

ISSN 1000 - 4548
CODEN YGXUEB

岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第 44 卷 第 1 期 (总 374 期)
Vol. 44 No. 1 (Total 374)

1

2022

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 454223

向审稿人致谢

[编者按]在广大读者特别是审稿人的支持下，本刊2021年的出版工作顺利完成，并取得了较好成绩。在此公布2021年本刊审稿人的名单，向审稿人表达诚挚的尊敬和衷心的感谢！①本统计结果为审稿完成时间2020年12月16日—2021年12月15日；②本排名不分先后，但相同姓氏审者分列不同行列时，则前者群体审稿频次多于后者。

陈卫忠	周葆春	张稳军	梁禹	年廷凯	王国波	蔡国庆	戴白航	邓永锋	侯朝炯	李东庆
吴杨	张文杰	白冰	蔡国军	曹文贵	董金梅	贾宇峰	梁荣柱	王星华	张强	张先伟
陈昌富	陈盼	陈忠辉	崔光耀	崔希海	邓华锋	樊敬亮	方祥位	付文光	龚壁卫	顾行文
胡再强	江权	康红普	孔纲强	李 宁(陕)	李旺林	李夕兵	刘士雨	刘志彬	卢萌盟	米占宽
申艳军	盛金昌	苏永华	谭卓英	王保田	王成华	王刚	王贵君	肖杨	谢伟平	俞峰
张金利	艾智勇	白瑞强	白晓宇	陈林靖	陈善雄	陈勇	陈有亮	程国强	迟世春	崔春义
单仁亮	党发宁	段建	方勇	房营光	高玮	高文生	高游	韩华强	何益斌	姜忻良
蒋水华	蒋中明	景立平	孔令伟	雷祥义	李大勇	李浩然	李丽华	李飒	李树忱	李庶林
李围	李小梅	李兴高	林鸿州	凌华	刘加才	刘忠玉	龙建辉	任建喜	沈水龙	唐亮
唐志成	王来贵	王旭东	武小鹏	肖成志	肖世国	徐永福	徐志伟	严成增	杨广庆	杨涛
叶飞	叶为民	俞缙	张成平	张季如	张连震	张志红	仇文岗	赵晓东	郑俊杰	巴振宁
白晓红	蔡光华	蔡燕燕	曹权	曹雪山	常晓林	陈国兴	陈仁朋	陈晓平	陈永贵	楚锡华
崔岚	戴国亮	丁建文	丁瑜	丁洲祥	杜延军	费康	封坤	冯怀平	冯世进	冯玉国
傅洪贤	高俊合	龚秋明	顾晓强	韩焄	何宁	何蕴龙	衡帅	侯兴民	胡明鉴	黄雪峰
介玉新	金爱兵	雷国辉	雷胜友	黎冰	李传勋	李国英	李顺群	李伟华	李旭	李瑛
李玉岐	李志强	李志清	梁发云	梁建文	刘恩龙	刘方成	刘华北	刘兴远	刘学增	刘艳
楼梦麟	卢文波	路德春	吕玺琳	马芹永	马巍	牛富俊	潘立友	齐昌广	齐文浩	秦冰
饶为国	尚守平	邵生俊	沈扬	沈振中	施成华	施峰	宋二祥	孙书伟	孙晓明	谭晓慧
唐彤芝	唐小松	陶高梁	王建华	王立忠	王明年	王士民	王小军	王艳	徐光黎	薛雯鸾
杨俊杰	杨圣奇	杨育文	杨忠平	杨仲轩	姚建国	姚仰平	禹海涛	咎月稳	詹良通	张基伟
张建海	张乐文	张路青	张明	张莎莎	张尚根	张涛	张子新	郑刚	周成	周家文
周伟	朱才辉	庄海洋	安然	别社安	蔡晓鸿	柴华友	柴军瑞	柴寿喜	陈波	陈存礼
陈榕	陈锐	陈少林	陈曦	陈永辉	程永辉	崔宏环	戴北冰	邓喀中	邓志平	丁梧秀
丁选明	董建军	董金荣	董晓强	杜守继	方鹏飞	冯志强	付鹤林	傅旭东	高玉峰	葛忻声
耿克勤	顾冲时	桂跃	郭晓霞	郝冬雪	何光春	何海杰	何勇军	洪鑫	侯天顺	胡安峰
胡亚元	黄春霞	黄宏伟	黄齐武	霍凯成	江辉煌	姜谔男	金亚兵	孔亮	来弘鹏	李建林
李 宁(沪)	李萍	李荣建	李守巨	李小勇	李雄威	李占金	连传杰	梁波	林海	刘春原
刘东甲	刘飞禹	刘丰军	刘吉福	刘杰	刘萌成	刘润	刘文白	刘武	刘先珊	刘洋
刘招伟	刘中宪	卢应发	吕海波	罗强	罗战友	梅国雄	孟庆山	苗强强	潘鹏志	彭明祥
乔春生	邵龙潭	申志福	盛金保	施斌	史旦达	孙斌祥	孙大伟	孙德安	孙冬梅	孙立强
孙满利	孙锐	谭鑫	滕继东	王春来	王东星	王根龙	王华宁	王清	王睿	王铁行
王卫军	王艳丽	王哲	王志华	王志杰	王志亮	魏纲	吴梦喜	吴志坚	夏才初	夏毅敏
夏元友	肖明	谢海建	信春雷	邢皓枫	徐前卫	徐日庆	徐小丽	许健	颜荣贵	晏长根
阳军生	杨敏	杨小林	姚海林	姚志华	叶观宝	应宏伟	尤春安	尤红兵	于玉贞	袁俊平
袁晓铭	曾超峰	曾亚武	张常光	张陈蓉	张冬梅	张嘎	张贵金	张鸿儒	张力霆	张璐璐
张民庆	张向东	张玉军	张志镇	张治国	郑建国	钟小春	周凤玺	周建	周顺华	周燕国
朱斌	朱长歧	朱晟	朱伟	邹德高	邹金锋	左永振	白福青	白顺果	包卫星	邴慧
蔡袁强	曹金凤	曹瑞琅	曹振中	曹志刚	陈宝	陈国庆	陈建功	陈建生	陈立宏	陈亮
陈龙伟	陈龙珠	陈秋南	陈群	陈伟	陈文化	陈晓祥	陈孝湘	陈星欣	陈亚东	陈育民
陈正发	陈正汉	陈志辉	陈忠	程爱平	程东幸	程鉴基	程谦恭	程展林	底青云	丁海平
董彤	董云	范庆来	方火浪	房凯	冯锦艳	冯瑞玲	冯忠居	符平	傅中志	高福平
高广运	高盟	高谦	高树生	高彦斌	高子坤	葛世平	宫凤强	顾凯	桂树强	郝喆
何平	侯哲生	胡利文	胡伟	胡小荣	黄博	黄阜	黄强兵	黄诗冰	黄英豪	霍丙杰
贾剑青	简文彬	江玉生	蒋冲	蒋金泉	蒋鑫	蒋宇静	蒋泽汉	康天合	赖金星	黎伟

(下转封3)

《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 44 卷第 1 期 (总 374) 2022 年 1 月出版

Vol. 44, No. 1 (Total No. 374) Published in Jan. 2022

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

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

Competent Authority:

China Association for Science and Technology

Sponsors:

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

Published under the Auspices of

Nanjing Hydraulic Research Institute

Edited and Published by

Editorial Office of Chinese Journal of Geotechnical Engineering

Address: 34 Hujuguan, Nanjing 210024, China

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

E-mail: ge@nhri.cn

Editor-in-Chief:

CAI Zheng-yin

Printed by

Jiangsu Hohai Printing Limited Company

Overseas Distributor:

China International Book Trading Corporation

P. O. Box 399, Beijing, China

Web Site: www.cgejournal.com

《岩土工程学报》征稿简则

本刊于1979年创刊,是中国水利学会、中国土木工程学会、中国力学学会、中国建筑学会、中国水力发电工程学会、中国振动工程学会联合主办的学术性科技期刊。本刊被《中文核心期刊要目总览》连续多年确认为核心期刊,并在建筑类核心期刊位于前列;本刊被科技部“中国科技论文统计源期刊”(中国科技核心期刊)及“中国科技论文与引文数据库”收录;本刊被中国科学院“中国科学引文数据库”收录;本刊被“中国知网”全文收录及“中国学术期刊综合评价数据库”收录;本刊被“工程索引 Ei Compendex 数据库”和“日本科学技术振兴机构数据库 JST”等国际数据库收录。本刊网址(www.cgejournal.com)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—数据表,Z—其他。②文献载体标识:MT—磁带,DK—磁盘,CD—光盘,OL—联机网络。③a),b),c),d) 4项中文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

黄文熙讲座

软土地区基坑工程变形控制方法及工程应用 郑刚 (1)

论 文

地基承载力机理及新计算方法 宋二祥, 付浩, 李贤杰 (37)

红黏土覆盖层水力参数演变规律与防渗设计讨论 焦卫国, 刘振男, 季永新, 张玥, 贺明卫, 廖化荣 (45)

黏土热-力学特性对能量桩力学特性的影响 陆浩杰, 孔纲强, 刘汉龙, 吴迪, 陈永辉 (53)

盾构隧道内竖向顶管施工室内模型试验研究 魏纲, 郝威, 魏新江, 王霄 (62)

筋箍碎石桩桩-土界面摩擦特性试验研究及离散元模拟 张玲, 徐泽宇, 姚攀, 赵明华, 陈龙 (72)

气压和温度变化共同作用下垃圾填埋场边坡稳定性研究 舒实, 施建勇 (82)

冻融及不同温度下石灰改良盐渍土动力参数研究 徐永丽, 董子建, 周吉森, 谭洪亮, 周舰航 (90)

基于顺序组件法的系统可靠度敏感性分析方法 林鑫, 谭晓慧, 董小乐, 杜林枫, 查甫生, 许龙 (98)

一种模拟节点达西流速的多尺度有限元-有限元模型 谢一凡, 吴吉春, 王益, 叶逾, 谢春红, 鲁春辉 (107)

基于加速度阵列反演循环剪应力-剪应变的积分位移方法影响 王体强, 王永志, 陈苏, 段雪锋, 袁晓铭 (115)

模拟脆性材料动态裂纹扩展的非连续变形分析方法 张开雨, 刘丰, 夏开文 (125)

考虑参数空间变异性的隧道结构变形分析简化方法 张晋彰, 黄宏伟, 张东明, 方国光, 唐冲 (134)

拱坝坝肩多块体滑动的三维极限平衡分析方法 孙平, 张强, 陈祖煜, 王玉杰 (144)

考虑塌孔的随钻跟管桩承载性能物理模拟试验研究 侯振坤, 唐孟雄, 胡贺松, 刘春林, 苏定立 (153)

土-桩基-核岛体系动力相互作用振动台试验及数值模拟 景立平, 汪刚, 李嘉瑞, 孙运轮, 周中一, 齐文浩 (163)

深海沉积物-结构界面仪试验装置研发及其验证试验 郑铮, 杨钢, 张世兴, 孙安元, 孔纲强, 王胤, 杨庆 (173)

短 文

传递最大推力的不平衡推力法 陈文胜, 戴嘉宁, 蒋茂林, 李颖豪, 梁瑶 (181)

卵石层钢板桩插打的引孔回填料设计与成桩试验研究 蔺鹏臻, 马俊军 (187)

水库区大型堆积体灾变分析及对策研究 湛正刚, 程瑞林, 孙卫, 张合作 (194)

简 讯

中国土工合成材料工程协会召开第二届科技进步奖评审会 (89)

中国已建成在建坝高最大的 10 座堆石坝 (114)

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》 (162)

彩色插图索引 (180)

《岩土工程学报》征订启事 (193)

向审稿人致谢 (封 2)

《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

HUANG WEN-XI LECTURE

Method and application of deformation control of excavations in soft ground ZHENG Gang (1)

PAPERS

Mechanism and new calculation method for bearing capacity of foundations SONG Er-xiang, FU Hao, LI Xian-jie (37)

Evolution laws of hydraulic parameters of red clay covers and design of seepage prevention
..... JIAO Wei-guo, LIU Zhen-nan, JI Yong-xin, ZHANG Yue, HE Ming-wei, LIAO Hua-rong (45)

Influences of thermo-mechanical properties of clay on mechanical responses of energy piles
..... LU Hao-jie, KONG Gang-qiang, LIU Han-long, WU Di, CHEN Yong-hui (53)

Indoor model tests on the construction of vertical pipe jacking in shield tunnel
..... WEI Gang, HAO Wei, WEI Xin-jiang, WANG Xiao (62)

Experimental study and discrete element simulation on interface friction of geo-encased stone columns
..... ZHANG Ling, XU Ze-yu, YAO Pan, ZHAO Ming-hua, CHEN Long (72)

Slope stability of municipal solid waste landfills under combined effects of gas pressure and temperature changes
..... SHU Shi, SHI Jian-yong (82)

Dynamic parameters of lime-improved saline soil under freeze-thaw and different temperatures
..... XU Yong-li, DONG Zi-jian, ZHOU Ji-sen, TAN Hong-liang, ZHOU Jian-hang (90)

System reliability sensitivity analysis method based on sequential compounding method
..... LIN Xin, TAN Xiao-hui, DONG Xiao-le, DU Lin-feng, ZHA Fu-sheng, XU Long (98)

Multiscale finite element-finite element model for simulating nodal Darcy velocity
..... XIE Yi-fan, WU Ji-chun, WANG Yi, YE Yu, XIE Chun-hong, LU Chun-hui (107)

Influences of integral displacement methods on inverse analysis of accelerograph arrays for cyclic shear stress-strain response
..... WANG Ti-qiang, WANG Yong-zhi, CHEN Su, DUAN Xue-feng, YUAN Xiao-ming (115)

Numerical study on dynamic crack propagation of brittle materials by discontinuous deformation analysis
..... ZHANG Kai-yu, LIU Feng, XIA Kai-wen (125)

Simplified methods for deformation analysis of tunnel structures considering spatial variability of soil properties
..... ZHANG Jin-zhang, HUANG Hong-wei, ZHANG Dong-ming, PHOON Kok-kwang, TANG Chong (134)

Three-dimensional rigid limit equilibrium analysis method for multi-block sliding in arch dam abutment
..... SUN Ping, ZHANG Qiang, CHEN Zu-yu, WANG Yu-jie (144)

Physical model tests on bearing performance drilling with pre-stressed concrete pipe cased pile considering hole collapse
..... HOU Zhen-kun, TANG Meng-xiong, HU He-song, LIU Chun-lin, SU Ding-li (153)

Shaking table tests and numerical simulations of dynamic interaction of soil-pile-nuclear island system
..... JING Li-ping, WANG Gang, LI Jia-rui, SUN Yun-lun, ZHOU Zhong-yi, QI Wen-hao (163)

Development and verification tests of deep-sea sediment-structure interface equipment
..... ZHENG Zheng, YANG Gang, ZHANG Shi-xing, SUN An-yuan, KONG Gang-qiang, WANG Yin, YANG Qing (173)

NOTES

Imbalance thrust force method for transferring the maximum thrust force
..... CHEN Wen-sheng, DAI Jia-ning, JIANG Mao-lin, LI Ying-hao, LIANG Yao (181)

Design of backfill materials for driving steel sheet piles and pile forming tests in gravel layer LIN Peng-zhen, MA Jun-jun (187)

Disaster analysis and countermeasures of large accumulation in reservoir areas
..... ZHAN Zheng-gang, CHENG Rui-lin, SUN Wei, ZHANG He-zuo (194)

NEWS (89, 114, 162, 180, 193)

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

Invitation for original papers (head page II)

DOI: 10.11779/CJGE202201001

软土地区基坑工程变形控制方法及工程应用

郑 刚

(1. 天津大学建筑工程学院, 天津 300072; 2. 滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室(天津大学), 天津 300072;
3. 天津大学水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072)

摘 要: 基坑变形控制是软土地区基坑工程的核心内容, 不仅与自身工程安全密切相关, 更涉及到对周边环境的影响。随着城市地上、地下各类建(构)筑物越来越密集, 基坑工程施工产生的变形对环境影响的控制愈加成为基坑工程的焦点问题。首先, 从基坑施工全过程控制的视角, 分析了基坑施工全过程各阶段的变形特征、机理以及对环境的影响。进而, 将基坑变形及其对环境影响的控制划分为“基于基坑支护体系的变形控制”和“基于邻近基坑保护对象的变形控制”两类方法。针对基于邻近基坑保护对象的变形控制, 提出了不是基于对基坑支护体系, 而是直接着眼于保护对象的变形主动控制理论, 通过对关键区域土体的应力和变形的控制, 实现对保护对象的测控一体化靶向控制。此外, 提出了基坑无支撑支护理论并发展了一系列软弱土地区基坑绿色无支撑支护技术, 实现了在较大的深度条件下也可进行坑无支撑支护设计。通过“基坑施工全过程控制”“基坑变形主动控制理论”“基坑无支撑支护控制体系”的变形控制理论及工程应用, 努力推动基坑工程变形控制向“高效、智能、绿色、低碳”方向发展。

关键词: 基坑工程; 变形控制; 全过程; 无支撑支护; 主动控制

中图分类号: TU470 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2022)01-0001-36

作者简介: 郑 刚(1967—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事城市岩土工程的教学与科研工作。E-mail: zhenggang1967@163.com。



Method and application of deformation control of excavations in soft ground

ZHENG Gang

(1. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety, Ministry of Education(Tianjin University); 3. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: The main task of excavations in soft ground is the deformation control, which is closely related to their safety and environmental impact. With the increase of the buildings and structures in the urban areas, the construction-induced deformation has become the focus of the excavations. The characteristics, mechanism and environmental impact of the deformation caused by each excavation phase are analyzed in a view of the whole-process control. Furthermore, the control methods for the deformation and environmental impact of the excavations are classified into two types, i.e., the control based on the retaining system of the excavations and that based on the protected objects adjacent to them. For the latter type, the active control theory is proposed focusing on the deformation of the protected objects instead of the retaining system. This active targeting technology integrated with the measurement and control for the protected objects is realized by controlling the stress and deformation of the key zone. Finally, the strut-free retaining theory is proposed and a series of strut-free retaining technologies are developed for the excavations in soft ground. The design of strut-free retaining for the excavations with relatively large depth can be realized using these technologies. The theories and applications of the whole-process control, the active control and the strut-free retaining system promote the deformation control of the excavations towards the efficient, intelligent, green and low-carbon aim.

