刻面板挤压应力沿高程分布

Fig. 9 Vertical distribution of extrusion stress of concrete face at different time

DOI: 10.11779/CJGE202111003 一文彩色插图

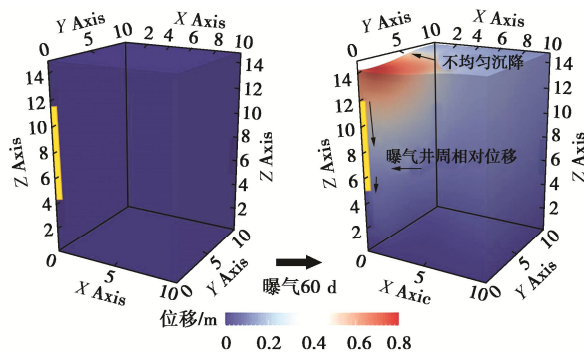


图 3 曝气条件下填埋场的沉降变形空间分布

Fig. 3 Spatial distribution of deformation in landfill under aeration

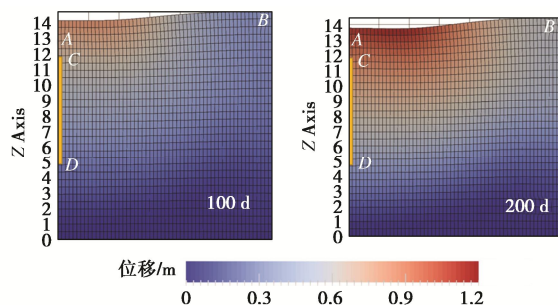


图 4 好氧修复过程中垃圾体沉降变形网格示意图

Fig. 4 Grid diagram of waste deformation under aeration

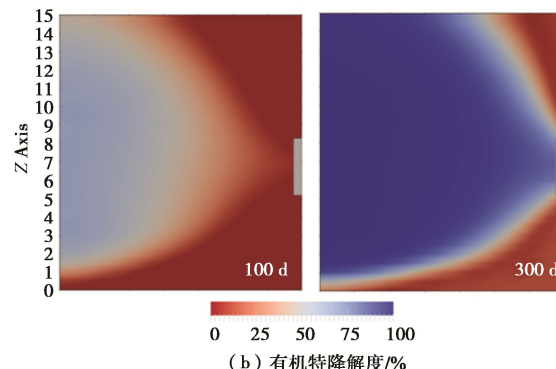
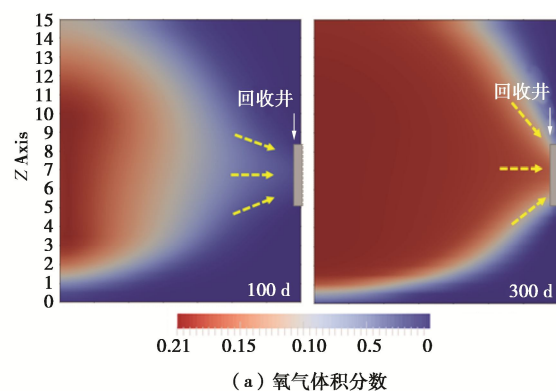


图 8 氧浓度和有机物降解度 D_d 的空间分布

Fig. 8 Distribution of O_2 concentration and degradation degree D_d

DOI: 10.11779/CJGE202111005 一文彩色插图

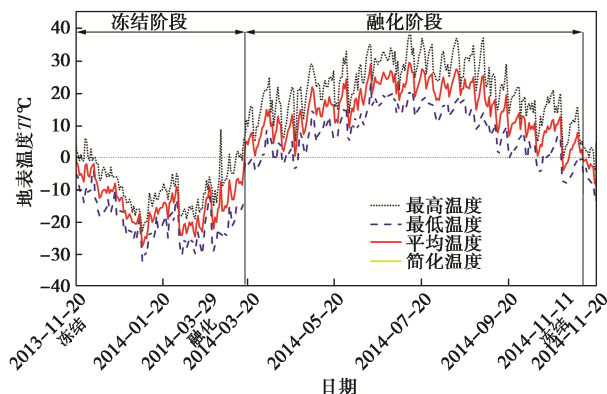


图 3 渠道沿线地表全年气温分布曲线（2013 年—2014 年）

Fig. 3 Distribution curves of annual temperature of surface along the channel (2013-2014)

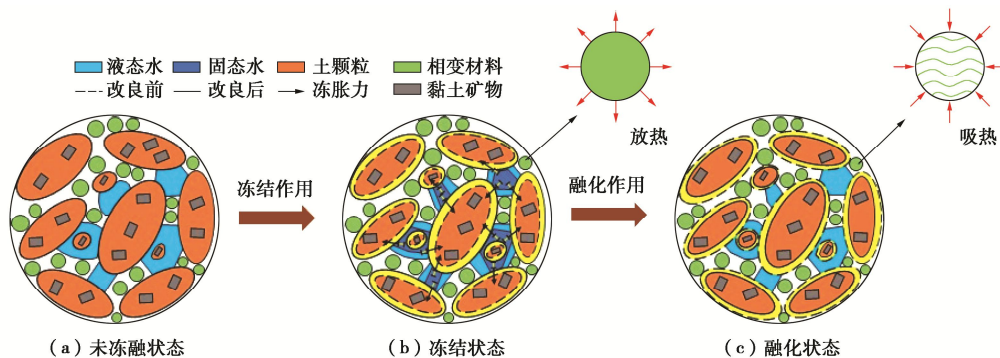


图 13 冻融循环下 mPCM 改良土微观结构演化示意图

Fig. 13 Schematic diagram of microstructural evolution of mPCM-modified soils under freeze-thaw cycles