Key words: excavation; deformation control; whole process; strut-free retaining; active control

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(41630641)

收稿日期: 2021-12-01

0 引言

基坑工程是城市发展、地下空间开发的重要手段。进入 21 世纪后,伴随着城市地下轨道交通、重大交通枢纽的大规模建设,基坑工程向“深、大、长”发展的趋势愈发明显^[1]。例如,天津站交通枢纽地下工程,其中的三角形超深基坑边长分别为 500, 530, 220 m;天津机场交通中心基坑深度 24.2 m,其长度达 770 m。

基坑施工会引起基坑支护结构变形和周边地层变形,如图 1 所示,并由此对基坑周边的建(构)筑物、道路、地下管线及其它基础设施产生影响。在新建的基坑的影响范围内存在既有建筑物、立交桥、道路、地下管线等,此时,基坑自身变形及引起周边影响的变形的控制标准一般都为 cm 级别。对于 cm 级的变形控制,长期的相关研究和工程实践已经积累了大量的经验。

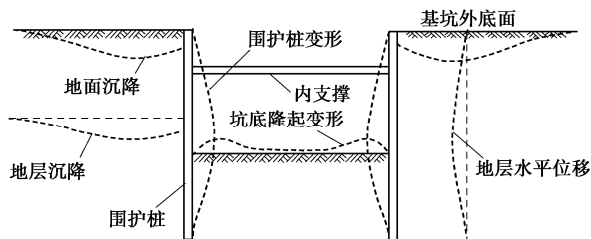


图 1 基坑支护结构及周边地层变形

Fig.1 Deformations of excavation retaining structures and soils

但是,对于某些对变形有特殊要求的建(构)筑物,以及随着大量地铁的建成和投入运营而出现的越来越多邻近已运营地铁的基坑近接施工,甚至邻近高速铁路的基坑近接施工,此时,基坑施工引起周边环境变形的控制要求可达到 mm 级。mm 级变形精细控制要求,给传统的基坑 cm 级变形被动控制理论、方法和技术带来了挑战^[1]。

针对上述问题,笔者团队,开展了基坑施工全过程的变形机理研究,揭示了基坑工程相关的三类变形机制(施工扰动、水位降低、开挖卸载),提出了将基坑施工环境的影响控制分为“基于基坑支护体系的变形控制”和“基于邻近基坑保护对象的变形控制”两类主要控制方法,提出了“变形影响区域”及“变形控制关键区域”的概念,建立了基坑变形主动控制理论和方法。进一步,在基坑变形控制理论基础上,提出和发展了系列基坑无内支撑支护技术体系,在适当的深度范围和环境条件下,实现大面积基坑的无支撑支护施工。

大量工程实践表明,软弱土地区的基坑工程变形主动控制技术和基坑工程无支撑支护技术,在适当条件下,可显著降低基坑工程造价、缩短工期、减少钢

筋水泥等材料消耗,推动了基坑工程变向“智能、高效、绿色、低碳”方向发展。

1 基坑施工全过程的环境变形

软土高水位地区采用内支撑支护体系的基坑工程,其施工全过程可包括:①支护结构施工,②基坑开挖前的预降水,③基坑分层设置内支撑并分层降水开挖,④基坑底以下的承压水抽水减压,⑤分层施工地下结构,⑥分层回填并拆除内支撑。因此,基坑施工过程中变形的 3 个主要原因可概括为施工扰动、水位降低、开挖卸载,现有的研究主要考虑了第③、⑥阶段的变形。

然而,在软土、高水位地区的深基坑工程,支护结构施工、基坑开挖前的预降水、基坑底以下承压水抽降阶段均可能产生可观的变形,当变形需要精细控制时,这些施工阶段产生的变形必须加以重视^[2-12]。此外,一些条件下,基坑内工程桩施工也会引起基坑周边变形和环境影响^[13-15]。因此,当基坑周边环境条件对变形要求严格时,应考虑对基坑施工全过程的变形进行分析与控制。

1.1 支护结构施工引起的变形

图 2 为地下连续墙成槽引起的不同距离处的土体水平位移。监测结果表明:在地连墙施工期间,土体水平位移占整个施工期间的水平位移的 27.82%~76.68%,平均为 57.49%,即地连墙施工引起的土体水平位移占到了施工总区间的一半以上^[16]。这说明围护结构施工引起的土体变形不容忽视。

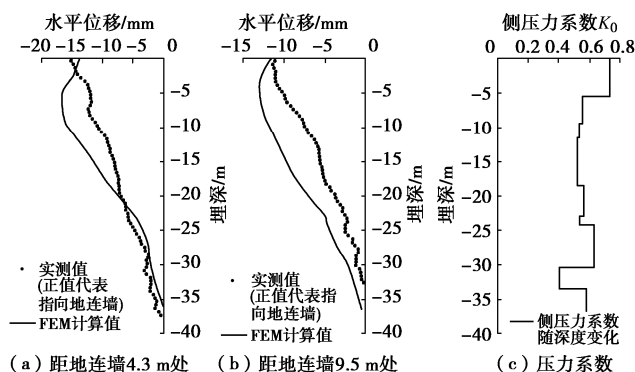


图 2 地下连续墙成槽引起土体水平位移

Fig. 2 Horizontal displacements of soils due to trenching

1.2 工程桩施工引起的变形

某地粉土地层上拟建一栋地上 10 层地下 2 层的建筑,基坑面积约 5200 m²,挖深 12 m,采用钻孔灌注桩作为围护桩,设置两道钢筋混凝土水平内支撑。建筑桩基采用 CFG 桩,长螺旋钻管内泵压法施工,桩径 400 mm,间距 1600 mm,共计两千余根。现场首先施工钻孔灌注桩围护桩,然后施工 CFG 桩工程桩,根据

设计要求, CFG 桩灌注至基坑底部以上 4 m。桩顶上部 8 m 深的空桩孔由于桩径较小且土质较弱, 回填困难, 未能及时回填, 导致基坑周边建筑物产生了不同程度的沉降, 如图 3 所示, 其中基坑南侧 7 层建筑物最大沉降超过了 50 mm 距离, 基坑东侧 15 m 外的一幢 6 层建筑物也产生了 30 mm 以上的沉降。当大量空孔同时存在时, 其在土层中产生的应力释放作用会对周围环境造成较大影响, 即群孔效应^[13-15]。

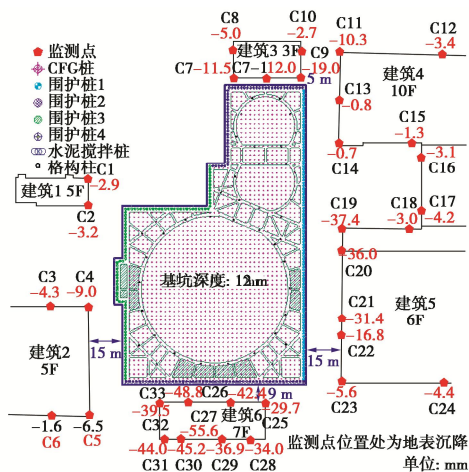


图3 某工程中群孔效应引发的周边建筑物沉降

Fig. 3 Settlements of adjacent buildings induced by group borehole effects

图4为群孔效应离心机试验。试验选用弱超固结土, 共研究3种工况, 如所示。其中工况1模拟直径1.6 m, 孔深8 m单个空孔成孔; 工况2则利用轴对称模拟64个直径0.4 m, 孔深8 m空孔成孔; 工况3利用轴对称模拟4个直径1.6 m、孔深8 m空孔, 可研究孔数对群孔效应的影响。

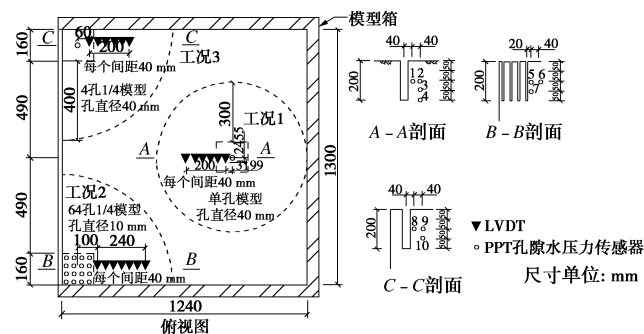


图4 单孔和群孔成孔效应离心机试验

Fig. 4 Centrifuge tests on single and group borehole effects

图5是成孔结束时3组工况地表沉降曲线对比, 对比工况1(单孔)和工况3(4孔)可知, 4孔引起的地表沉降值与影响范围远大于单孔。同时, 多孔共存导致空孔内缩变形较单孔时增大。单孔及群孔精细化数值模拟结果表明, 单孔情况下, 孔周土体中会出

现水平环向应力拱和竖向应力转移, 有效限制孔壁内缩变形; 多孔时, 后续孔对先行孔周边应力拱的相互削弱作用是群孔效应的重要原因。

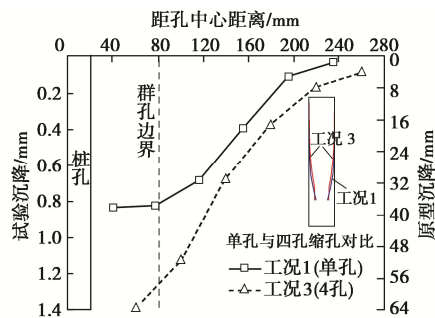


图5 单孔和群孔成孔引起地表沉降

Fig. 5 Ground surface settlements induced by single and group borehole

如图6所示, 工况2和工况3中孔的总面积相同, 在距离群孔边界120 mm(原型中为4.8 m)的范围内, 工况3中的地表沉降大于工况2; 但在距离群孔边界120 mm(原型中为4.8 m)范围外, 工况3中直径40 mm的4孔产生的地表沉降与工况2中直径10 mm的64孔产生的沉降基本吻合, 说明可将等面积多孔合并法用于距离空孔一定范围外群孔引发的沉降预测。这为简化分析大量群孔引发的地层变形提供了思路。

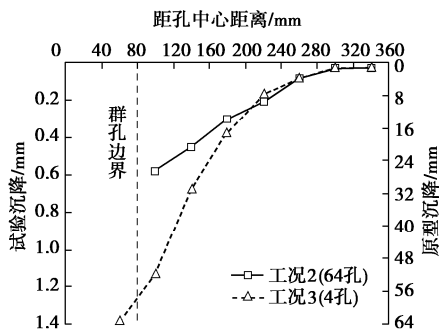


图6 多孔合并前后地表曲线对比

Fig. 6 Comparison of ground surface settlements with and without simplification of group borehole

为解决工程中大量空孔情况下群孔效应数值模拟难题, 提出了孔型转化和多孔合并法的简化模拟方法, 如图7所示。在前文所述的工程案例模拟中, 2000余个深8 m空桩孔采用25孔合为1个六边形大孔的方式进行多孔合并简化, 如图8所示, 由此使得数值计算规模大幅减小。如图9所示, 数值模拟结果与实测结果中邻近建筑物的沉降分布与量值均较为接近。

基于上述分析, 采用空孔回填措施时, 回填整个群孔区域外围及中部一定排数空孔就可起到较好的效果, 如图10所示; 或者先施工支撑下方的工程桩, 然

后设置基坑第一道支撑后再施工其余工程桩，可以大幅度增加围护结构的抗侧移刚度，进一步减小围护结构的水平变形。

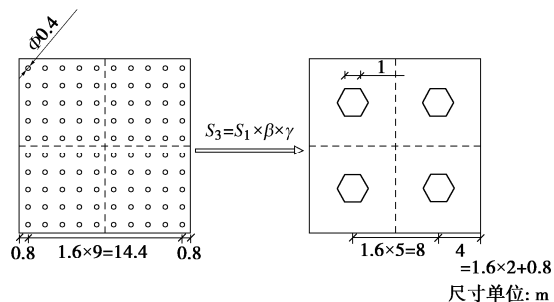


图7 群孔效应多孔合并模拟简化方法示意

Fig. 7 Simplified simulation of group borehole effects

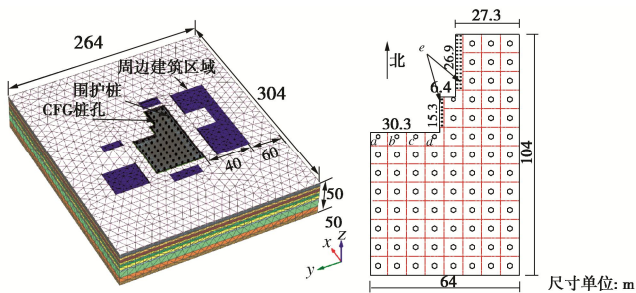


图8 多孔合并示意图

Fig. 8 Simplified simulation of group borehole effects

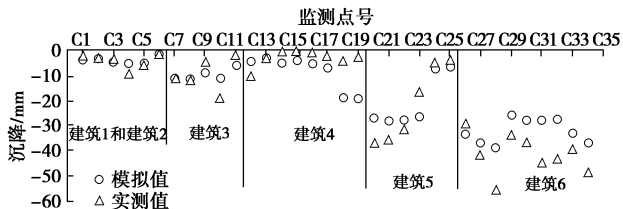


图9 监测点沉降模拟值和实测值对比

Fig. 9 Comparison of measured and predicted settlements

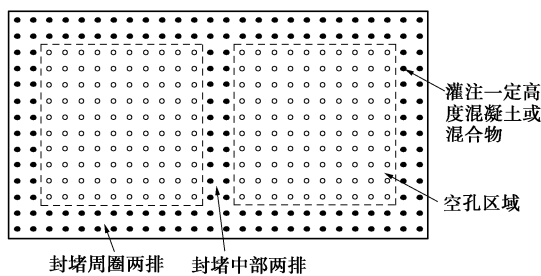


图10 部分空孔回填控制群孔效应影响

Fig. 10 Filling of partial boreholes to control group borehole effects

1.3 预降水施工引起的变形

基坑正式开挖土方前，一般都要进行降水运行试验（简称预降水）以检验降水设计的有效性和基坑止水帷幕系统是否存在渗漏。工程实践表明，软土地区的预降水措施可能引起基坑及周边环境显著变形，但往往没有被工程界注意，并加以专门监测、研究和控制。

图11为某地铁基坑的平面图，基坑深度为19.6 m。基坑西南侧有一幢需要重点保护的建筑物，该建筑物业主单位提出整个基坑和地铁车站结构施工过程中，建筑物的最大沉降不超过10 mm。在大里程基坑开挖土方前，未设置水平支撑的情况下，进行了10 d大里程段的预降水，最大预降水深度约16 m，发现大里程基坑的地下连续墙出现了明显的水平变形^[2]，如图12所示，且地下连续墙的最大水平位移随降水时间延长而不断发展，最大侧移达10 mm。地下连续墙的变形与基坑无内支撑时的土方开挖引起的悬臂式支护结构的变形相似。该工程的设计图纸规定，基坑支护结构的最大水平变形为30 mm，而基坑预降水就引起了约占该工程允许变形的30%。

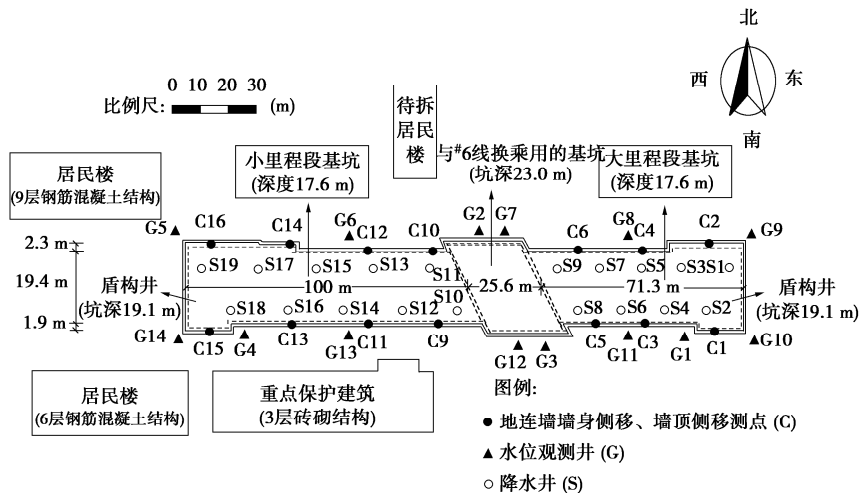


图11 基坑平面图

Fig. 11 Plan of excavations

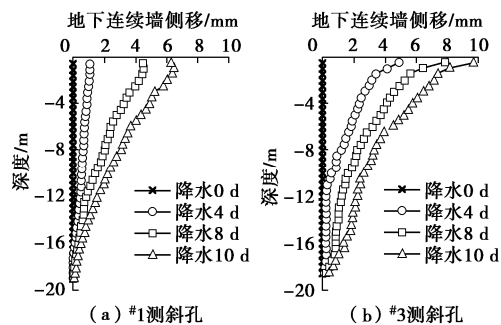


图12 基坑预降水引起地下连续墙变形

Fig. 12 Wall deflections induced by pre-dewatering of excavations

为了进一步研究基坑预降水引起的支护结构变形和环境影响,区别于大里程基坑全部降水井同时开启抽水,在小里程段基坑分段启动降水井进行预降水试验,其中第一段启动 S10、S11、S12 三口降水井,抽水 3 d,然后停止降水等待水位恢复。按照第一段的预降水试验方法,依次进行第二段的 S13、S14、S15 三口降水井和第三段的 S16、S17、S18 和 S19 四口降水井的预降水试验。考虑到小里程段基坑南侧 6 m 外的重点建筑物的沉降控制,小里程段基坑的第一道钢管水平支撑安装后,再进行分段预降水试验。与大里程基坑相同,总试验时常也为 10 d。