DOI: 10.11779/CJGE202111002 一文彩色插图

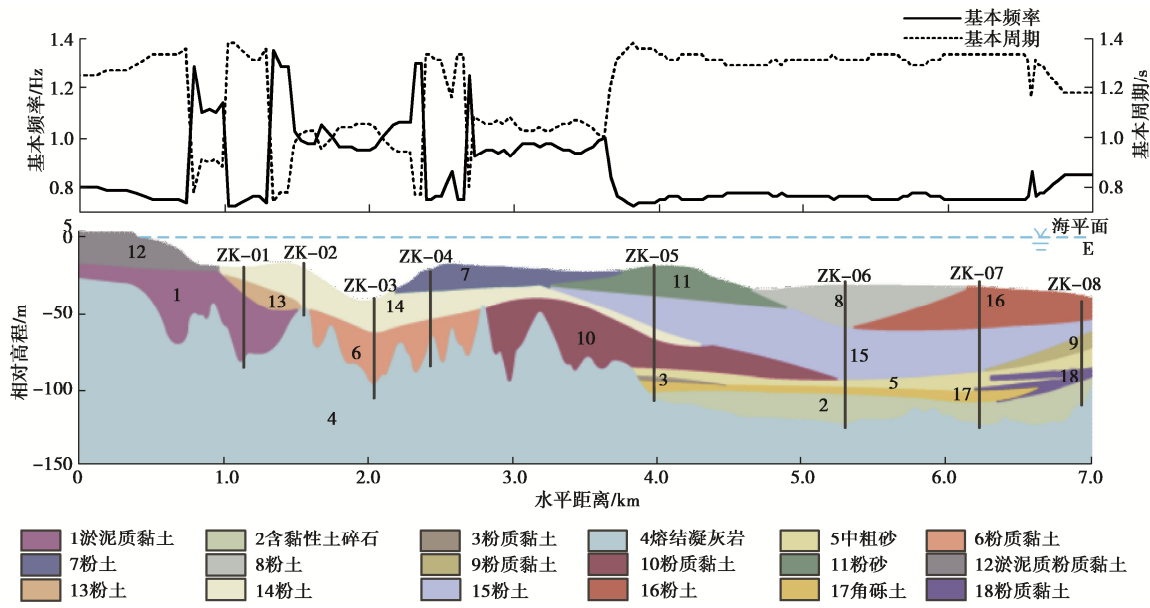


图 2 金塘海峡隧道所处场地的地质剖面图、基本频率和周期

Fig. 2 Geotechnical section, site fundamental frequencies and periods along longitudinal axis of subsea tunnel of Jintang Strait

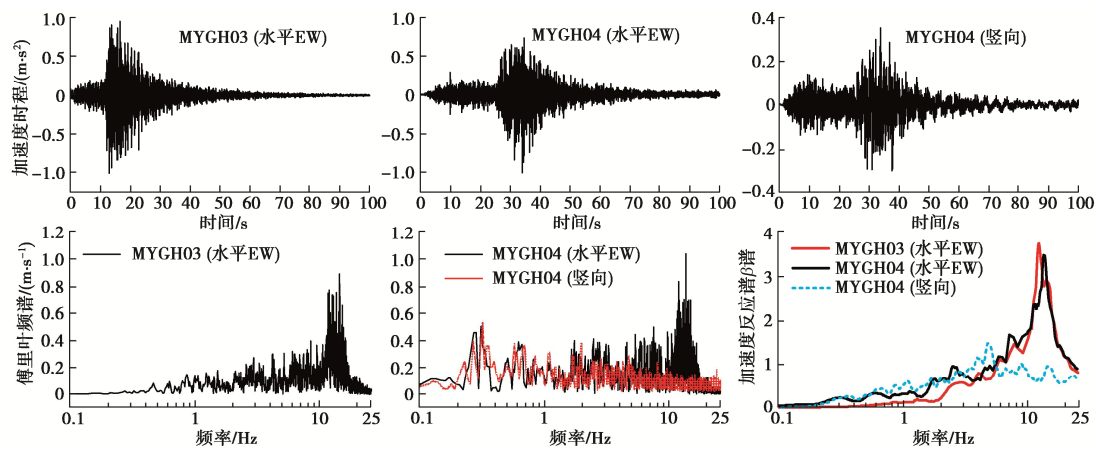


图 3 输入地震动的时程曲线，傅里叶频谱和谱加速度 β 谱（阻尼比 5%）

Fig. 3 Time-histories, Fourier spectra and 5% damping spectral accelerations in the form of β spectra for input bedrock motions

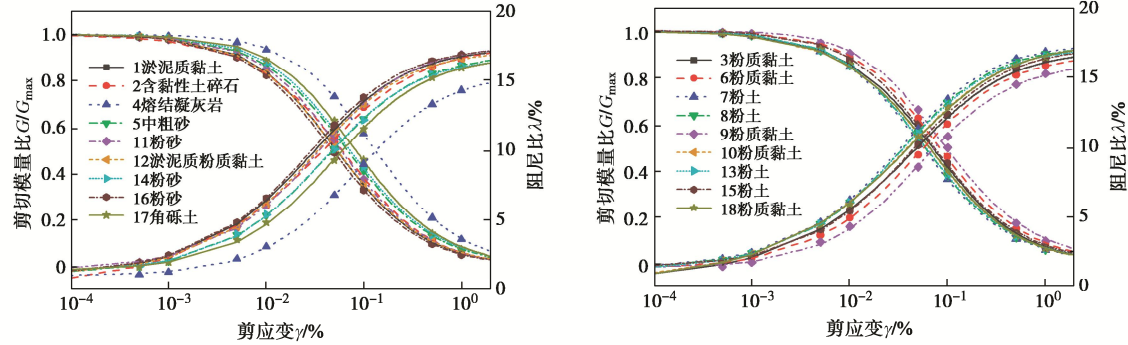


图 4 不同类型沉积土的剪切模量比和阻尼比随剪应变的变化曲线

Fig. 4 Curves of shear modulus ratio G/G_{max} and damping ratio λ of various marine soils

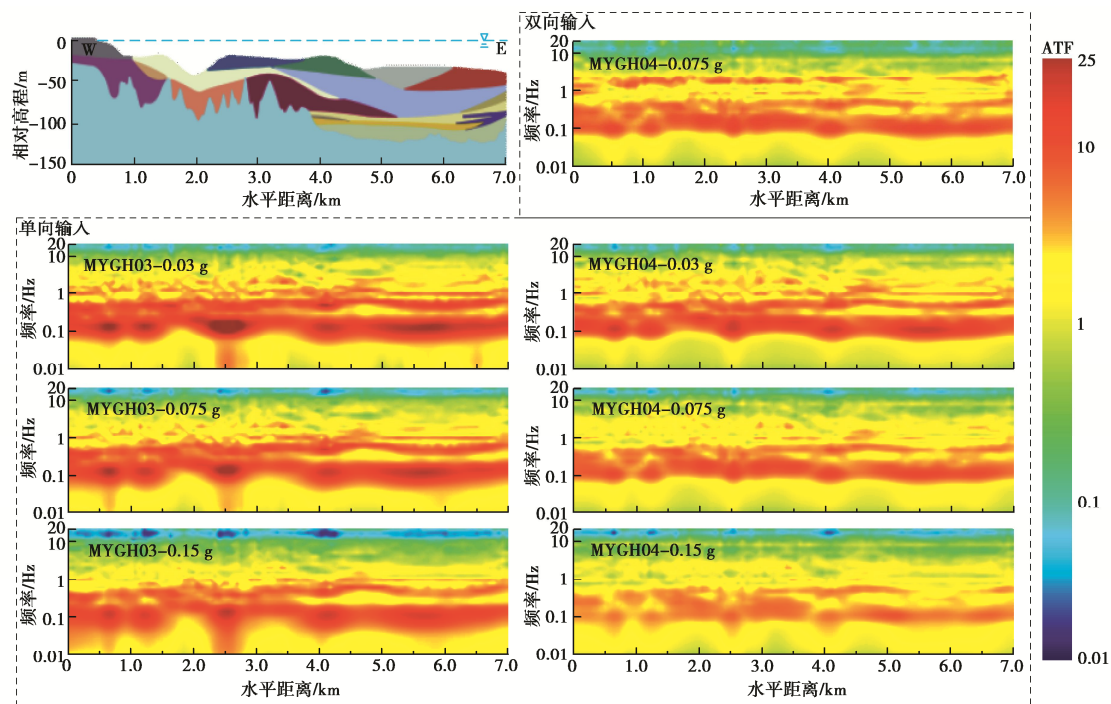


图 6 单向(水平向)和双向(水平向+竖向)基岩地震动激励时海床地表的水平向加速度传递函数(ATF)

Fig. 6 Horizontal acceleration transfer functions (ATFs) for seabed surface subjected to unidirectional (horizontal) and bidirectional (horizontal and vertical) bedrock motions

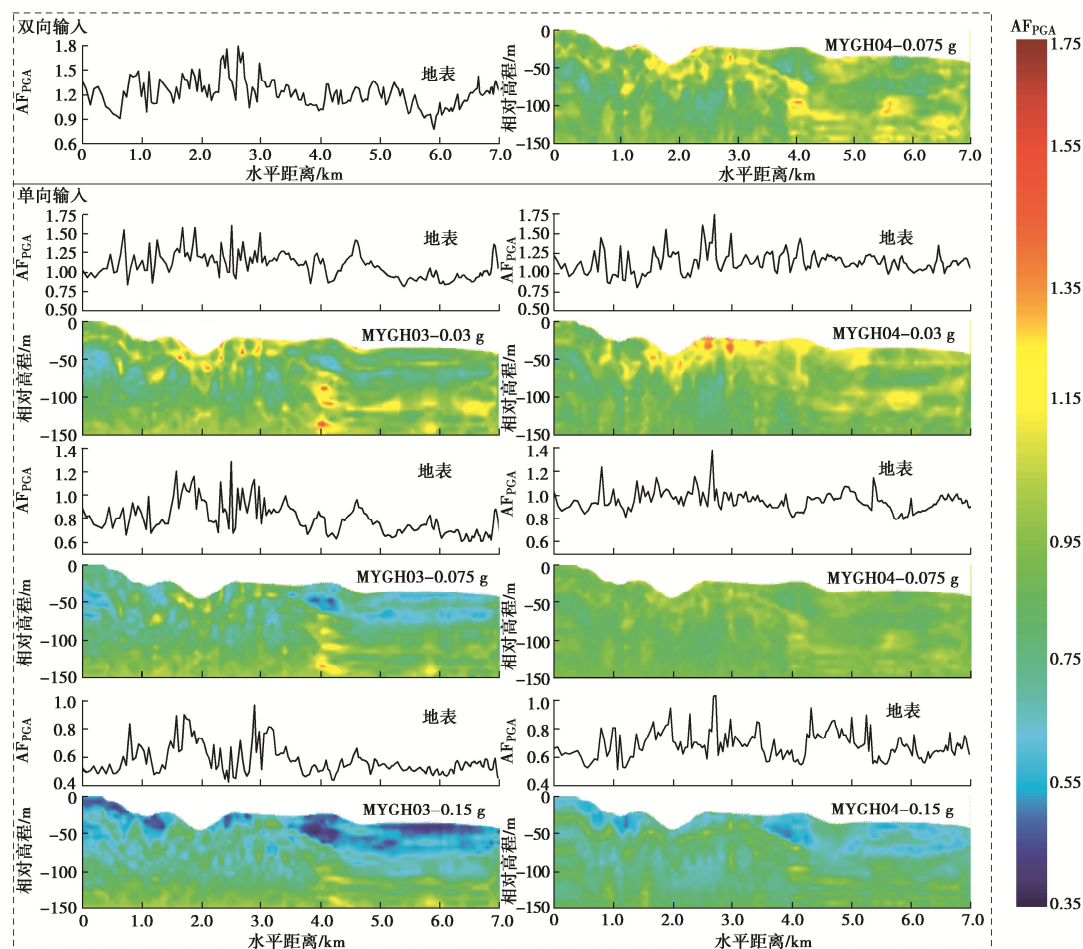


图 7 单向(水平向)和双向(水平向+竖向)基岩地震动激励时海床剖面的水平向峰值加速度放大系数的空间分布

Fig. 7 Spatial variation of amplification factors of horizontal peak ground acceleration (AF_{PGA}) of seabed cross-section site subjected to unidirectional (horizontal) and bidirectional (horizontal and vertical) bedrock motions