预降水试验结束后,小里程段地下连续墙的水平位移如图 13(a)所示,图中还给出了大里程段一次性预降水试验的地下连续墙变形。可以看出,在先设置水平支撑后分段预降水,地下连续墙的水平变形分布模式发生了改变,类似于设置内支撑的基坑开挖引起的地下连续墙变形,且地下连续墙的变形最大值减小了约 50%。小里程的预降水试验再次表明,基坑开挖前的预降水确实可引起地下连续墙可观的水平位移,并由此产生对周边环境的影响,如图 13(b)所示,可见,小里程基坑分段预降水试验中,各阶段都引起了建筑物的沉降,且累计沉降在预降水试验结束时超过了 8 mm,并在 20 d 后进一步发展到超过 10 mm。

上述试验表明,基坑预降水阶段可引起支护结构可观变形和环境影响,并应在基坑施工全过程产生变形预测及控制中加以针对性考虑。

考虑到地铁车站基坑的宽度、面积均较小,因此,进一步对某开挖面积为 4.5 万 m^2 的大面积建筑基坑 7~10 d 有效预降水过程中支护结构的水平变形进行了监测^[3]。如图 14 所示,基坑开挖深度 15.7 m,采用地下连续墙结合反压土进行支护,没有设置内支撑。同样地,在预降水阶段,观测到地下连续墙的侧移随降水时间延长而不断增大,最大侧移达 15 mm,如图

15 所示,约为基坑支护设计给出的地下连续墙允许变形预警值的 47%。

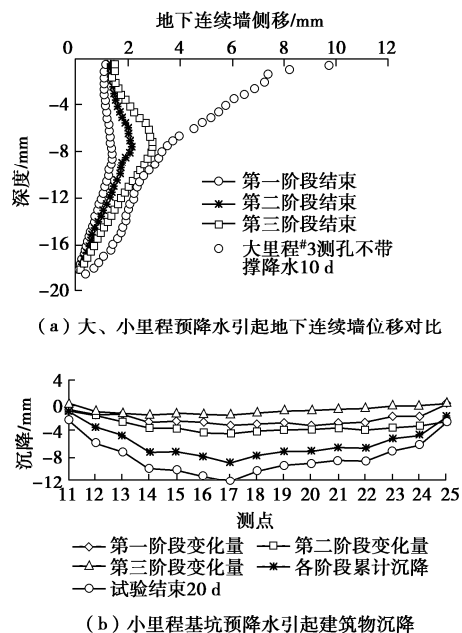


图13 基坑预降水引起地下连续墙变形和建筑物沉降

Fig. 13 Wall deflections induced by pre-dewatering of excavations

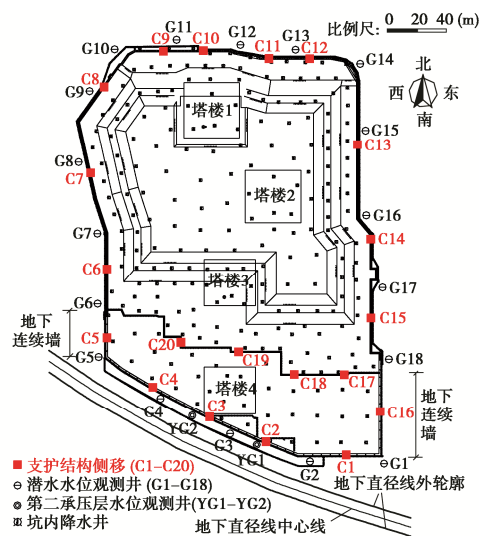


图14 某大面积基坑降水井及监测点平面布置

Fig. 14 Plan of dewatering wells and field monitoring points

针对上述两个工程,开展了大量模拟仿真研究,揭示了预降水引发变形问题的 4 个效应:时间效应(变形随抽水时间延长而非线性增大,前 5 d 内变形发展可达最终变形的 90%)^[4]、尺度效应(变形随基坑宽度增大呈双线性增大,存在临界基坑宽度让变形随基坑宽度的增长而趋于稳定)^[4]、边角效应(存在特定的边角效应变形区,即 1.2~2.25 倍基坑宽度)^[5]及渗透效应(变形随地层渗透连通性增强而逐渐增大)^[6]。

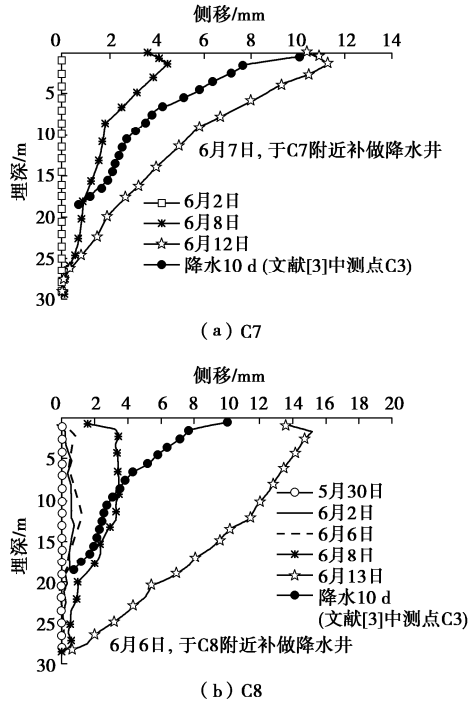


图 15 某大面积基坑预降水过程中围护结构变形情况

Fig. 15 Wall deflections induced by pre-dewatering of excavations

针对前文提出的 4 个效应, 采用非线性回归理论对大量模拟仿真结果进行统计与分析, 构建了反映 4 个效应的围挡侧移计算模型, 见式 (1) 和图 16^[4-6]。

$$\left. \begin{aligned} \delta_{hm} &= \frac{13.5t^2}{8.3+t^2} && \text{(时间效应),} \\ \frac{\Delta\delta_{hm}}{\Delta W_p} &= \frac{10^{-4}}{0.155 + \left(\ln \frac{W_p}{H_d}\right)^2} && \text{(尺度效应),} \\ \text{PSR} = \frac{\delta_w}{\delta_{w,ps}} &= a + \frac{b-a}{1 + \left(\frac{d_h}{L}\right)^d} && \text{(边角效应),} \\ \delta_{hm} &= 18 - \frac{9}{1 + 497K_3} && \text{(增透效应)。} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中 δ_{hm} 为围护结构最大侧移; t 为抽水时间; W_p 为基坑宽度; H_d 为降水深度; PSR 为平面应变比; δ_w 为距离基坑角点任意截面位置处围挡最大侧移; $\delta_{w,ps}$ 为无限长度基坑中间截面最大侧移 (平面应变状态); d_h 为距基坑角点距离; L 为基坑长度; K_3 为被抽水含水层渗透系数; a, b, d 为与基坑长宽比有关的待定系数 (其取值可根据不同地区基坑侧移实测数据反算得到以形成经验), 基于提出的变形计算公式, 可实现不同时间、基坑尺度、平面位置和连通地层下水联动致沉的快速评估。

此外, 还提出了基于工程界常用的弹性地基梁计算模型的变形预测方法^[4]。

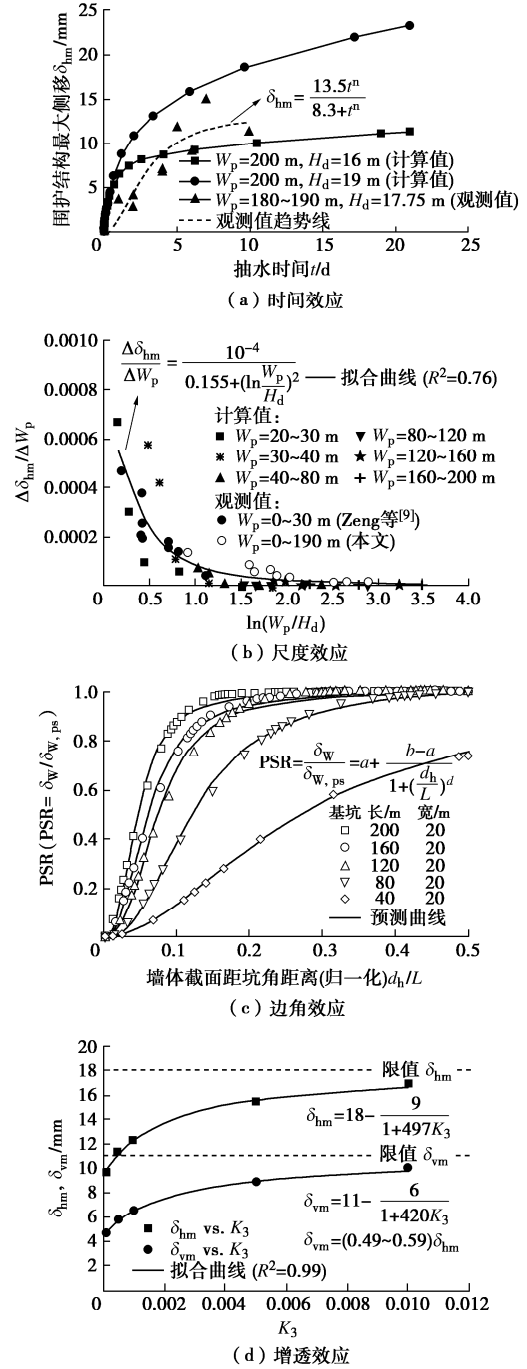


图 16 考虑预降水 4 个效应的变形计算模型

Fig. 16 Deformation prediction model considering 4 effects of pre-excavation dewatering

1.4 承压水抽降引起的变形

当基坑底以下分布有承压含水层影响基坑底突涌稳定, 但地下连续墙或止水帷幕又没有截断承压含水层时, 为了满足基坑底的抗突涌稳定要求, 可采用在基坑内或基坑外设置进入该承压含水层的降水井, 对该层承压含水层进行抽水降压 (降低承压含水层水头), 使基坑底范围内的承压含水层水头降低至安全水头以下。

图 17 为天津某场地第一、第二承压含水层局部抽

降水引起的土体沉降沿深度分布^[10-12]。短期内（如降压5 d内），第一承压含水层上覆土体呈现“上小下大”的沉降规律，最大沉降出现在弱透水层中；随着降压时间的延长，土体最大沉降逐渐上移，直至某一时刻，地表成为土体最大沉降位置；对第二承压含水层，不论短期降压还是长期降压，上覆土层均表现出上小下大的沉降规律；随着降压时间的延长，最大沉降位置逐渐上移，稳定后的最大沉降位置出现在上覆弱透水层顶板（或第一承压层底板）处，而并非地表，这与对第一承压水抽水的结果有明显区别，其根本原因是第一、二承压层的竖向补给条件不同，因而土体的释水固结与水力传导规律不同。

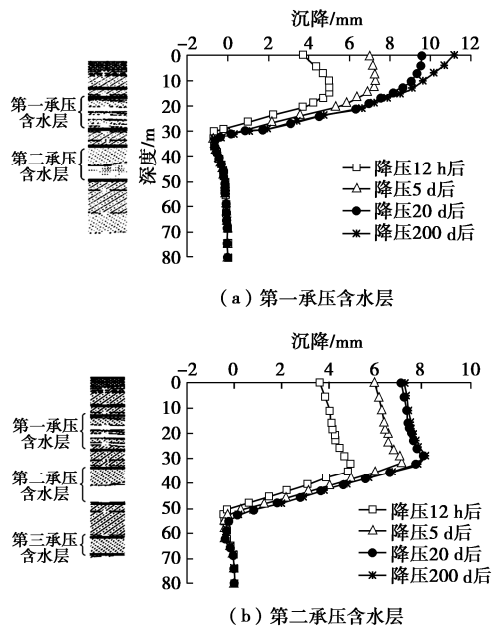


图 17 承压层抽水引发土体变形发展规律

Fig. 17 Prediction model for deformation considering 4 effects of pre-dewatering of excavations

上述研究结果意味着支承在承压层顶部的桩基建筑沉降，可能比地面沉降或支承在浅部土层的建筑沉降更大。此外，还可以看出，承压含水层以下的弱透水层因释水而产生了回弹。

1.5 开挖引起支护结构的变形

郑刚等^[17]对某深基坑开挖全过程中围护桩的水平位移进行了实测，其中 CX6、CX9 和 CX10 为围护结构不同平面位置水平位移监测点，如图 18 所示，基坑开挖深度 21.0 m，采用 4 道钢筋混凝土内支撑。其中围护桩桩身水平位移观测点 CX6 正好位于基坑钢筋混凝土水平支撑环梁的顶部，CX10 则位于基坑的对撑位置，CX9 则邻近 CX10。3 个测点在基坑开挖到基坑底部后的桩身侧移及其对比见图 19。由于同一个基坑不同位置水平支撑提供的支撑刚度不同，不同位置处的围护桩可产生不同的水平位移分布模式^[18]，

且最大水平位移值也存在明显差别。

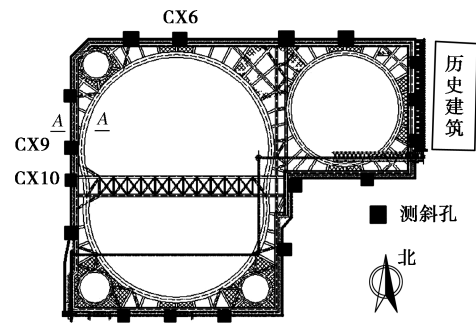


图 18 基坑水平支撑平面和支护桩侧移变形监测点

Fig. 18 Plan of struts and monitoring points of lateral displacements of retaining piles

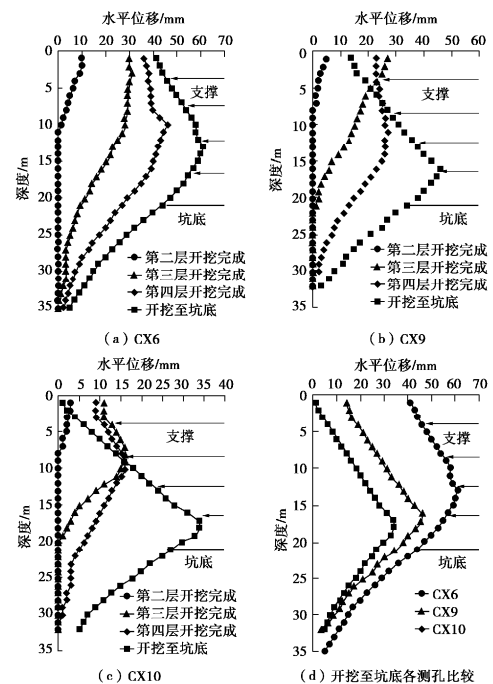


图 19 某基坑工程围护结构变形实测

Fig. 19 Measured lateral deformations of retaining wall

从图 19 中可见，CX6 测点的结构水平位移在土方开挖前期，表现出上大、下小的变形模式，与悬臂变形相似，在基坑开挖完成后，其变形模式发生改变，变为复合型的变形模式。而 CX10 测点的水平位移模式由初始的悬臂型变为典型的内凸型，CX9 与之表现出类似的变形模式。由图 19 (d) 可看出，由于水平支撑提供的支撑刚度不同（CX10 观测点由于正对基坑对撑，故此处水平支撑的刚度最大，CX9 次之，CX6 处最小），不同位置处的围护桩可产生不同的水平位移分布模式，且最大水平位移值也存在明显差别。

图 19 表明，对同一个基坑，不同位置的围护桩桩体可能会产生不同大小、不同模式的水平位移，从而必然会影响到其对应产生的基坑外土体位移和环境^[19-21]。

通过建立精细化有限元模型,针对4种典型围护墙变形模式引起的坑外地表的沉降和水平位移、坑外土体的深层土体沉降进行对比分析^[17]。如图20所示,可看出,即使围护结构最大水平位移相同,由于侧移分布模式不同,基坑外地表和深层土体的竖向及水平位移场均存在较大差别,从而可能对环境产生不同程度的影响。

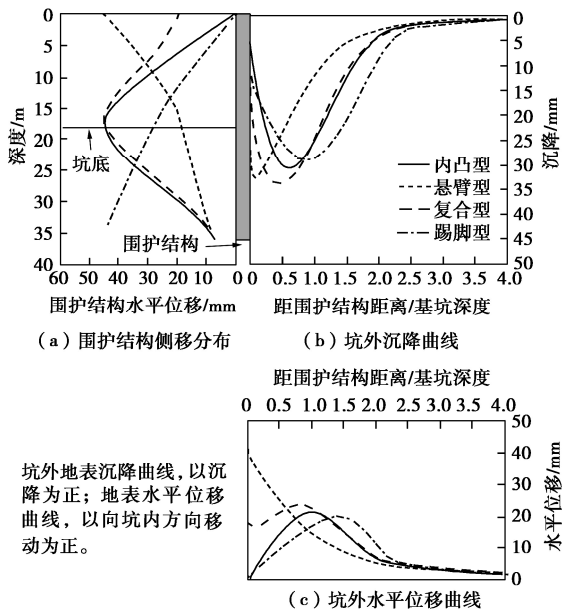


图20 不同变形模式下坑外地表土体位移对比

Fig. 20 Comparison of ground surface deformations under different lateral deformation modes of retaining wall

首先,围护桩不同变形模式产生的地表沉降、地表水平位移及其环境影响。以悬臂型和深基坑最常见的复合型围护桩变形模式为例,虽然对应的坑外地表最大沉降值基本相同,但单悬臂型变形模式产生的坑外地表土体沉降、水平位移最大值基本就在墙后,而且可引起大得多的地表土体水平位移,其主要影响范围为坑外 $1.5H$ (H 为基坑深度) 范围以内, $1.5H$ 以外的影响很小。因此,悬臂型变形可对距离基坑较近的道路、建(构)筑物、浅埋地下管线等造成影响;而围护桩踢脚型产生的坑外最大沉降点和最大水平位移点则分别约在墙厚 $1.0H$ 和 $1.5H$ 处,影响范围则可达 $2.5H$ 。

再对比围护桩不同变形模式对应的坑外土体深层沉降,如图21所示。由图21可以看出,悬臂型变形模式对抗外土层深层沉降的影响主要局限于 $1H$ 深度范围内,因此,当基坑外的基坑开挖深度以下分布有地铁隧道时,悬臂型支护则对隧道的影响最小;而踢脚型变形模式产生的坑外土体深层沉降在坑外 $1.5H$ 深度处仍然很大。

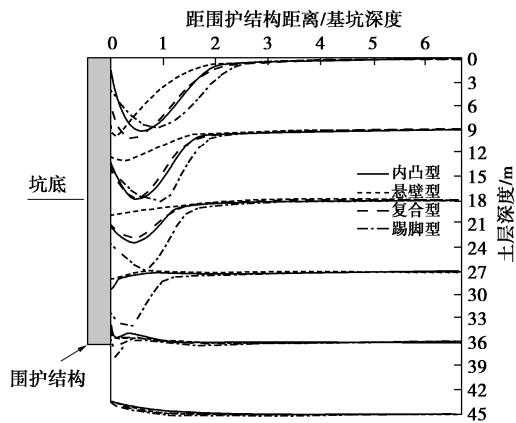


图21 围护结构不同变形模式下坑外深层土体沉降对比

Fig. 21 Comparison of ground deformations behind retaining wall under different lateral deformation models of retaining wall

因此,在支护结构设计时,除应控制围护结构最大位移值外,还应充分考虑坑外既有建(构)筑物的类型、基础型式、相对于基坑围护结构的位置、对沉降或水平位移的敏感性,控制合理的围护结构变形模式,从而减小对结构扰动、保护结构安全。例如,当地面有距离基坑围护结构较近的柱下扩展基础的低层框架结构、垂直于基坑边的地下管线等时,由于其对结构的水平向拉应变较为敏感,因此要特别注意避免产生围护结构上大下小的悬臂型变形。而当基坑附近的地表无需要保护的建(构)筑物、管线,而基坑外较大深度处埋设有地铁隧道时,则应尽可能将支撑的配置以控制基坑下部的围护结构变形为主要原则,以尽可能减小对抗外隧道的影响,并应增加围护结构插入深度,尽可能避免产生踢脚型变形模式。

1.6 基坑开挖引起邻近建筑的变形

当基坑开挖深度相同,而围护结构及支撑系统的差异将使得围护结构发生不同形式的变形,坑外土体的位移及邻近建筑物的变形也将存在相应差异^[19-21]。更进一步,基坑周边建筑物即使条件完全相同,但其与基坑的距离、相对角度不同,也会在围护结构不同变形模式基础上,更进一步加大建筑物对基坑变形响应的差异。

如图22所示,在天津地铁3号线昆明路站的基坑工程中,基坑长311 m,宽32.4 m,开挖深度为17.3~19.2 m,基坑周边密布着民宅及公共建筑,其中最近一座建筑距离基坑仅5.8 m,且由于这些建筑历史悠久,曾经历过地震,对地基土体变形的耐受能力差,如何合理地分析和控制这些建筑的变形成了该工程的难点^[22]。

图23是图22中#13楼在基坑施工过程中的沉降实测三维分布图,可见,该建筑物虽然沉降不大,但因与基坑边没有呈平行关系,建筑物呈现出了较为显著的扭转变形趋势,即此时的建筑物不仅承受挠曲变形

的作用, 还将承受扭转变形的作用, 建筑物的变形也变得更为复杂, 对其破坏程度的评估也相应地变得更为困难。

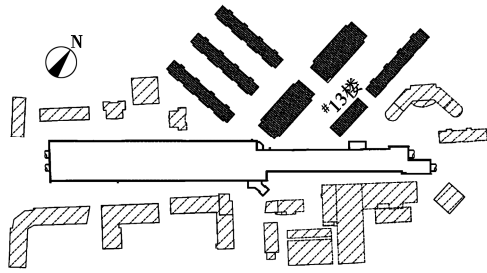


图 22 某地铁站基坑周边建筑情况

Fig. 22 Plan view of surround buildings of metro station

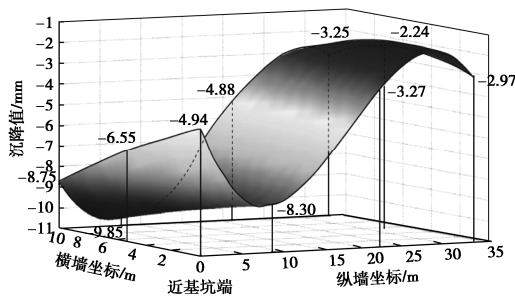


图 23 建筑物的三维沉降分布图

Fig. 23 3D settlement distribution of building

为了对比不同围护结构变形模式下建筑物墙体拉应变最大值的变化情况, 图24列出了距基坑边不同距离的建筑物纵墙拉应变最大值^[19]。可以看出, 在距离基坑边 $1.5H$ 深度范围内, 踢脚型变形模式在建筑物中产生的拉应变最大, 内凸型次之, 实际工程中最常见的复合型产生的拉应变则显著小于前两者, 而悬臂型参数的最大拉应变则最小。

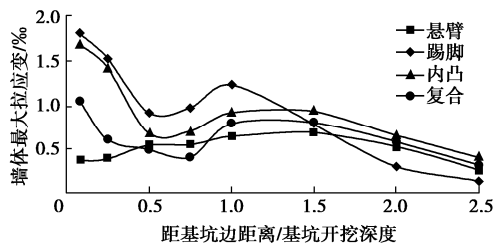


图 24 纵墙墙体拉应变最大值变化曲线

Fig. 24 Variation of maximum tensile strain of longitudinal wall

由图24可知, 当围护结构发生不同形式的变形时, 尽管其最大位移相等, 但其引发的坑外邻近建筑物的墙体拉应变最大值仍呈现显著的变化。

随着建筑物与基坑距离的变化和建筑物纵墙与基坑边之间夹角的变化, 由图 25 可看出, 当建筑物位于天然地面沉降挠曲程度较大的位置时, 建筑物的挠曲变形对墙体拉应变起主要作用, 墙体最大拉应变发生在建筑物纵墙垂直于基坑边, 即纵墙与基坑边相互垂

直时是建筑物的最不利位置; 而当建筑物位于天然地面挠曲程度较小的位置时, 墙体的拉应变源于挠曲变形与扭转变形的共同作用, 纵墙墙体的最大拉应变将发生在与基坑边成一定角度的建筑物纵墙上, 此时纵墙与基坑边垂直并不是建筑物的最不利位置^[22]。

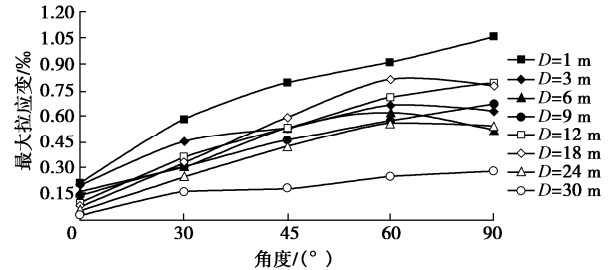


图 25 纵墙墙体拉应变最大值随角度变化曲线

Fig. 25 Relationship between maximum tensile strain of longitudinal wall and arbitrary angle

1.7 基坑开挖引起邻近隧道的变形

伴随着城市发展中大量地铁线路的运营, 不可避免地出现大量邻近既有运营隧道的工程施工, 既有隧道会因邻侧基坑开挖卸荷产生变形, 严重时会引起隧道结构损坏甚至破坏。因此对既有运营隧道进行严格的变形控制显得至关重要^[23]。

基于大量工程案例资料和数值分析, 结合不同规范变形控制标准, 划分了不同围护结构变形模式和最大水平位移条件下坑外既有隧道变形影响区。以基坑围护结构为内凸型变形模式, 最大水平位移为 45 mm 为例, 坑外不同位置变形情况绘制如图 26 所示^[21]。

在上述分析基础上, 提出了不同围护结构变形模式下, 基坑开挖对基坑外隧道的变形影响分区, 如图 27 所示。围护结构最大水平位移和隧道位移控制标准相同的条件下, 隧道产生相同的变形时, 悬臂型变形模式影响区范围最小、最浅; 复合型和内凸型变形模式下影响区次之, 且差异不大; 踢脚型变形模式下影响区范围最大。因此, 对基坑外邻近处有埋深较大的隧道时, 围护结构悬臂型变形模式对隧道的影响最小, 踢脚型影响最大, 并应针对性控制隧道结构变形, 从而更好地保护基坑外的既有隧道。

1.8 基坑施工引起邻近隧道渗漏

在沿海地下水位较高的地区, 基坑施工导致既有邻近隧道变形后, 有可能进一步导致变形部位出现渗漏次生灾害^[1]。置于均匀粉、细砂承压含水层中的隧道出现渗漏时, 漏点处形成汇聚流线, 水、砂混合物从渗漏点处喷涌而出, 隧道周围水土压力发生显著变化, 衬砌结构变形。特别地, 当渗漏点位于隧道底部时, 水土流失后隧道衬砌可因失去土层支撑而出现更多管片沉降、错台、接缝张开, 导致隧道大范围沉降和破损, 如图 28 所示。

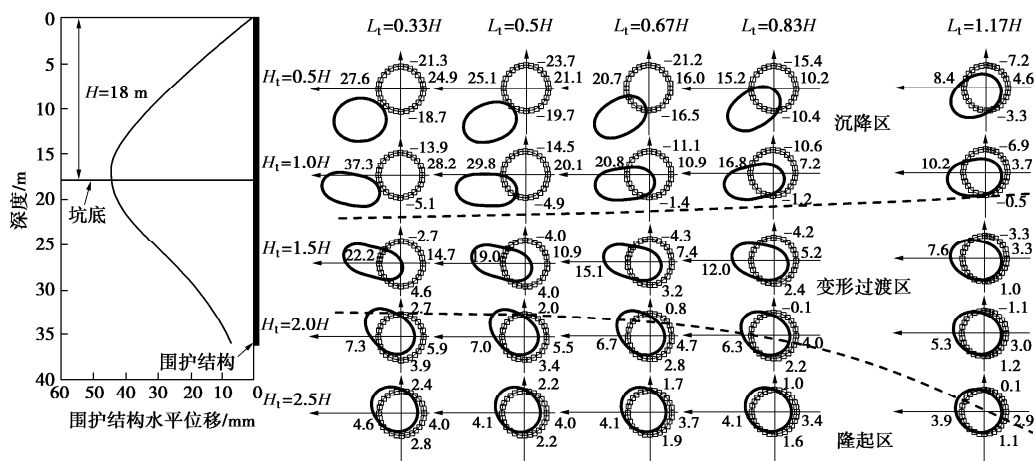


图 26 围护结构为内凸型模式时坑外不同位置处隧道变形

Fig. 26 Deformations of tunnels at different locations caused by convex deformation of retaining structures

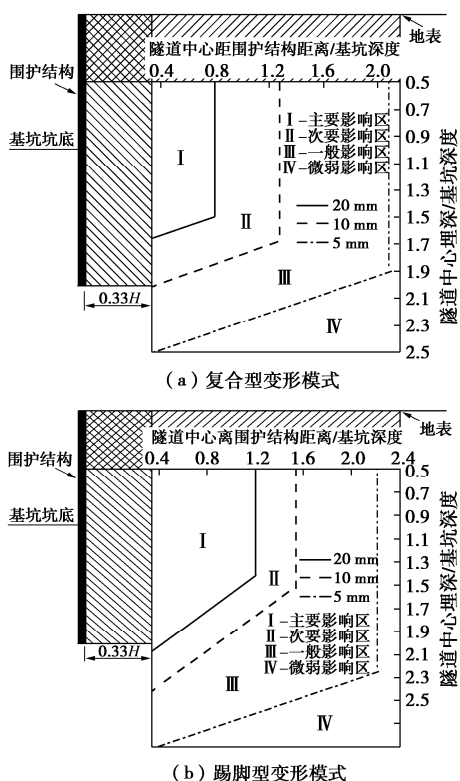


图 27 围护结构不同变形模式下隧道变形影响区

Fig. 27 Influenced zones determined by different profiles of deflection of retaining structures

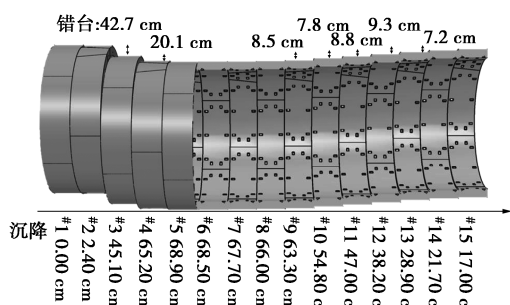


图 28 某实际工程隧道渗漏引发的沉降和错台

Fig. 28 Settlements and dislocation of tunnel segments induced by leakage of water and soils

为揭示均匀粉、细砂土承压含水层中,隧道底部处某点渗漏导致水土流失的机理,开展了一系列赫尔-肖氏 (Hele-Shaw) 薄板试验,试验获得的侵蚀形态及其发展过程^[24],在汇聚流作用下,侵蚀首先从漏点处开始,随后逆着水流流线的方向发展,侵蚀发展过程与堤坝中的向源侵蚀 (backward erosion) 相似^[25-27]。

在赫尔-肖薄板试验研究的基础上,开展侵蚀深度可视化的小模型试验研究,试验装置如图 29 所示,在内壁尺寸为 1000 mm (长) × 300 mm (宽) × 200 mm (高) 长方体箱体中均匀填筑试验用砂,在砂土周边水体中加压使水压力达到 40 kPa,模拟隧道底部砂土层中的承压水头。而后,首先进行直径 6 mm 单漏点试验,模拟隧道底部渗漏后地下水带动砂土进入隧道内的过程,在上覆玻璃板顶面观察在隧道底部是否会形成砂土侵蚀槽。

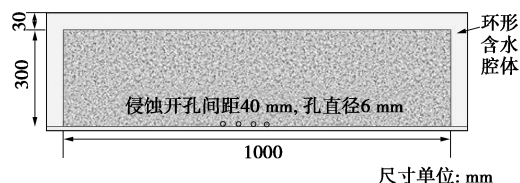


图 29 隧道底部多点渗漏模拟试验

Fig. 29 Model tests with multiple leakage points

试验观测到在 40 kPa 水头下,单点渗漏形成的隧道下侵蚀槽三维形状可近似采用高斯曲面进行描述,其横断面轮廓可以采用高斯曲线近似,最大直径为 75 mm。在此基础上,进行了两个漏点间距为 80 mm 的双漏点试验,并分别考虑了两个渗漏点同时发生渗漏和依次发生渗漏的工况,其中后者试图模拟盾构隧道某个管片接缝发生张开量过大、出现渗漏,水砂混合物进入隧道,并引起相邻管片接缝发生渗漏出现水砂进入隧道的过程。

图 30 给出了 40 kPa 水头下两个渗漏点距离两者

渗漏发生顺序在隧道下土体中产生的侵蚀槽形状。双漏点试验结果表明,两个漏点先后开启时所产生的侵蚀区域范围会比两个漏点同时开启时的侵蚀范围更大,意味着先发生渗漏的点引起的另一个渗漏点处土体产生扰动,从而导致第二个渗漏点开启后形成的渗漏区域比单点渗漏产生的渗漏侵蚀掏空区大得多。这说明,在实际工程中,盾构隧道底部某点出现渗漏后可导致相邻管片的接缝张开、错台并产生渗漏,进而引起水砂混合物进入隧道。后续渗漏点在隧道下面会形成更大的侵蚀掏空区,相应引起管片更大的沉降和张开量,进而导致更多临近管片接头处出现渗漏,即由单漏点渗漏转变成多漏点渗漏。

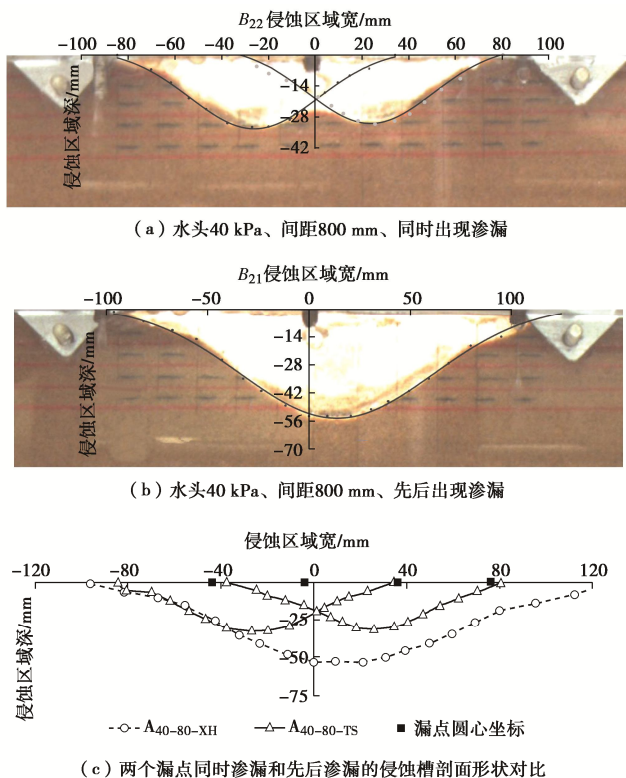


图 30 隧道底部两点渗漏模拟试验

Fig. 30 Simulation test for two leakage points under tunnel

图 31 进一步给出了 20 kPa 水头下,两个渗漏点间距 40 mm ($A_{20-40-XH}$)、80 mm ($A_{20-80-XH}$)、120 mm ($A_{20-120-XH}$) 三个工况下侵蚀槽形状。每个工况都是一个漏点先发生,待土体侵蚀和地下水渗流稳定后,再开启另外一个渗漏点,研究不同渗漏点间距对土体侵蚀区域的影响。可以看出,两个渗漏点间距 120 mm ($A_{20-120-XH}$) 时,两个渗漏点对应的侵蚀槽的中心剖面形状基相似,但后开启的渗漏点下的侵蚀槽宽度要略微大一些。当两个渗漏点间距减小至 80 mm ($A_{20-80-XH}$) 时,后开启的渗漏点下的侵蚀槽宽度和深度均要增大很多。这是因为先行发生的渗漏在土体中形成的侵蚀槽,可改变第二个渗漏点发生渗漏时的流