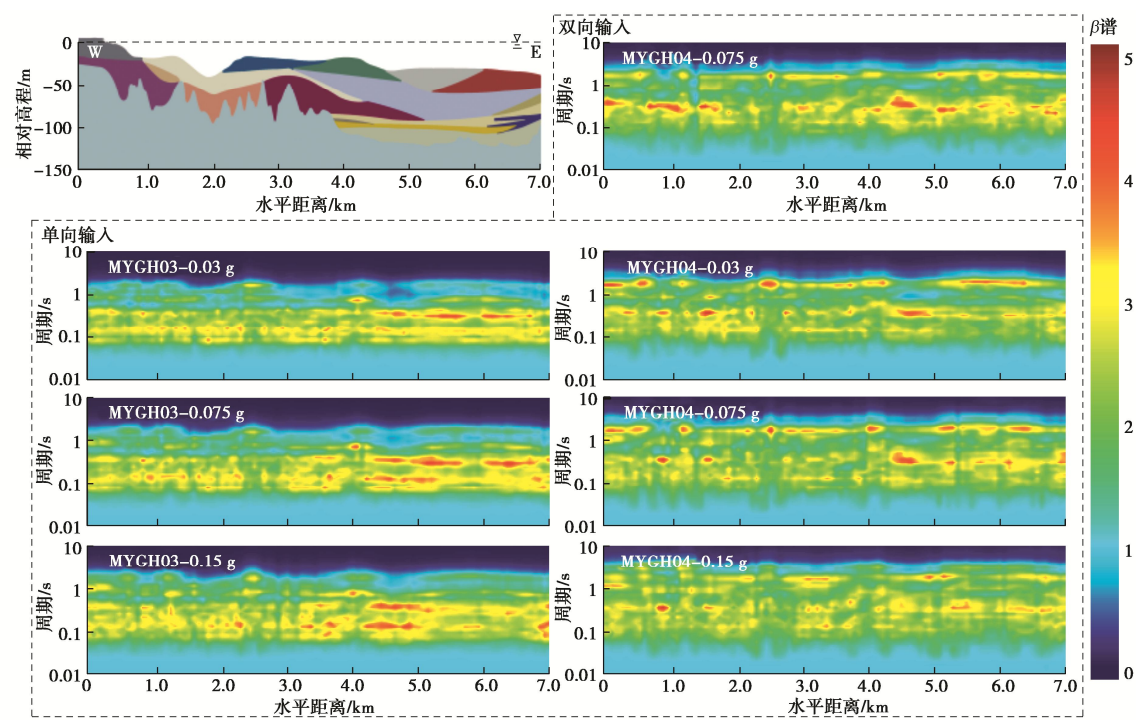


图 8 单向(水平向)和双向(水平向+竖向) 基岩地震动激励时海床地表的水平向谱加速度 β 谱(阻尼比 5%)的空间分布

Fig. 8 Spatial variation of 5% damping horizontal spectral acceleration β spectra of seabed cross-section site subjected to unidirectional (horizontal) and bidirectional (horizontal and vertical) bedrock motions

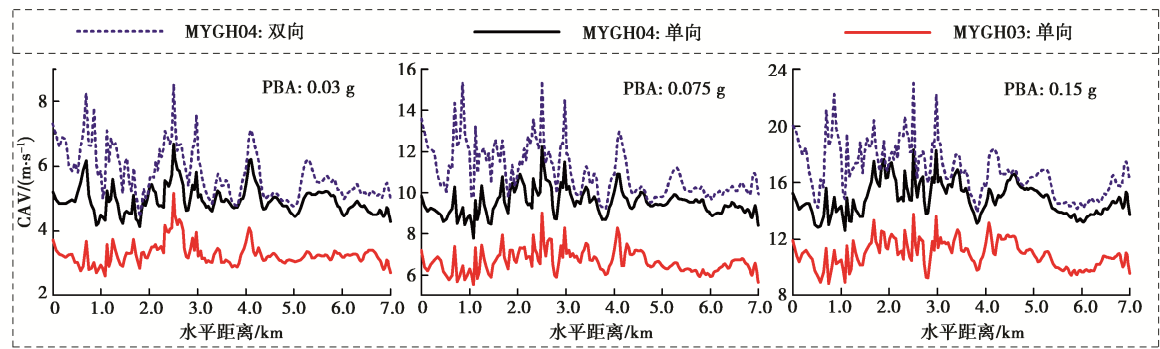


图 9 单向(水平向)和双向(水平向+竖向) 基岩地震动激励时海床剖面地表的水平向累积绝对速度(CAV)的比较

Fig. 9 Comparison of cumulative absolute velocities (CAVs) of seabed cross-section site surface subjected to unidirectional (horizontal) and bidirectional (horizontal and vertical) bedrock motions

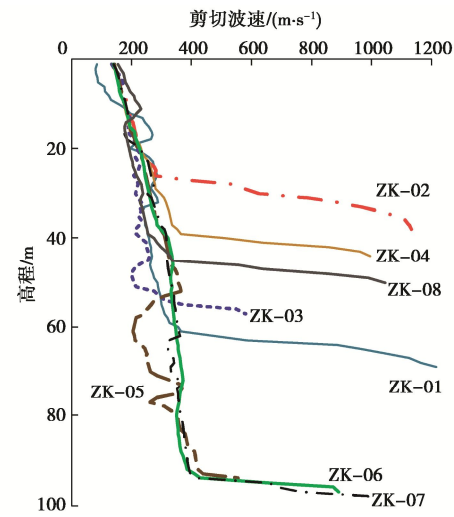


图 10 海床场地各钻孔剪切波速沿深度的变化

Fig. 10 Profiles of shear wave velocity of seabed site

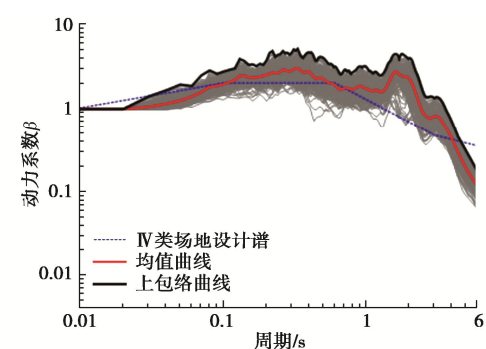


图 11 海床地表谱加速度 β 谱(5%阻尼比)

Fig. 11 Normalized ground motion acceleration response spectra β (5% damping) at seabed surface