线,可增大第二个渗漏点的渗流量,导致第二个渗漏点在土体中产生的侵蚀区域显著增大。而当两个渗漏点间距减小为 40 mm ($A_{20-40-XH}$) 时,两个渗漏点下的侵蚀区域相互干涉程度最大,并形成了一个侵蚀槽,其宽度与两个渗漏点各自单独的侵蚀槽宽度之和相当,但侵蚀槽深度大致加大一倍。

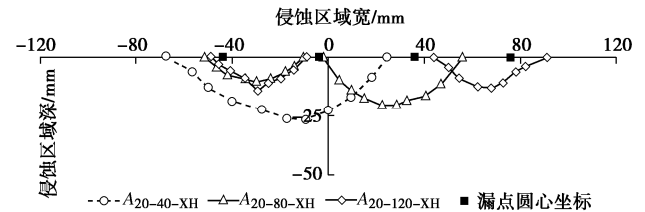


图 31 隧道底部不同距离两点渗漏模拟试验

Fig. 31 Results of two-leakage-point tests with different spacings

图 31 说明,当隧道下两个渗漏点距离较近时,两个漏点先后发生渗漏产生的隧道下土体侵蚀槽宽度和深度显著大于两个渗漏点同时发生引起的隧道下土体的侵蚀槽宽度和深度,且也显著大于单个漏点产生的隧道下土体侵蚀槽宽度和深度。因此,当隧道埋置于砂土层中时,存在着如下灾害链条发展的可能:隧道某环接头渗漏引发相邻环间接缝相继发生渗漏→隧道下方砂土流失,产生掏空区→隧道发生大范围连续渗漏、破损甚至坍塌。实际工程中一些案例也说明了这一点。

实际工程中,往往存在黏土层、砂土层交互分布。为此,在小模型试验的基础上,进一步考虑隧道几何特征及渗流边界条件的影响,开展了大型隧道渗漏模型试验。针对上覆黏土、下卧砂土这一典型地层情况,开展了 3 组试验,分别研究了隧道处于单一砂土地层、黏砂土交界面在隧道底部以及黏砂土交界面在隧道顶部这 3 种情况下,如图 32 所示。模型土箱的尺寸为 4.1 m (长) × 1.5 m (宽) × 2.1 m (高),模型隧道长 3.5 m,直径 500 mm,设置了模拟管片接缝渗漏的渗漏缝,缝宽 5 mm,缝长为 196.25 mm,相当于 1/8 模型隧道周长。

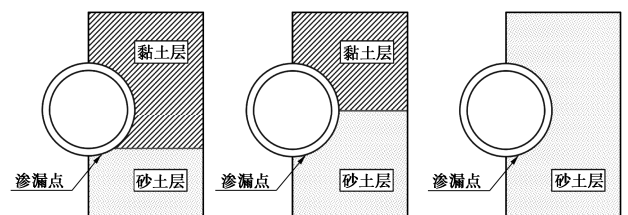
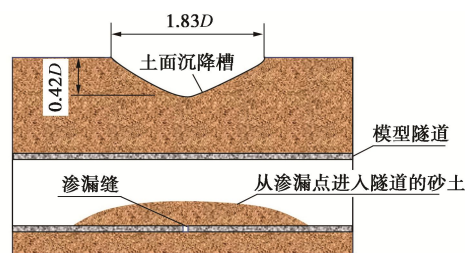


图 32 不同砂土 - 黏土界面位置时隧道底部渗漏试验

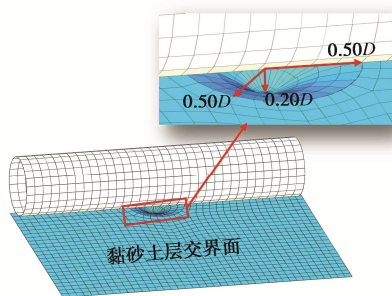
Fig. 32 Large-scale model tests considering position of sand-clay interface relative to tunnel

隧道底部出现渗漏引起的土层损失规律,试验结

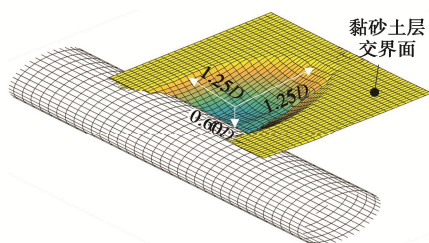
果如图 33 所示。研究表明：①单一砂土地层中，隧道底部渗漏会导致地表塌陷（塌陷坑形状如图 33（a）所示），隧道底部土体出现扰动和松动区，但隧道下土体中无侵蚀槽形成。②黏砂土交界面在隧道底部时，隧道下土体中将形成侵蚀槽。侵蚀槽可分为两个区域，在漏点正下方形成一个深度相对较深的锥形槽，同时沿着隧道轴向形成一些随机蜿蜒较浅的侵蚀通道。③黏砂土交界面在隧道顶部时，在黏土层下方、隧道的侧部将形成锥形侵蚀槽。综上，黏砂土层交界面位于隧道底部时，对于隧道结构本身而言最为不利，该情况下隧道底部因失去土层支撑，可产生大范围沉降和错台。随着黏砂土交界面的上移，侵蚀槽逐渐由隧道底部转移到侧部，该情况下隧道侧部失去支撑，可出现横向扁圆化的变形趋势。在单一砂土地层中，隧道周围不会出现侵蚀槽，隧道本身可能变形并不显著，但地表会出现大范围的塌陷，此种情况对地表建、构筑物极为不利。



(a) 单一砂土地层中的地表塌陷区



(b) 黏砂土交界面在隧道底部时的侵蚀区域



(c) 黏砂土交界面在隧道顶部时的侵蚀区域

图 33 漏水漏砂侵蚀大型模型试验结果

Fig. 33 Erosion of sand due to inflow of sand and water

1.9 基坑施工引起邻近工程结构的变形控制思想

如前文所述，笔者将基坑变形控制理论研究和工程实践分为两类：“基于基坑支护结构体系的变形控制”和“基于邻近基坑保护对象的变形控制”。

其中第一类控制方法的出发点是，通过加强基坑支护结构体系，从而使基坑开挖卸荷条件下基坑支护结构体系产生的变形足够小，从而使基坑周边土体变形和工程结构的变形控制在允许范围内。第二类控制方法的出发点并不试图通过减小基坑支护结构体系的变形来减小基坑对工程结构的影响，而是直接围绕保护对象，针对直接影响保护对象变形的关键区域的土体，进行应力和变形的主动控制，从而对保护对象的变形进行主动控制。

2 基于支护体系的变形控制

2.1 常用的基坑变形控制方法

当采用基于基坑支护结构体系的变形控制措施时，主要的变形控制措施包括加强基坑支护体系、设置减少坑底隆起桩、优化土方开挖顺序、加固基坑内（外）土体、基坑分区施工、基坑分区支护和施工等。

2.2 加强基坑支护体系

加强基坑支护体系可包括：①加强水平支撑（锚）。可通过增加支撑断面、减小支撑水平向间距、减小支撑深度方向间距以减小基坑围护桩变形，从而可减小基坑外土体水平位移和地层沉降；②增加围护桩（墙）插入基坑底面以下深度。该措施可减小基坑外土体水平位移和地层沉降，也可减小基坑底面以下土体的隆起变形，从而减小基坑以下土层中的结构（工程桩、基坑底以下的地铁隧道等）产生的上浮变形。

郑刚等^[28]、李竹等^[29]针对悬臂支护和带水平支撑的长短桩组合排桩，在砂土中进行了一系列模型试验，对比了相同桩距下等长桩、等长短桩、长短桩组合排桩在不同开挖深度下的桩身位移和桩身内力。研究表明，无论时悬臂还是有内支撑，只增加部分围护桩的长度形成的长短桩组合与等长桩排桩的水平位移相近，如图 34 所示，说明在支护结构造价增加有限的情况下，可以起到等长桩支护一样的变形控制效果。

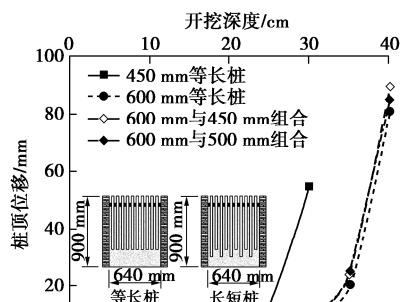


图 34 悬臂式排桩桩顶位移比较

Fig. 34 Comparison of displacements at cantilever pile top

2.3 设置减小坑底隆起桩

当基坑开挖深度很大,且基坑下方有下穿的地铁隧道等工程结构时,仅靠增加围护桩(墙)插入基坑底面以下深度,有时不足以控制基坑底隆起变形量及下穿隧道的上浮变形,此时可在隧道两侧设置一定长度的桩体,来减小土体隆起变形,从而实现了对下穿隧道的保护。

2.4 优化土方开挖方式

土方的开挖方式也可影响基坑支护结构变形及周边土层变形^[30]。例如,当基坑北侧之外有邻近的需要保护的對象时,先开挖基坑南侧并由南向北进行基坑土方开挖,通过水平支撑产生的轴力对北侧支护桩产生的预支撑力作用,可一定程度减小基坑北侧开挖时围护桩的变形,从而减小对基坑北侧拟保护建筑物的影响。

2.5 加固基坑内外土体

当基坑围护结构被动区主要受力深度范围内分布有很软弱土层时,特别是基坑底以下有很软弱土层时,此时增加围护桩(墙)入土深度、围护桩(墙)厚度、加强水平支撑刚度、增加水平支撑道数(沿深度方向)均难以显著减小基坑底面以下围护桩(墙)的水平位移。此时,可考虑采用在基坑内沿围护桩(墙),根据变形控制需要,对一定宽度和深度的软弱土进行加固。被动区土体加固的方法在上海、天津、浙江等地较为常用。

2.6 基坑分区施工

对大面积基坑,由于基坑影响范围大,如将基坑进行分块开挖,每一块开挖到坑底后,施工地下结构并回填地下结构与围护桩(墙)之间肥槽,然后开挖其它区域。这样把一次性大面积开挖卸荷改为分块挖土卸荷,减小支护结构变形大小和影响范围。

2.7 基坑分区支护分区施工

基坑分区施工的特点是基坑按照一个大基坑进行支护,按照一个整体布置水平支撑,然后再分区施工。其存在着一定局限性,即分区施工受支撑布置的影响、分区开挖要考虑支撑的受力、当变形要求严格时难以实现变形有效控制等。因此,当基坑周边有需要严格控制变形的保护对象时,如必要,可在分区施工基础上,对基坑进行分区支护,即将大面积基坑根据变形控制要求,划分为若干个基坑,分别进行支护,然后顺序进行土方开挖和施工地下结构^[31]。工程实践表明,基坑分区支护分区施工可显著增加工程造价和工期。

2.8 工程案例

(1) 工程案例1

天津中心妇产科医院基坑开挖面积约9644 m²,周

长约385 m,基坑开挖深度为12.50 m,局部最深为14.95 m,挖土方量约110000 m³。基坑南侧邻近天津地铁3号线区间隧道,基坑围护结构外缘距隧道区间结构外缘约为9.9 m。根据天津地铁运营管理部门要求,考虑到该处已投入运营时间较长,隧道不同深度存在渗漏水现象,要求基坑施工引起隧洞的沉降和水平位移均不超过6.0 mm,监测报警值为4.0 mm,变形控制要求较为严格。

为减少基坑开挖对地铁结构及周边建筑造成的影响,基坑总体采用地连墙+两道混凝土支撑(支撑形式采用圆环支撑+对撑),靠近隧道侧的地下连续墙厚1.0 m,长25.0 m,其余侧地下连续墙厚0.8 m,长24.0 m。水平支撑采用钢筋混凝土支撑形式,部分区域设置钢筋混凝土支撑板,详见图35。

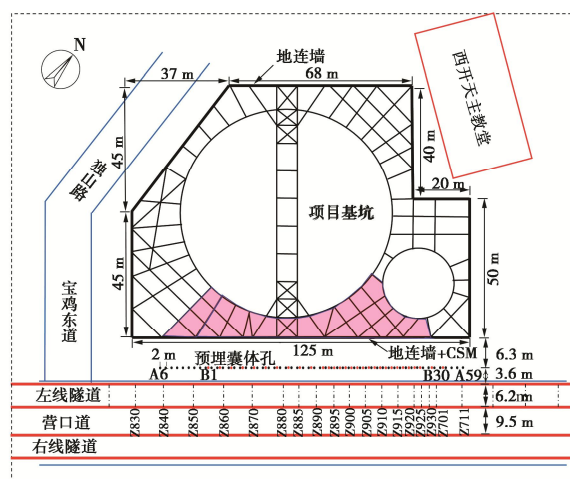


图35 基坑与地铁平面图

Fig. 35 Plan view of excavations and metro lines

为保证隧道在基坑施工期间的变形,考虑了如下基于支护结构体系的变形控制措施:①工况1,设计单位原设计支护结构体系;②工况2,全部支撑的断面截面积增加一倍,加大水平支撑刚度;③工况3,在增加支撑刚度基础上,进一步加强地下连续墙,地下连续墙的厚度为工况1的1.5倍;④工况4,不加强支护结构体系,采用基坑分区开挖和分区施工底板的措施;⑤工况5,结合采用工况2,3,4中所有的控制措施。

图36为不同保护措施下基坑外左线隧道的水平位移。相比工况1,工况2~工况5在显著增加基坑支护结构造价和工期情况下,最终隧道产生的最大水平位移均大于8 mm,超出了6 mm的控制标准。说明基于支护结构体系的被动控制措施,很难完全满足保护对象 mm 级变形控制的要求。

(2) 工程案例2

某大面积基坑长380 m,宽299 m,开挖面积约90000 m²,基坑整体开挖深度为16.15 m,为软弱土地

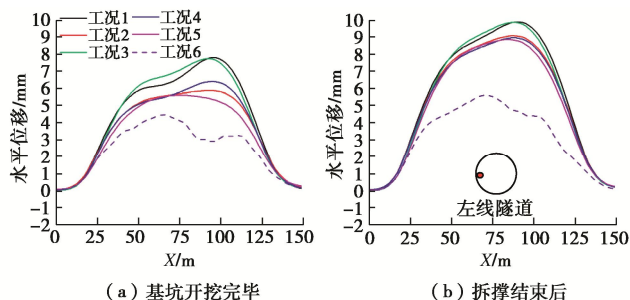


图 36 多种保护措施下左线隧道水平位移对比

Fig. 36 Comparison of tunnel displacements with different types of protection measures

区的超大面积基坑。基坑北侧邻近地铁车站及区间隧道，基坑与区间隧道、车站主体结构水平净距分别为 11.6~17.5, 19.5~30.6 m，左右线区间隧道水平净距为 8.8 m。区间隧道顶部在基坑范围内埋深为 10.4~13.1 m，车站顶埋深为 2.6~3.0 m，车站底埋深为 17.1~19.0 m，车站为两层地下室结构。

为保证隧道的结构安全和运营安全，地铁有关部门根据基坑施工影响范围地铁隧道的情况，要求基坑施工引起地铁结构位移的控制值为 10 mm，报警值为 8 mm。

为保证地铁的结构安全和运营安全，采取的措施如下^[32-33]：

a) 基坑分区支护，分区施工。将本工程基坑分为 3 个区进行支护并分为三期施工，如图 37 所示，每区基坑开挖到底并完成负三层和负二层地下结构后，才能进行下一个分区的基坑土方开挖和地下结构施工。分区施工与基坑整体支护、整体开挖相比，地下结构工期延长一年以上，基坑支护造价增加 2000 万元以上。

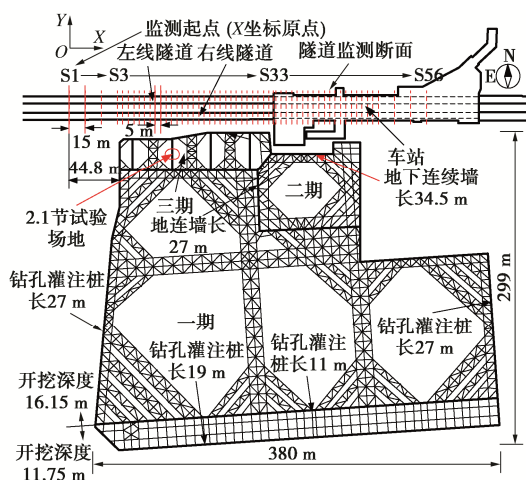


图 37 基坑与地铁的平面图

Fig. 37 Plan view of excavations and metro lines

b) 加强水平支撑体系。远离地铁的一区基坑采

用两道混凝土支撑，临近地铁隧道和车站的二区、三区基坑采用三道混凝土支撑。

c) 加强围护桩(墙)。靠近地铁一侧的二期、三区基坑围护结构为地下连续墙，长度为 27~34.5 m，远离地铁侧的一区基坑围护结构为钻孔灌注桩，长度为 11, 19 m 或者 27 m。

d) 对三区基坑进一步采取加强支护体系。由于三期基坑紧邻车站和隧道，对三期基坑设置四道地下连续墙，如图 38 所示。分隔墙厚 0.8 m，顶部与第一道撑高度相同，邻近地铁侧分隔墙深 22.3 m，其他部位墙深 20.3 m，从而将三期基坑沿长度方向分隔为 5 个仓格并同时开挖，利用空间效应进一步减小对隧道影响。

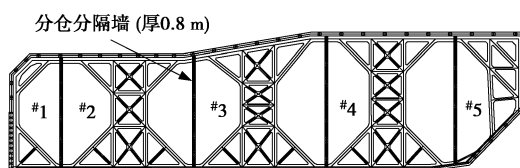


图 38 三期基坑分仓施工平面图

Fig. 38 Plan of zoned excavation of 3rd stage excavation

图 39 为基坑完成一期基础底板和二期基础底板后，右线隧道和车站的水平位移监测值。当一期基坑施工完成底板时，隧道水平变形最大值达到 4.1 mm；由于二期基坑与地铁结构较近，二期基坑底板施工完成时，隧道最大水平位移达到 8.5 mm，已超过水平位移的报警值 8 mm。二期基坑开挖到底后，基坑因故停工半年，隧道位移又有所增加并达到 9.21 mm。

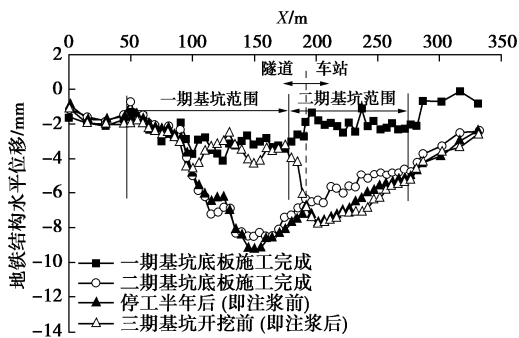


图 39 一期、二期基坑开挖时地铁结构 Y4 测点的水平位移

Fig. 39 Horizontal displacements of metro structures at Y4 during 1st and 2nd stages of excavation

综上所述，即使采取了很强的基坑分区支护、分区施工的保护措施，工程造价和工期大幅度增加，但二期基坑底板施工完成时，隧道最大水平位移达到 8.5 mm，在三期基坑尚未施工时隧道位移就超过了报警值，可见本工程中分区支护、分区施工的保护措施仍不足以控制隧道的变形。数值分析表明，三区的施工将使隧道的总水平位移接近 13 mm。

3 基于保护对象的变形主动控制

3.1 被动控制的概念和局限性

上述以基坑支护体系为对象的变形控制技术,如加强支护、分区开挖、土体加固等,实际上都是基于对基坑支护结构、土层和保护对象的变形预测,来选择基于减小基坑支护体系变形控制的措施,而且所有的措施都只能立足于尽可能减小可能产生的变形,因此,实际上是一种被动保护措施,结合前文针对基于基坑支护体系的变形控制技术及工程案例的分析,基于基坑支护体系的变形控制方法的“被动”体现在如下4个方面。

(1)“算不准”。岩土工程的设计和施工过程存在着较大的不确定性(土层分布、岩土参数、本构模型、施工过程、作用荷载等均有不同程度的不确定性)和岩土工程理论与技术的局限性,难以在mm级别上准确分析、预测岩土体的变形,以及岩土体变形引起周边环境的变形和内力。

(2)“控不住”。由于对保护对象的保护措施依赖于设计阶段变形预测的准确性和可靠性。因此,“算不准”有时导致施工过程中出现变形“控不住”的现象,即施工过程中实际发生的变形超过该阶段变形的预测值,导致后续工程难以正常施工,或者工程虽然能够完成,但对周边环境造成了不利影响。

(3)“难逆转”。施工过程中一旦出现支护结构变形过大并引起周边土体及保护对象的变形过大时,后续施工只能在已经发生的变形基础上,尽可能减小后续施工阶段引起的变形增量,但对已产生的变形不能减小、消除或逆转。

(4)“效率低”。长期的工程实践表明,以基坑支护体系为对象的控制方法,可导致基坑工程造价不同幅度提升、工期不同程度加长。与此同时,这些措施类似“千斤拨四两”,对邻近土体及结构物变形的效率相对不高,不能有效、高效解决问题。

因此,研究更为有效、更为经济的变形控制方法成为基坑工程施工引发周边环境变形mm级精细控制的重要需求。

3.2 基于保护对象的主动控制的概念

针对被动控制技术的上述局限性,近年来,笔者团队开展了基于保护对象的岩土工程变形主动控制技术的理论、方法、技术与装备的全链条研究。

以图40中的基坑外桩基础为例,提出了“变形影响区域”及“变形控制关键区域”的概念。基坑施工会导致基坑外大范围土体的应力发生变化、产生相应变形,“变形影响区域”是指该区域内因基坑施工引

起的土体的应力变化和变形会引起桩基础产生水平位移、水平挠曲或产生沉降。而“变形控制关键区域”则是从预防、减小、消除甚至纠正桩基础产生水平位移、水平挠曲或沉降的角度,仅对某一个较小范围内的土体主动施加应力并产生强制变形,就能对桩基础的变形进行主动、适时控制,预防、减小、消除甚至纠正基坑施工对保护对象引起的变形。

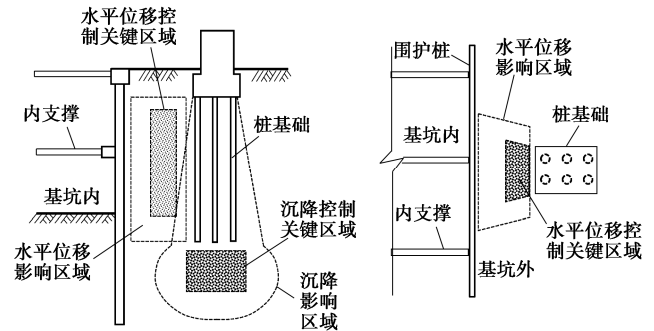


图40 主动控制的关键区域土体

Fig. 40 Key soil zone to control deformation of structures to be protected

从图40可以看出,“变形控制关键区域”比“变形影响区域”小很多。例如,在沉降影响区域内土体的沉降可引起桩基础的沉降。但为了预防、减小、消除甚至逆转(抬升)基坑施工引起的桩基础沉降,可仅在“变形控制关键区域”施加向上的应力强制土体产生向上的变形,就可对桩基础的沉降进行主动、高效、靶向控制。

因此,以桩基础沉降控制为例,基于测控一体化的变形主动控制方法可包括如下两个方面:

(1)预防沉降。通过监测桩基础的沉降和桩基础的桩端以下的变形控制关键区域的土体应力变化,在变形控制关键区域的土体适时施加竖向应力或竖向强制变形,防止桩基础产生沉降。

(2)减小、消除甚至逆转沉降。当桩基础已经因为基坑施工导致桩基础沉降影响区域内土体应力变化和产生沉降,导致桩基础已经产生过大沉降。此时,可在对桩基础沉降控制起关键影响的区域的土体施加竖向外力和竖向抬升变形,减小或逆转桩基础已经产生的沉降。

在上述控制过程中,基坑支护体系本身只需进行正常设计,仅可能对支护结构局部进行加强,而不必采取对基坑支护结构体系整体进行加强甚至其它被动控制措施,从而可大大降低原有控制措施成本,缩短工期,达到保护对象的mm级精准控制。解决了变形被动控制技术存在的“算不准、控不住、难逆转、效率低”问题,实现了“四两拨千斤,变形可逆转”的主动控制。

近年来发展的地铁基坑钢支撑两端与地下连续墙连接处的支撑轴力伺服控制系统^[34],也是一种主动控制方法。通过在支撑两端设置液压千斤顶轴力伺服控制,可根据所在位置的变形控制需要,对钢支撑提前、动态施加预加轴力,可更好地对墙体提供支撑作用,对围护桩(墙)与保护对象之间土体的应力和变形进行主动控制,实现对保护对象的变形控制。

3.3 常规袖阀管注浆对变形的主动控制技术

以前文所述的邻近地铁结构的大面积基坑工程(案例2)为例,在三区基坑尚未施工时,隧道的水平位移就超过了报警值50%并超过控制值约15%,因此,根据变形主动控制的概念,可在三区基坑开始施工前,对一区、二区基坑施工引起的隧道位移进行主动控制,将其减小到隧道变形允许值以内,并在三区施工过程中做好再次进行主动控制的准备。为此,进行了袖阀管注浆对隧道水平变形主动控制的应用实践^[32-33]。

首先,在三区基坑所占的场地上,在黏性土层中进行了袖阀管注浆对土体水平变形影响的试验,研究黏性土中注浆时,在形成注浆体的膨胀过程中对周边土体挤压作用产生的附加应力与强制变形机理和规律,从而对黏性土中注浆是否能对一定区域内土体的应力和变形进行主动调控,进而能否实现对保护对象的变形主动控制,预防、减小、消除甚至逆转基坑施工对保护对象引起的变形。袖阀管注浆深度范围为地表以下15 m~20 m,注浆高度5 m,注浆影响范围内主要为粉质黏土层,如图41所示。

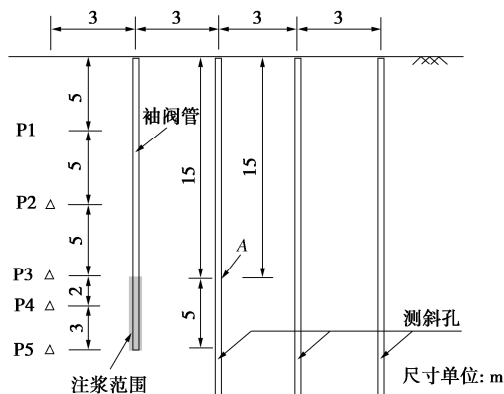


图41 袖阀管注浆对土体水平变形影响的试验布置图

Fig. 41 Field tests on effect of TAM grouting on lateral displacement of soils

注浆结束时引起的土层侧向变形如图42所示。可以看出,黏性土层中袖阀管注浆能够有效引起土层的侧向变形,由图42(a)所示可知,在距离注浆点3 m处,随着注浆量的增大,土体侧向变形逐渐增大。由图42(a),(b)可知,注浆后土体水平变形呈现弓形模式,最大位移点位于注浆范围顶部,且随着注浆距

离的增大,最大位移点逐渐上移。这是由于注浆对土体产生侧向挤压,从而引发土体变形向斜上方发展。在注浆距离为3,9 m处的土体最大水平位移分别为9.65,1.68 mm,可见随着注浆距离的增大,土体变形衰减迅速,但仍具有一定的变形调控作用。

由于注浆影响范围内土层主要为粉质黏土层,试验还监测了距离注浆点不同距离的土层中的孔隙水压力和土体侧移随着时间的变化。选取图41中A点(即I2测斜孔-15 m深度处)的数据观察土体的水平位移随时间的发展规律,如图43所示,在注浆过程中,土体水平位移逐渐增大,在注浆结束之后,土体位移逐渐恢复,并在0.7 d后达到稳定值。

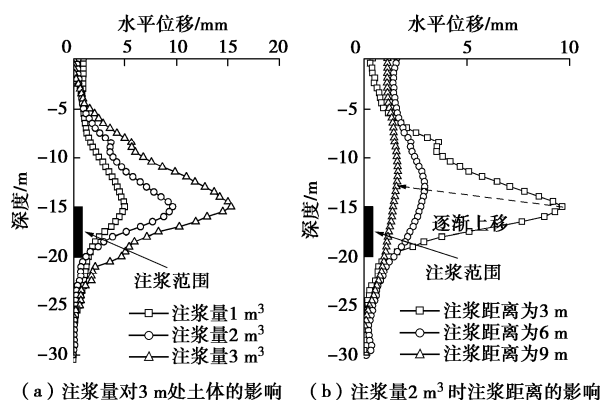


图42 注浆量及注浆距离对土体侧向变形的影响

Fig. 42 Effects of grouting volume and distance on lateral displacement of soils

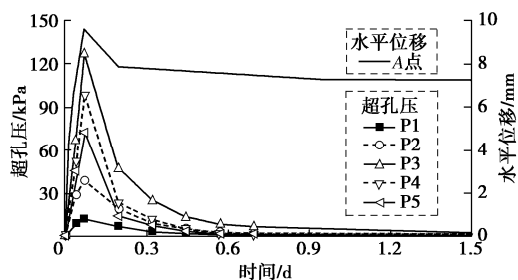


图43 超孔压及A点土体位移随时间发展曲线

Fig. 43 Development of excess pore water pressure and horizontal displacement at point A with time

基于图43,提出注浆有效率 η 的概念^[35],定义为固结完成时的土体水平位移 H_c 与注浆完成时的土体水平位移 H_g 之比,即

$$\eta = \frac{H_c}{H_g} \times 100\% \quad (2)$$

由式(2)可得到A点处土体的注浆有效率为77%。

袖阀管注浆对土体侧向变形影响的试验表明,黏性土中的袖阀管注浆可有效产生、影响、调整一定范

围内土体的侧向变形。在此基础上，进一步开展了袖阀管注浆对邻近地铁隧道位移控制的试验。如图44所示。

两个距离隧道10.4 m的注浆点同时注浆引起的隧道水平位移如图45所示。可见，黏性土中的袖阀管注浆可以有效引起、调整和控制邻近的地下隧道的变形，且引起的隧道变形可用高斯曲线进行描述。

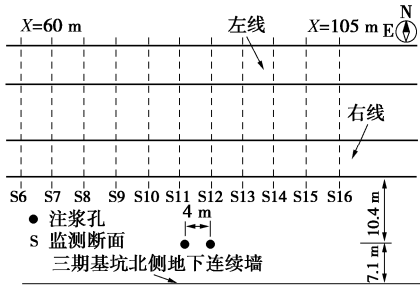


图 44 袖阀管注浆对隧道位移控制现场试验

Fig. 44 Field tests on effects of TAM grouting on control of deformation of tunnels

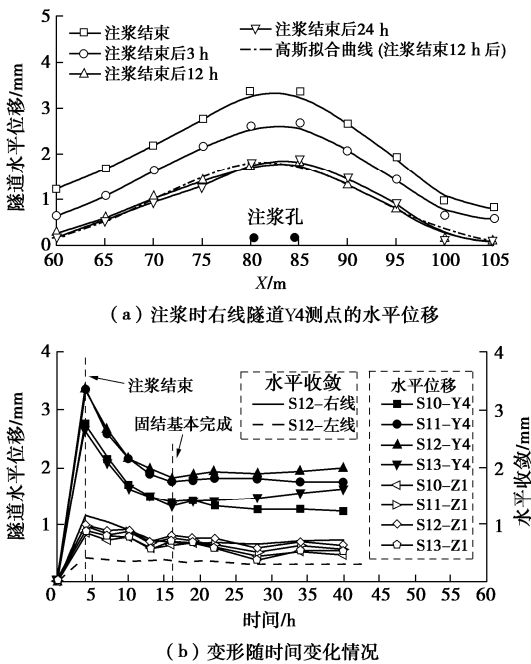


图 45 隧道水平位移、水平收敛及随时间的变化规律

Fig. 45 Development of horizontal displacement and convergence of tunnels with time due to TAM grouting

在上述试验基础上，针对前文所述工程案例二中的隧道在三区基坑施工前，其水平位移就达到9.21 mm，已经超过报警值并接近控制值，导致三区基坑无法开展施工的问题，在三区基坑施工前，根据图45试验结果，在北侧基坑与隧道之间土体中布设了两排袖阀管注浆，如图46所示，并选取了A排孔开展了第一阶段注浆，每孔注浆量仅0.5 m³。

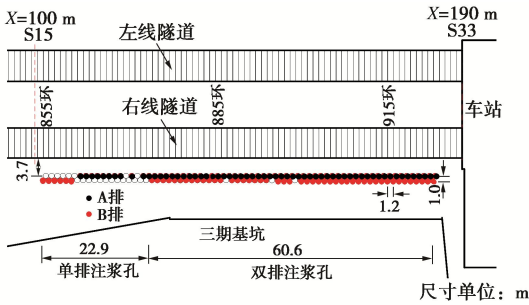


图 46 注浆项目布置平面图及注浆孔

Fig. 46 Plan view of grouting program and grouting holes

图47为第一阶段袖阀管注浆引起的隧道位移变化值和收敛变形变化值。可见注浆可引起距注浆点附近的右线隧道产生远离注浆点的位移，最大值为4.92 mm，使隧道原来产生的指向南侧（基坑方向）的位移产生部分恢复，同时，右线隧道水平收敛变形也减小3.57 mm。由于右线隧道的遮挡作用，注浆对左线隧道水平位移及水平收敛几乎无影响，这是由于注浆量小，且右线隧道起到了隔离作用。由图48可看出，在注浆范围内，右线隧道的最大水平位移由9.21 mm减小至4.32 mm，隧道产生的水平位移明显减小，为三区基坑施工创造了条件。

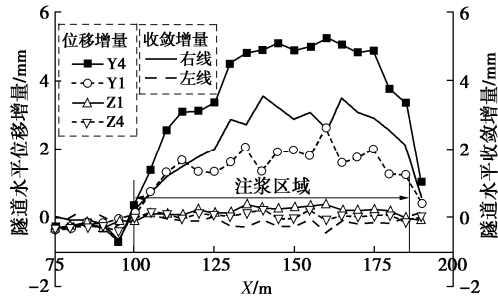


图 47 注浆引起的隧道水平位移增量和水平收敛增量

Fig. 47 Increments and convergence increments of horizontal displacement of tunnels caused by TAM grouting

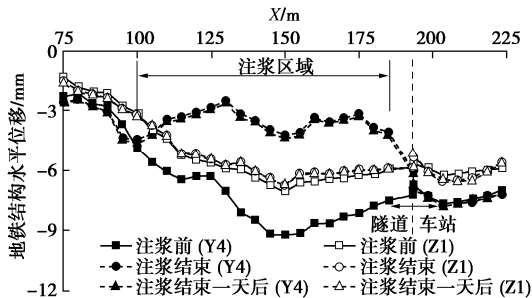


图 48 第一次注浆前后地铁隧道结构的水平位移

Fig. 48 Horizontal displacements of metro structures before and after 1st TAM grouting

进一步的研究表明，在注浆策略上，多排孔注浆时“近距离、多孔位、小方量、由远及近”的注浆方案优于“远距离、少孔位、大方量、由近及远”的方

案。主动注浆控制技术具有成本低、工期短、适时控制隧道变形等优点，条件适当时明显优于分区分期开挖等被动措施。

基于上述施工过程的数值分析表明，对工程案例 2，如果不采取分区支护、分区施工，整个基坑按照一个基坑来进行整体支护和施工，基坑施工全过程引起的北侧隧道水平位移将达到16.8 mm。如果采用主动控制的技术，每当隧道最大水平位移接近8 mm时，启动一次注浆主动控制措施，每次对隧道水平位移纠正3 mm，将隧道最大水平位移减小至5 mm以内，在施工全过程中，最多启动四次注浆主动控制措施，即可将隧道位移可靠地控制在8 mm以内，如图49所示。而且注浆过程并不单独占用基坑与地下结构施工工期，从而可大幅度降低基坑支护造价、耗材和工期，节材、降耗、减碳效果显著。