DOI: 10.11779/CJGE202111006 一文彩色插图

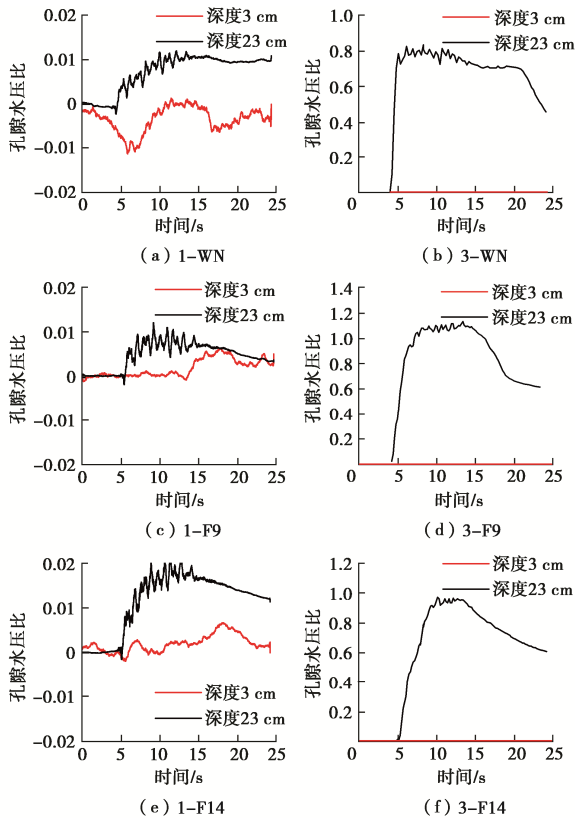


图8 孔隙水压比时程曲线

Fig. 8 Time histories of pore water pressure ratio

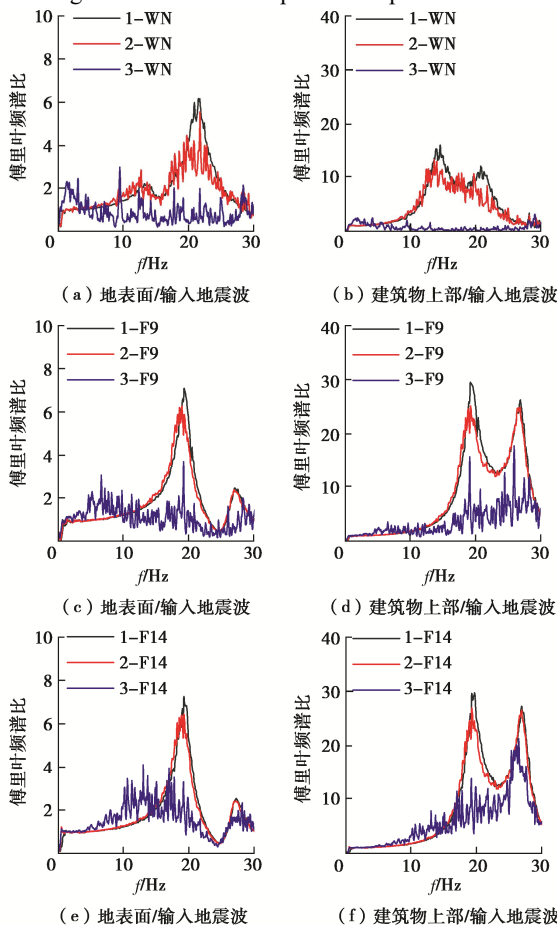


图9 不同激励级别的傅里叶频谱比

Fig. 9 Fourier spectral ratios under different excitation levels

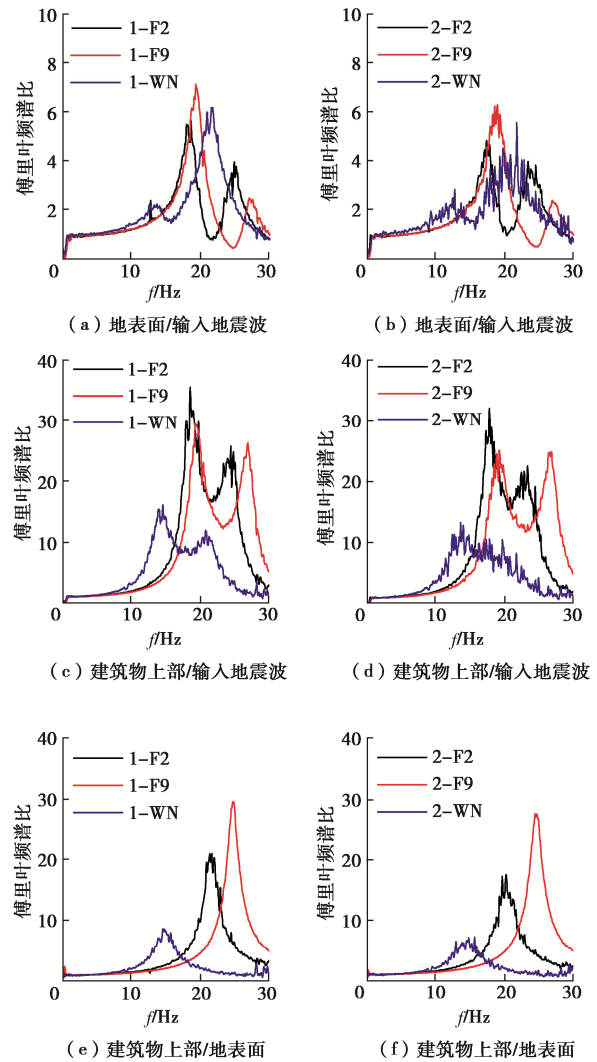


图10 不同冻结深度的傅里叶频谱比

Fig. 10 Fourier spectral ratios under different freezing depths

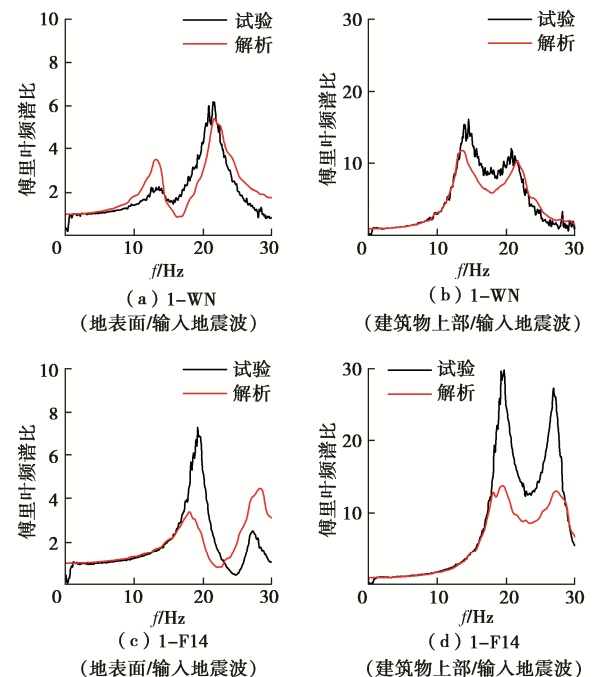