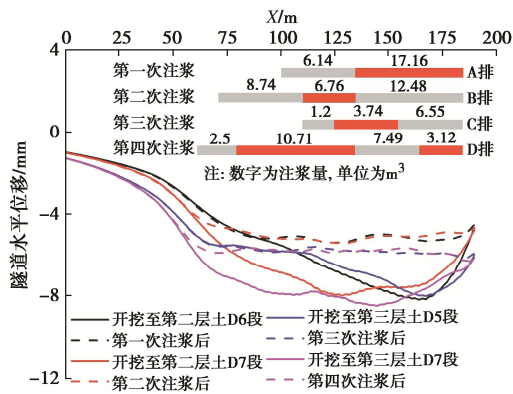


图 49 工况 4 中 4 次注浆前后隧道的水平位移

Fig. 49 Horizontal displacements of tunnel before and after 4 times of TAM grouting for case 4

为了进一步研究常规袖阀管注浆在更为复杂的场地的适用性，笔者团队在珠海某邻近地铁隧道的基坑工程的场地开展了常规袖阀管注浆对土体位移控制的试验。试验场地表层为人工填土，地质条件主要为滨海软土，试验深度范围涉及强度低、含水率高、压缩性大、结构性强的淤泥、黏土及淤泥质土层，地下水位埋深为 1.52~2.65 m，土层的参数指标详见表 1。其中②₂淤泥层的含水率高达 77.8%，极为软弱，与其下的②₃黏土层的强度和压缩性相差极大，与②₄淤泥质土层的强度和压缩性也相差很大。

图 50 为现场试验的剖面图。在距离袖阀管注浆试验孔每隔 3 m 有一处测斜管孔，每排共布设 3 个测斜。其中在距离试验孔 4.5 m 处各布设一组孔压计，用以监测试验过程中超静孔隙水压力的变化情况。注浆高度 8.0 m，即自地表以下 20.0 m 至地面以下 28.0 m 深度处。注浆范围的上端进入②₂淤泥层，略高于②₂淤泥层与②₃黏土层的交界面；注浆的下端进入②₄淤泥质土层厚度的一半处。

表 1 土层物理和力学指标

Table 1 Physical and mechanical parameters of soils

层号	土层	层厚/m	γ /(kN·m ⁻³)	w /%	e	φ /(°)	c /kPa
①	人工填土	3.66	17.5	—	—	10.0	8.0
② ₁	淤泥质砂土	7.97	20.0	17.9	0.549	22.6	—
② ₂	淤泥	8.80	15.2	77.8	2.079	1.5	2.1
② ₃	黏土	3.86	18.0	32.3	0.977	17.1	21.4
② ₄	淤泥质土	12.16	16.4	53.7	4.670	6.6	7.5
② ₅	粗砂	8.00	20.2	15.2	0.504	29.1	—

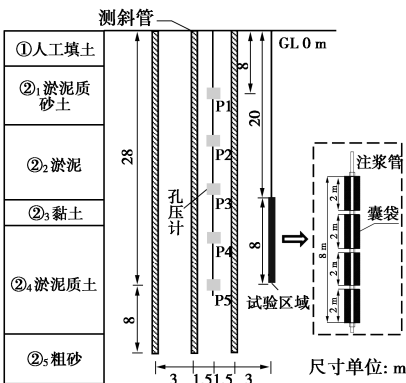


图 50 试验剖面布置图

Fig. 50 Profile of field tests

袖阀管注浆引起的不同距离处的土体侧移如图51所示。与图42中注浆引起的土体侧移分布大致与注浆高度范围对应不同，图51中在②₂淤泥层中产生了大得多的侧移，而注浆高度范围内的土体的侧移则很小。分析其原因主要是因②₂淤泥层强度极低、压缩性极高，且水平向土侧压力由显著小于注浆范围内土体，通过袖阀管直接注入土体中的浆液沿袖阀管劈裂窜入②₂淤泥层，导致其产生了较大侧移。这说明，强度、压缩性差异很大的成层土，采用袖阀管注浆技术直接把浆液注入土体中，期望通过浆液产生的浆泡形成的体积膨胀，对邻近区域土体及工程结构的应力和变形进行靶向精准控制是难以实现的。

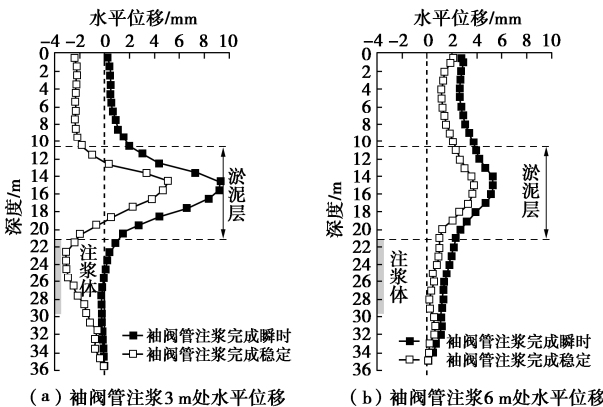


图 51 珠海成层土中袖阀管注浆引起土体水平位移

Fig. 51 Horizontal displacements due to TAM grouting in stratified soils in Zhuhai

此外,当拟注浆范围为渗透性较强的砂土时,由于浆液会在砂土中产生渗漏,袖阀管注浆也难以准确控制膨胀压力,难以产生有效的、预期的膨胀体积,并对目标范围内的土体产生预期的土体应力和位移。

3.4 囊体扩张变形主动控制技术

(1) 囊体扩张对土体变形的主动控制

为了解决常规袖阀管注浆在软硬交互土层中难以靶向、精细地控制目标区域内土体的应力和侧向变形,以及砂土层中注浆存在的问题,提出了囊体扩张技术^[36-39],即将浆液注入预先植入土预定深度范围内的可膨胀囊体,使囊体产生预定的膨胀体积,从而实现预定深度、预定体积、预定形状(等直径圆柱、上大下小非等直径圆柱、纺锤形、糖葫芦状分段膨胀)的膨胀,实现对目标区域土体的应力和变形的靶向、精细调控,从而实现对目标保护对象的变形精准调控。图 52 为在地面将囊体注入浆液后的膨胀形状。



图 52 试膨胀后的囊体

Fig. 52 Expanded capsule after grouting

如图 53 所示,在图 50 中袖阀管试验基础上,在该场地对比进行了囊体扩张对土体变形调控的试验。将 4 个 2 m 长的囊袋预先植入 20~28 m 高度范围内,然后注入与袖阀管试验相同体积的浆液。当 4 个囊体由下至上 20~28 m 范围逐个完成扩张后,距试验孔 3, 6 m 处土体侧移如图 53 所示。

由图 53 可看出,距囊体扩张中心点 3 m 处土体的最大水平位移为 6.8 mm,距离 6 m 处的土体最大水平位移为 2.8 mm。可以发现囊体扩张引起邻近土体的变形趋势基本符合高斯曲线规律,变形曲线峰值位置精准地对应囊体中点对应的深度,证明了囊体扩张技术可以对邻近土体实现精准的“靶向”控制,比袖阀管注浆控制土体位移更具优势,且可适用于成层的地层和渗透性强的砂性土层。

为了进一步研究囊式扩张在不同土层中对土体水平变形影响,在天津津南区某基坑工程开展原位试验。试验场地地质条件为上层为淤泥质黏土(-3.4~-10.5 m),下层为粉质黏土(-10.5~-18 m)。囊体扩张分

别在淤泥质黏土和粉质黏土层中开展,单囊长度为 2 m,扩张直径为 50 cm。结果表明在囊式扩张完成后,淤泥质土和粉质黏土层土体最大水平位移分别为 5.5, 7.4 mm,两个土层土体位移曲线均符合高斯曲线分布,如图 54 所示。此外,在未注浆的土层边界处(-9~-11 m),土体亦发生了至少 2.9 mm 的水平位移,这是由于上下层注浆对中间未注浆土体变形具有叠加效应。试验结果表明囊体扩张对不同性质土层均有良好的变形控制效果。

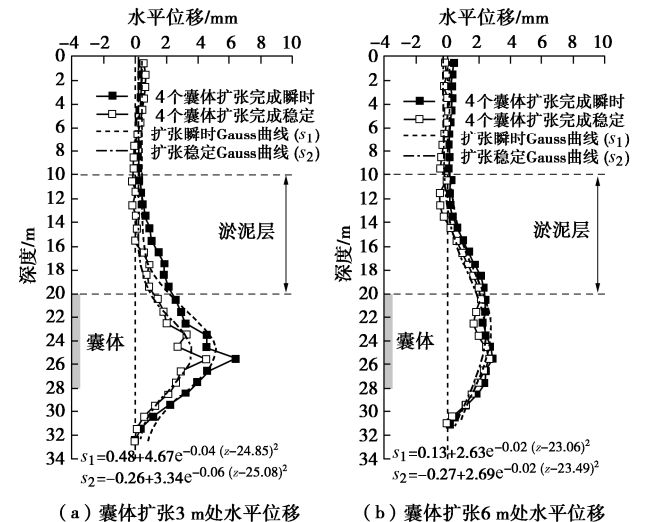


图 53 珠海成层土中囊体扩张引起土体水平位移

Fig. 53 Horizontal displacements due to capsule grouting in stratified soils in Zhuhai

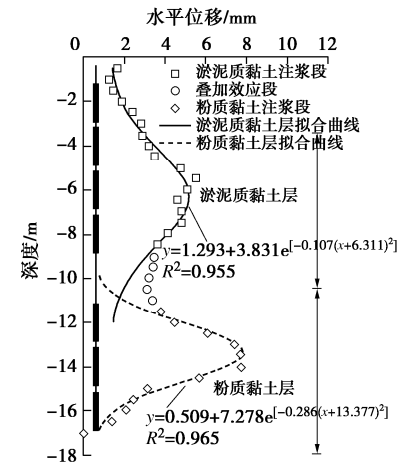


图 54 天津成层土中囊体扩张引起土体水平位移

Fig. 54 Horizontal displacements due to capsule grouting in stratified soils in Tianjin

此外,比较图 54, 42, 尽管都是在天津黏性土层中进行囊体扩张实现体积膨胀,但图 54 中土层发生侧移的分布高度范围与囊体扩张的高度范围的对应性(即靶向性)更好,可以更为精准地调控目标高度范围内的土体应力和变形,从而实现对保护对象的变形的靶向控制。

(2) 囊体扩张对邻近桩基变形的主动控制

当基坑邻近桩基支承的建(构)筑物施工时, 常常可能引起桩的倾斜、挠曲或沉降。由于常规注浆易产生劈裂和窜浆, 无法在桩基侧面和桩底的变形控制关键区域中产生靶向性的土应力集中和强制变形, 从而不能有效地控制基坑开挖引起的桩基变形。因此, 开展了囊体扩张对桩水平变形控制的现场试验。

图 55 为在天津某基坑所在场地开展现场推桩试验。囊体扩张为深度为-12~-16 m, 共计两个囊体, 单囊长度为 2 m, 扩张直径为 50 cm。利用未开挖的基坑的格构柱作为试验桩, 顶部自地表 18 m 深度范围内亦钻孔灌注混凝土作为试验桩基区段, 桩直径为 1.2 m。

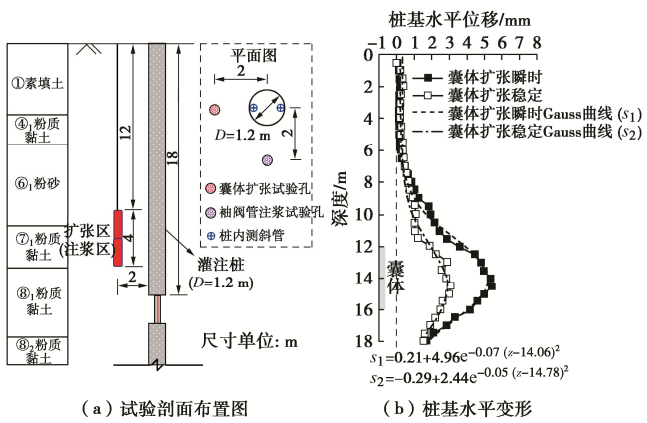


图 55 囊体扩张对桩侧向变形控制现场试验

Fig. 55 Field tests on lateral deformation of piles due to capsule expansion

当囊体完成扩张后, 桩身变形如图 55 (b) 所示, 囊体膨胀结束时桩身最大水平位移为 5.4 mm, 变形稳定后最大水平位移为 3.0 mm, 囊体扩张引起桩侧移变形的有效率为 55.6%。桩身最大水平位移位于扩张囊体中心对应的桩身处, 桩身变形仍然呈高斯曲线分布。结果表明囊式扩张可实现对桩基的精准靶向控制, 且具有较高的有效率。

进一步的分析证明, 当囊体设置在桩侧且位于桩端平面以下时, 还可对桩基础实现有效抬升, 控制、纠正基坑施工引起的桩基沉降。

(3) 囊体扩张对隧道变形的主动控制

工程案例 1 中的分析表明, 多种被动控制措施均不能有效控制邻近隧道的变形。因此, 笔者团队采用囊体扩张实时主动控制技术, 用于基坑施工全过程中主动控制邻近隧道变形^[35-36], 并取消了原方案加强支护结构体系、分区开挖、分区施工地下结构、在邻近隧道一侧的地下连续墙内设置反压土等被动控制措施。隧道于基坑的关系剖面如图 56 所示, 在隧道与基坑之间布置 90 个囊体扩张孔(见图 35), 对控制隧道位移和变形的关键区域土体实施变形主动控制, 进而

实现对隧道的位移和变形控制。

在基坑开挖前, 进行了 3 个囊体扩张试验对隧道位移控制效果的现场试验, 如图 56 所示。每两个囊体扩张孔之间间距为 3 m, 距离隧道净距 3.6 m。在隧道结构上, 对应于 3 个试验孔的位置设置了 3 个监测断面, 每个隧道监测断面设置 2 个测点。3 个试验孔 C1、C2、C3 孔位对应的囊体膨胀直径分别为 20, 30, 40 cm, 囊体全长均为 8 m, 囊体膨胀深度为-8.7~-16.7 m, 囊体中心正对隧道中心埋深-12.7 m。

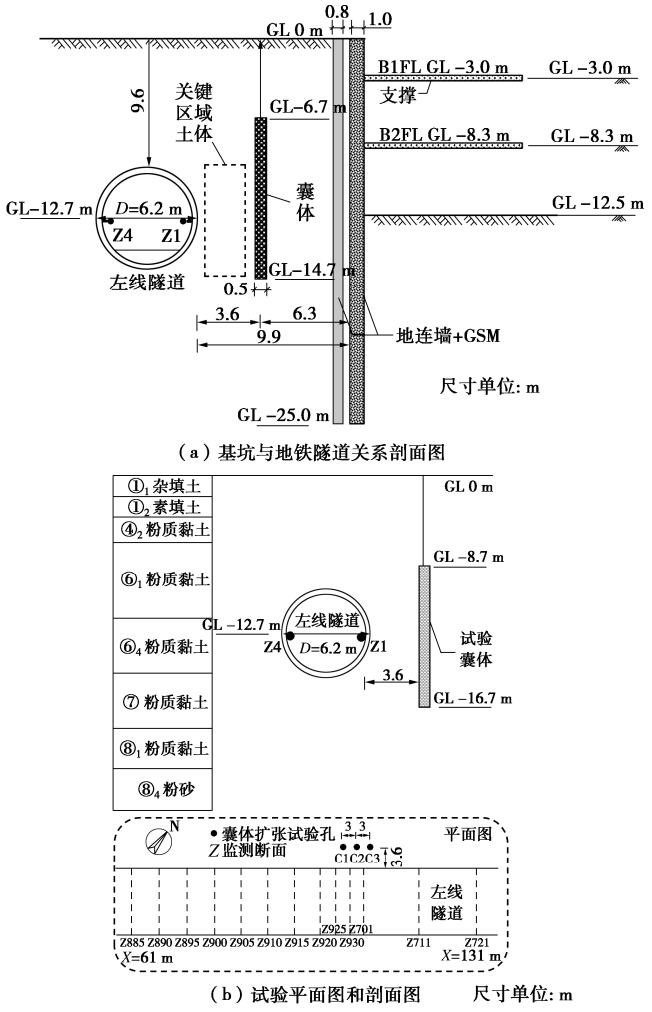


图 56 隧道与基坑关系及试验平、剖面布置图

Fig. 56 Plan and profile of field test tunnel and excavation

注浆试验按照 C1、C2、C3 的顺序依次启动囊体扩张试验孔, 以距离试验孔最近的左线隧道的 Z1 监测点变形数据作为主要分析对象, 详见图 57。可以发现, 200 mm 直径囊体膨胀结束, 隧道最大水平位移量仅为 0.21 mm, 控制效果并不佳。分析其原因是在置入囊体前, 需要采用工程地质钻机钻设直径 100 mm 的孔后才能置入囊体, 囊体对土体的膨胀体积实际上只有从直径 100 mm 膨胀到 200 mm, 增加的膨胀体积较小。当 300 mm 直径囊体膨胀结束, 隧道最大水平

位移控制量达到 0.79 mm，控制效果提升明显。当 400 mm 直径囊体膨胀结束时，隧道最大水平位移控制量达到 1.49 mm。后续持续保持观测，由于固结效应，最终隧道最大水平位移控制量稳定在 1.03 mm，有效率约为 69.2%。

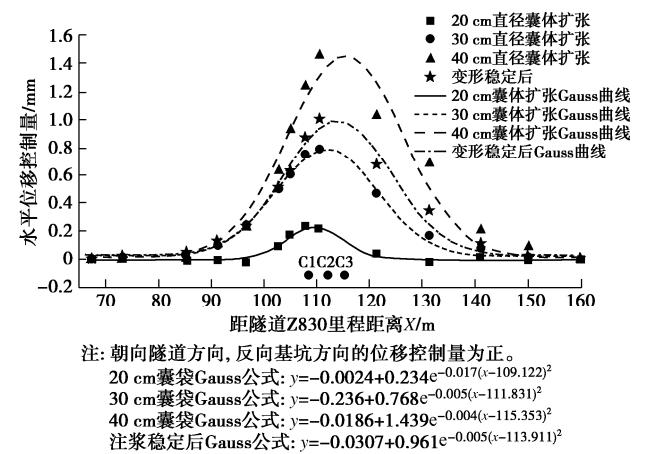


图 57 试验隧道水平位移控制量

Fig. 57 Increments of horizontal displacement of tunnel

三次囊体扩张试验后瞬时以及稳定后的隧道水平位移控制量曲线也都可采用高斯曲线描述。因此，实际过程中，通过一个试验获得隧道变形的高斯曲线后，可据此来进行膨胀点的布置和数量确定。