图16 试验与解析的傅里叶频谱比

Fig. 16 Fourier spectral ratios of tests and analysis

DOI: 10.11779/CJGE202111007 一文彩色插图

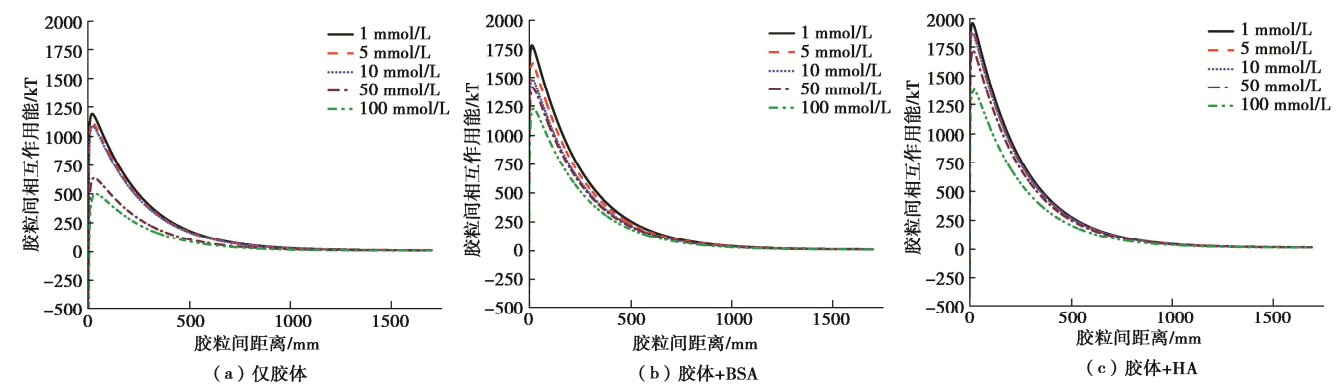


图 2 不同可溶性有机质种类的胶体 DLVO 势能曲线

Fig. 2 DLVO potential energy curves of colloids corresponding to different kinds of dissolved organic matters

DOI: 10.11779/CJGE202111008 一文彩色插图

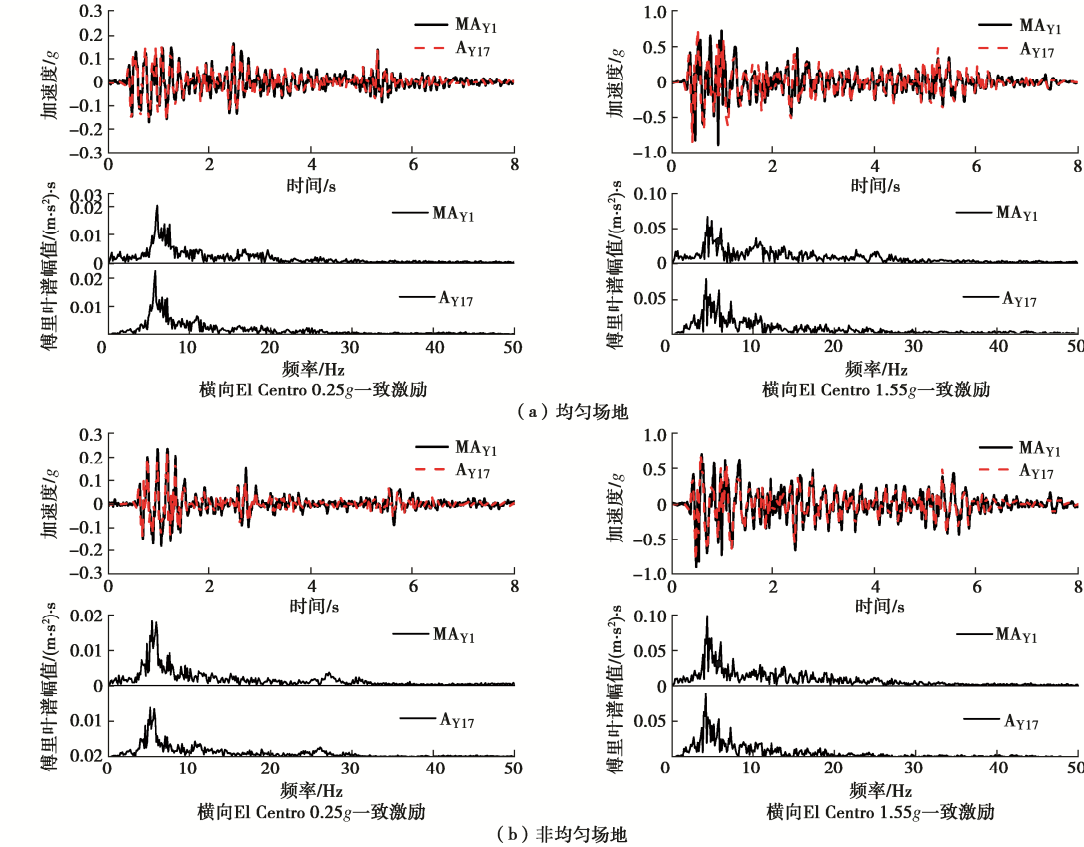
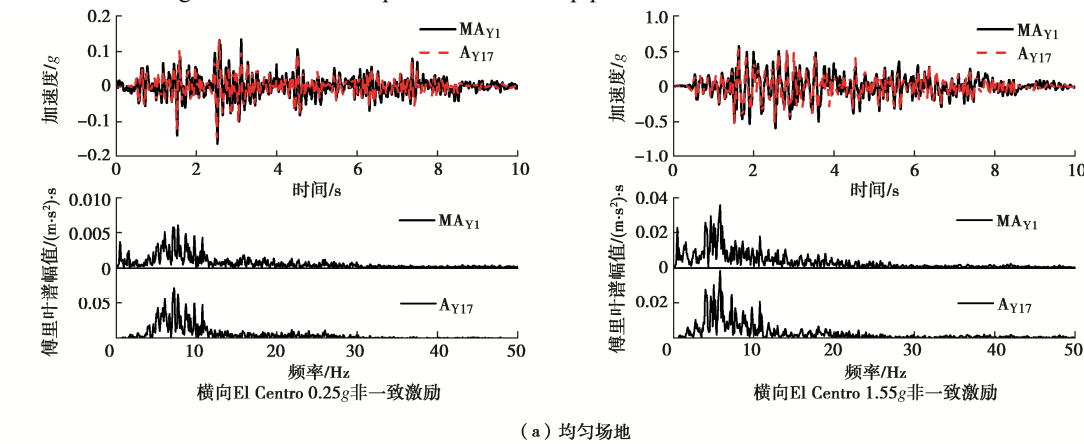


图 6 一致激励下土体与管道的加速度反应

Fig. 6. Acceleration responses of soils and pipelines under uniform excitation



(a) 均匀场地

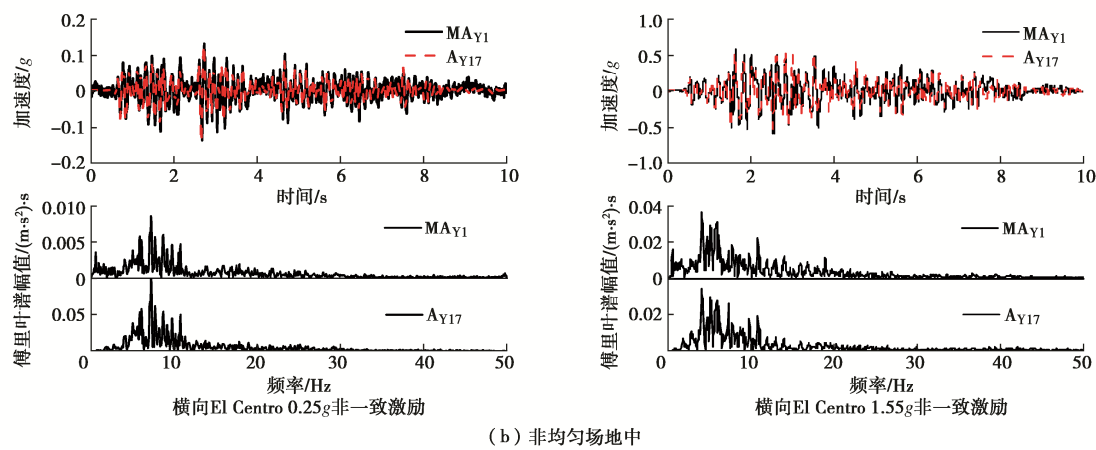


图 7 非一致激励下土体与管道的加速度响应

Fig. 7 Acceleration responses of soils and pipelines under non-uniform excitation

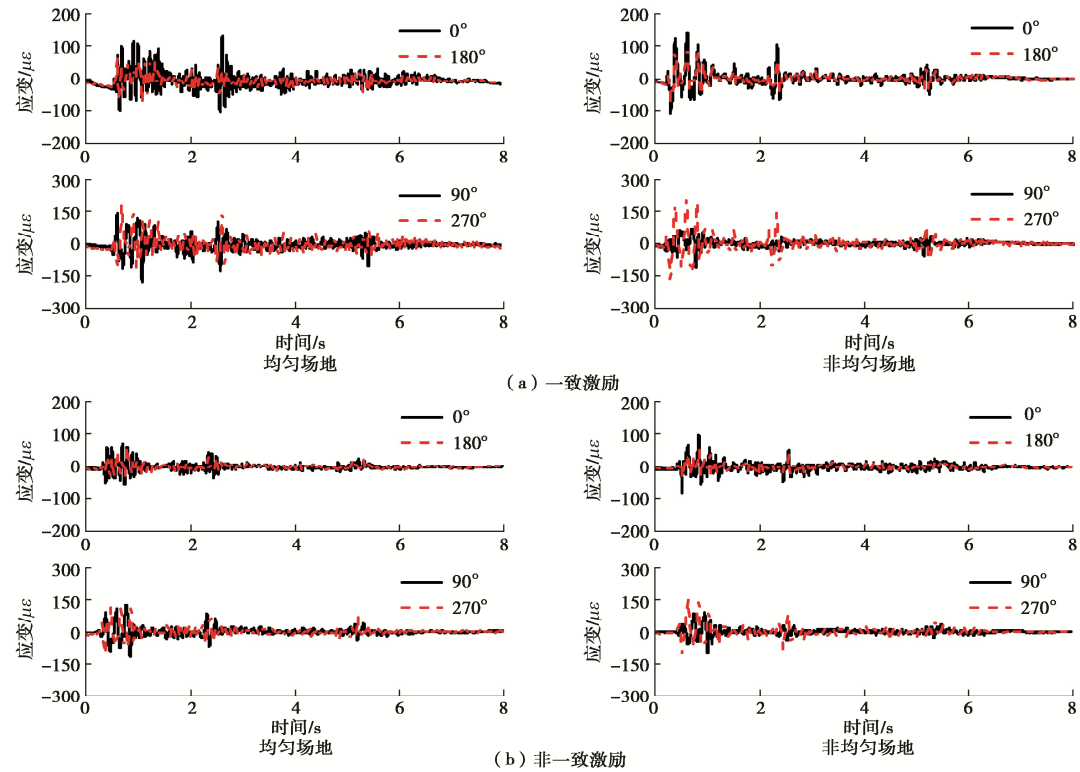


图 8 El Centro 地震作用下均匀场地与非均匀场地中管道的应变时程曲线

Fig. 8 Time-history curves of strain of pipelines in homogeneous and inhomogeneous soil sites under El Centro excitation

DOI: 10.11779/CJGE202111010 一文彩色插图

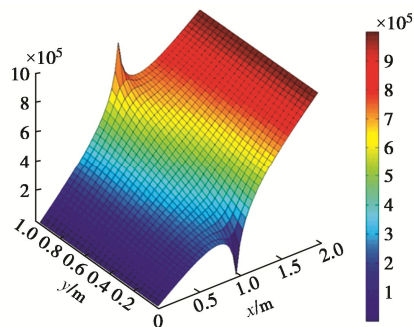


图 3 本文模型计算的压力分布

Fig. 3 Distribution of pressure calculated by proposed method

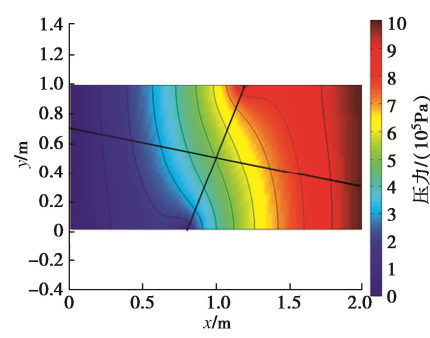


图 8 相交裂隙 1 新方法计算的压力

Fig. 8 Distribution of pressure calculated by proposed method for intersecting fracture case 1

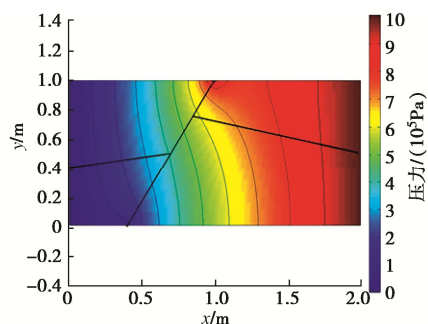


图 9 相交裂隙 2 新方法计算的压力

Fig. 9 Distribution of pressure calculated by proposed method for intersecting fracture case 2

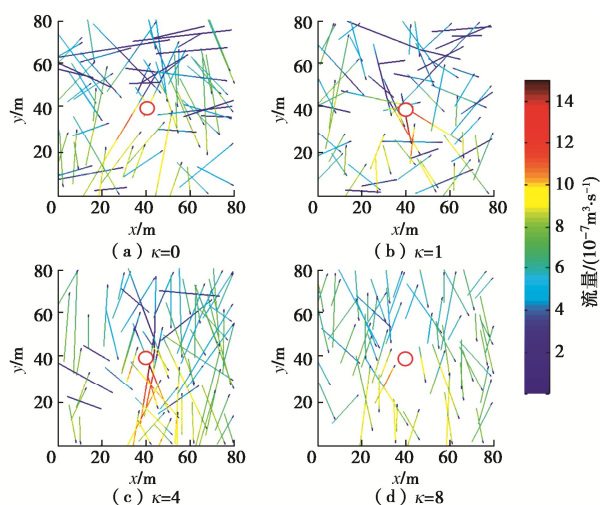


图 14 不同 κ 值下裂隙流量分布

Fig. 14 Distribution of fracture flow rate under different values of

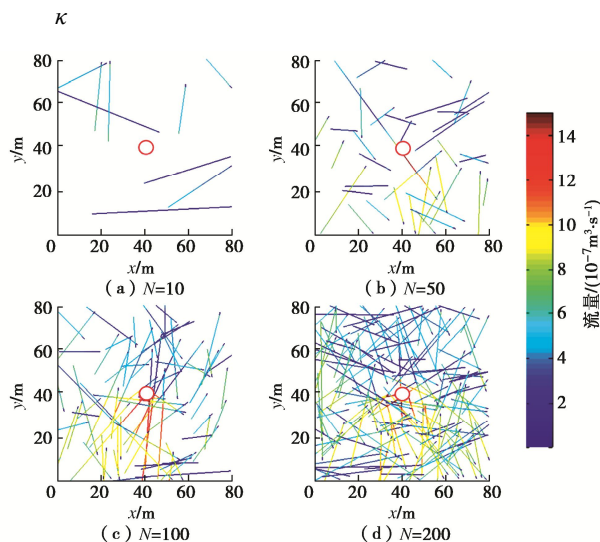


图 16 不同裂隙数量下裂隙流量分布

Fig. 16 Distribution of fracture flow rate under different fracture Numbers

DOI: 10.11779/CJGE202111014 一文彩色插图

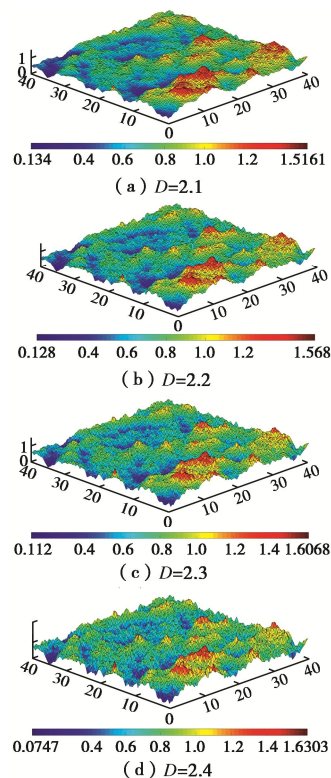


图 2 $u=0.8$ mm, $\delta=0.21$ mm 时裂隙模型形貌对比 (红色代表大开度, 蓝色代表小开度)

Fig. 2 Comparison of morphologies of fracture models for $u=0.8$ mm, $\delta=0.21$ mm (red represents large aperture, blue represents small aperture)

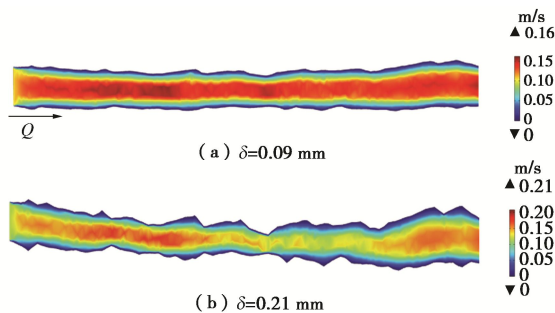


图 5 速度局部分布图 ($x=0\sim 20$ mm, $y=20$ mm)

Fig. 5 Local distribution of velocity ($x=0\sim 20$ mm, $y=20$ mm)

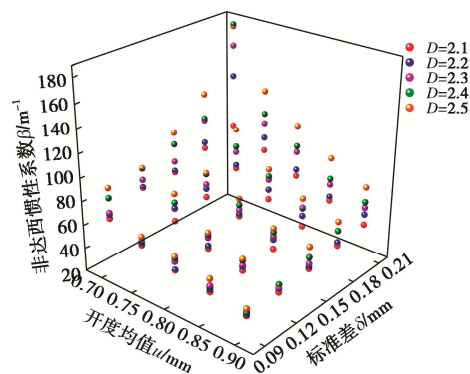


图 8 非达西惯性系数与几何特征的关系

Fig. 8 Relationship between non-Darcy inertia coefficient and geometric characteristics

NARI 南瑞集团
NARI GROUP CORPORATION

水利水电技术分公司
WATER RESOURCES AND HYDROPOWER TECHNOLOGY COMPANY

专于安全监测事业 齐全的产品与服务

自1973年开始一直专业从事工程安全监测技术研究、仪器设备研制和相关技术咨询服 务，获20余项专利、2项软件著作权，生产的产品涵盖了工程安全监测各个领域并已在国内外300多个大中型工程应用。

- 差动电阻式安全监测仪器系列
- 振弦式安全监测仪器系列
- 电容式安全监测仪器系列
- 土石坝安全监测仪器系列
- 电位器式安全监测仪器系列
- DAMS – IV型智能分布式工程安全监测系统
- DSIMS系列大坝安全信息管理网络系统软件
- 真空激光准直测量系统
- 多种类型渗流、渗压、渗漏监测仪器系列
- CCD坐标仪、伺服加速度式测斜仪系列

地址：南京市江宁区诚信大道19号
电话：025-81085810
网址：<http://www.sgepri.sgcc.com.cn>

邮编：211106
传真：025-81085888