当基坑第一步土开挖结束后，进行囊袋的预埋设施施工，囊体扩张孔位布置如图 35 所示。为了避免对隧道在产生水平位移调控时出现隧道上浮，选用非等直径囊袋，上端膨胀直径为 60 cm，下端膨胀直径为 40 cm，平均膨胀直径为 50 cm，长度 8m，埋设深度 6.7~14.7 m，且囊袋的中心线高于隧道中心埋深 2m，中心距隧道外表面 3.6 m。实际实施时，当隧道水平位移达到 3~3.5 mm 区间时，启动部分囊体进行主动控制，将隧道水平位移值控制在 4 mm 内。

截止到基坑开挖至坑底标高并开始打设底板，共启动了两次囊体扩张进行主动控制，两次启动的孔位和隧道水平变形情况（朝向基坑方向为正）如图 58 所示，各次启动的孔位也相应标注于图 58 中。

第一次实施主动控制措施后，囊体扩张区域的隧道最大水平变形由 2.8 mm 减小至 1.8 mm，区间段内最大控制量为 1.2 mm；第二次实时主动控制后，囊体扩张区域的隧道最大水平变形由 3.3 mm 减小至 2.3 mm，区间段内最大控制量为 1.6 mm。基坑全部开挖结束，左线隧道最大水平变形为 3.41 mm。两次隧道变形最大控制量分别为 1.2，1.6 mm，如果累加前两次实时主动控制的控制量，隧道的最大水平位移将达到 6.21 mm，远超过要求的 4 mm 报警值。可以发现，囊体扩张主动控制的效果显著，可实现主动精细化控

制从而有效地控制邻近地铁隧道的变形，将隧道的水平变形有效地控制在报警值以内，保证地铁运行的安全。

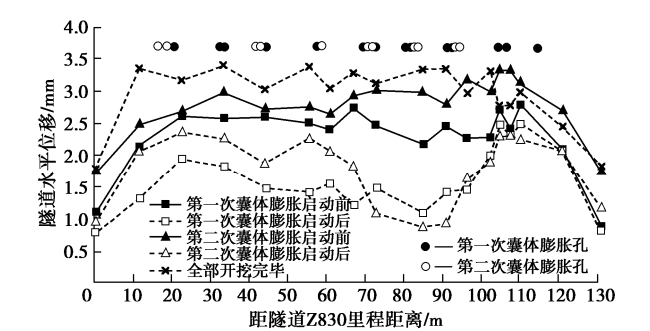


图 58 囊体膨胀主动控制前后隧道 Z1 测点水平位移

Fig. 58 Increments of lateral displacement of tunnel at Z1

3.5 承压含水层回灌对变形的主动控制

软弱土地区的基坑深度影响范围内往往存在若干承压含水层，如图 59 所示。当基坑地下连续墙（或其它形式止水帷幕）没有截断基坑底一定深度以下的承压含水层（如图 59 中的第 II-1 承压含水层）时，需设置降水井对该层承压含水层抽水降低水头，以满足基坑底的突涌安全控制要求。但这也必然导致基坑外该层承压含水层的水头下降，并引起其上下的弱透土层释水，导致地层产出沉降，由此导致地面、地下建（构）筑物产生沉降。

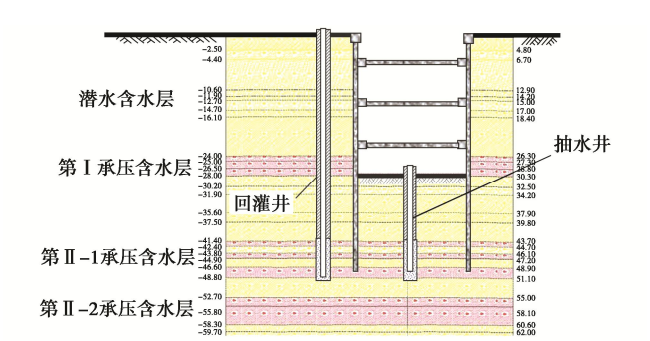


图 59 承压含水层回灌控沉

Fig. 59 Settlement control by recharge of artesian aquifer

此时，可采取在基坑外的第 II-1 承压含水层中含设置回灌井，通过回灌地下水控制基坑外第 II-1 承压含水层的水位下降，从而控制地面、地下建（构）筑物不产生有害沉降，甚至不因承压水抽降而产生任何沉降[8-10, 40-43]。

实际上，图 59 中各层承压含水层之间的隔水层有时不一定是理想的黏土隔水层。当隔水层土质为弱透土层而不能起到理想隔水效果时，各含水层之间可能因竖向越流而存在一定水力联系。图 60 为在图 59 所示的基坑内，在第 II-1 承压含水层中抽水时，观察到的基坑外各含水层的水头下降[6, 44]。

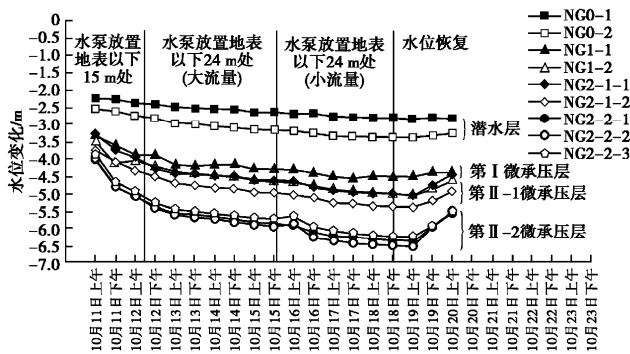


图 60 基坑外各含水层典型观测井水位变化曲线

Fig. 60 Variation of water level in aquifers during and after dewatering

由图 60 可以看出, 基坑内外水力联系显著, 虽然基坑内的降水井最深仅进入第 II-1 微承压含水层, 但由于 II-1 层与 II-2 层同属第 II 微承压层, 水力联系较大, 基坑内疏干井抽水依然会导致基坑底以下的 II-2 层中水位降低。由于地连墙仅截断 II-1 层, 未截断 II-2 层, 基坑底以下的 II-2 层水位降低又导致坑外 II-2 层水位降低, 并由下至上依次引起基坑外 II-1 承压含水层、第 I 承压含水层、潜水层的水头降低, 并呈现出逐层向上含水层水位下降幅度依次减小的现象。上述结果表明, 由于此场地隔水层土质偏粉质且截水能力较弱, 各含水层之间水力联系明显, 竖向越流补给较强, 导致上部各含水层逐层向下补给, 从而引起各层压缩产生沉降。

当基坑降水引发坑外多个含水层的水位下降时, 若对各承压含水层均进行回灌将导致成本提高。郑刚等提出了隔层回灌的方法^[44]。

图 61 是对图 59 中第 I 微承压含水层进行回灌 24 h 后, 第 I 微承压含水层、上层的潜水层、下层的第 II-1 微承压含水层的水位抬升曲线, 回灌对上述几层土的水位抬升效果非常显著, 均形成了以回灌井为中心的水位上升锥。同时, 第 II-1 微承压含水层的水位抬升高度及抬升范围与第 I 微承压含水层接近, 且明显大于潜水含水层的水位抬升高度和抬升范围。

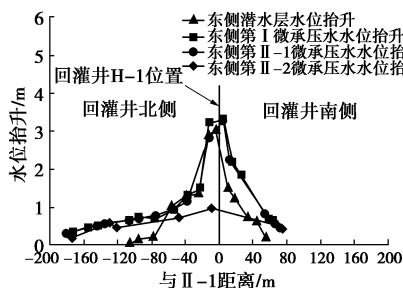


图 61 第 I 微承压含水层回灌时各含水层水位变化曲线

Fig. 61 Variation of water level in aquifer due to recharge of artesian aquifer I

基于上述试验结果, 回灌第 I 微承压含水层对上部和下部的含水层越流回灌是可行的, 且回灌效果较

好, 但对第 II 微承压含水层的隔层回灌效果不明显。说明通过第 I 微承压含水层对上下含水层之间的越流补给, 可对其它相邻含水层实现隔层回灌, 控制各含水层水位出现有害下降, 达到控制坑外地层沉降的目的。

为了进一步研究基坑先抽水引起基坑外各层含水层水头下降后, 基坑外进行回灌对水位的控制效果, 首先启动基坑内疏干降水井持续抽水 48 h, 发现基坑外各含水层水位均出现不同程度的下降, 如图 62 所示。随后启动对第 I 微承压含水层的回灌。回灌 72 h 后, 基坑外东侧潜水层、第 I 微承压层、第 II-1 微承压层的水位得到有效控制, 水位抬升较明显。而回灌对于第 II-2 微承压层水位的控制效果相对较差。

图 62 说明, 回灌可有效减少、恢复基坑内降水引起的基坑外地下水位下降, 甚至可通过加大回灌强度使水位超过土层自然水位。而且, 还可仅针对保护对象影响范围内的承压含水层进行局部回灌。因此, 回灌可视为一种有效的变形主动控制技术。

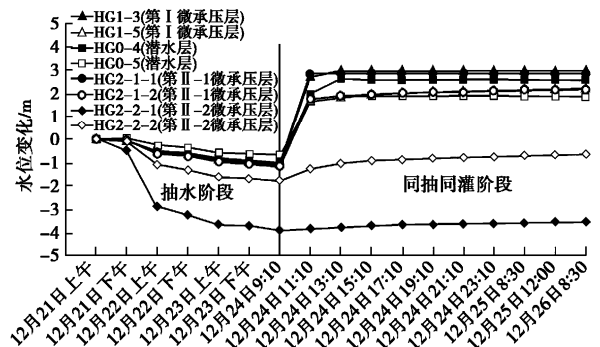


图 62 基坑内开始抽水后对第 I 微承压含水层回灌时各含水层水位变化曲线

Fig. 62 Variation of water-level in aquifer due to recharge of artesian aquifer I after commencement of dewatering inside diaphragm

4 软土中基坑无支撑支护

4.1 无支撑支护的概念

基坑工程中悬臂支护和水平内支撑支护是软弱黏性土地区最常见的两种基坑支护形式。其中悬臂式支护无内支撑, 是典型的无支撑支护形式, 不会发生支撑施工和支撑拆除工期及所占费用, 基坑内土方开挖与外运、地下室结构施工、土方回填等均很方便; 内支撑支护结构则具有变形控制效果好、工作较为可靠的优点。但长期工程实践表明, 悬臂无内支撑支护和水平内支撑支护均各自存在一些优缺点。

(1) 软弱土中传统悬臂无支撑支护具备施工便捷, 材料低且工期短的优势。其工作机理类似于设置于土体中的悬臂梁结构, 仅发挥自身地基梁的挡土作用, 因此, 其变形控制差且自稳能力低, 适用的基坑开挖深度有限, 一般仅适用于软弱土地区开挖深度 5

m 以内的基坑, 土质越软弱、变形要求越严格时, 适用深度越小。

(2) 当基坑开挖深度大于 5 m 时, 为控制基坑施工期间的变形及其对周边环境的影响, 软弱土中的基坑长期采用水平内支撑体系。基坑内支撑支护体系具有稳定性好和变形控制能力强的优点, 但对大面积基坑, 特别是采用钢筋混凝土内支撑时, 存在突出缺点: ①材料高造价贵, 水平内支撑是一次性临时结构, 其材料消耗(砂石、水泥和钢材)和工程造价可占基坑支护结构体系总材料消耗和总造价的 20%~40%; ②施工周期长, 内支撑施工和拆除占用基坑总工期的 20%~40%, 工期延长 20~60 d; ③施工难度大, 钢筋混凝土内支撑的施工普遍采用劳动密集型的施工方式, 且导致土方开挖和地下结构施工难度增大。此外, 水平内支撑拆除时将产生大量固体废弃物、噪音、粉尘等, 并且水平内支撑的存在无法实现地下管廊的工业化施工。

可持续发展已成为人类社会发展的趋势和必然要求。据 2018 年的统计表明^[45], 全国建筑全过程碳排放总量占全国碳排放的比重为 51.3%, 其中建材生产阶段碳排放约占全国碳排放的 28%。因此, 针对占基坑总量 60%~80% 的开挖深度地下一层—地下二层(或更深)的基坑, 在对悬臂支护结合反压土、双排桩无支撑支护形式研究的基础上, 笔者研究团队开展了一系列基坑无支撑支护理论 and 支护技术的研究, 研发了一系列不设置内支撑(或锚杆)就能在更大的开挖深度下可有效控制基坑变形的一系列无支撑支护技术, 条件适当时, 能在传统需要设置内支撑的开挖深度下取消基坑内支撑, 实现基坑无内支撑支护, 解决内支撑支护技术存在的突出问题, 实现传统基坑支护技术的突破, 建立新一代绿色、减碳和可持续发展的基坑工程技术。

4.2 反压土支护

对悬臂式支护结构, 特别是对于大面积基坑, 如能在基坑内悬臂支护桩处预留一定体积的土体(即反压土)来增强坑内土体对挡土结构的支撑作用, 形成反压土支护形式, 如图 63(b)所示, 从而可在较大基坑深度时不必设置内支撑。

对于设有反压土的悬臂式支护结构理论分析中, 一般仅考虑了反压土的重力作用, 即将反压土作为一种压力荷载予以考虑, 而忽略了其作为支护结构抵抗水平变形的能力。如图 64 所示, 郑刚等^[46]、李顺群等^[47]提出了可同时考虑反压土自重影响和嵌固作用两种效应的悬臂式支护结构嵌固深度计算方法, 考虑了反压土对悬臂支护结构贡献的 3 种因素: ①由于反压土的自重作用, 坑底土体的水平抗力也有很大程度

的提高; ②反压土提供给支护结构一定的水平抗力, 虽然数值较小, 但由于其力臂很大, 反压土对支护结构的嵌固作用非常明显; ③基坑内降水导致反压土非饱和, 还可进一步强化上述两项作用。因此, 采用弹性地基梁分析方法时, 可在反压土的高度范围内设置弹簧以反映反压土本身对挡土桩水平位移的限制作用; 其次, 对被动区坑底以下一定深度范围内的土的抗力弹簧进行刚度修正, 适当提高以考虑反压土的影响。

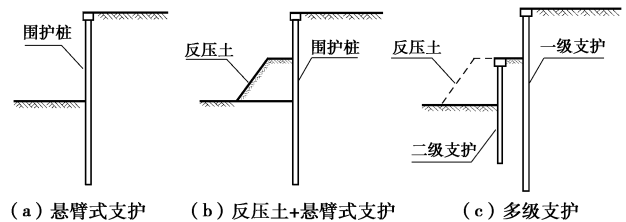


图 63 反压土支护

Fig. 63 Retaining walls with earth berm

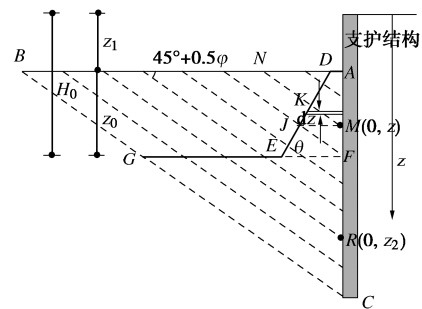


图 64 考虑反压土作用的悬臂支护分析模型

Fig. 64 Analysis model for cantilever retaining piles considering effects of earth berm

4.3 双排桩支护

悬臂式支护采用单排桩(墙)作为支护结构时, 由于桩身侧向刚度较小, 适用的基坑深度较小, 因此发展了两排平行的混凝土桩以及桩顶的帽梁、连梁组成的超静定刚架体, 即双排桩支护结构。双排桩支护结构由于侧向刚度大为提升, 可以适用于深度 5~7 m 的基坑, 土质条件好、变形要求不严格时, 还可适用于深度更大的基坑。双排桩设计最大的难题是主动土压力如何在前后排桩进行分配, 并为此有很多研究者提出了双排桩土压力分配的简化计算方法。

为既能考虑双排桩与土之间的复杂相互作用, 又能利用已长期采用的单排桩弹性地基梁分析方法, 郑刚等^[48]提出了考虑桩土相互作用的平面杆系有限元模型来模拟双排桩的工作性状, 如图 65 所示。在荷载作用下, 后排桩向坑内运动, 势必受到桩间土的抗力; 同时, 桩间土也对前排桩产生推力。由于桩间土与前后排桩间的相互作用主要是水平荷载, 所以假定桩间

土体为连接前后排桩的弹簧,土压力的分配就靠这种弹簧与前后排桩的位移协调来完成。弹簧刚度的大小反映的就是桩间土的水平向地基反力系数 k 。由于前后排桩间土层的厚度通常很薄,当桩长大于排距的 4 倍(即相当于大于桩间土厚度 5 倍)且每一排桩内桩距不大时,一般可以认为是竖向薄压缩层,于是 k 可以由下式确定:

$$k = E_s / H \quad (3)$$

式中, E_s 为桩间土的水平向平均压缩模量, H 桩间土层厚度。

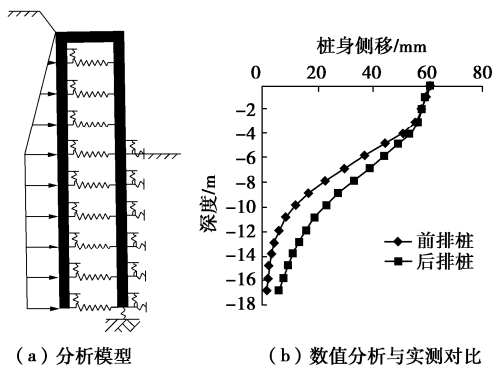


图 65 双排桩平面杆系有限元模型

Fig. 65 FEM model for double-row retaining piles

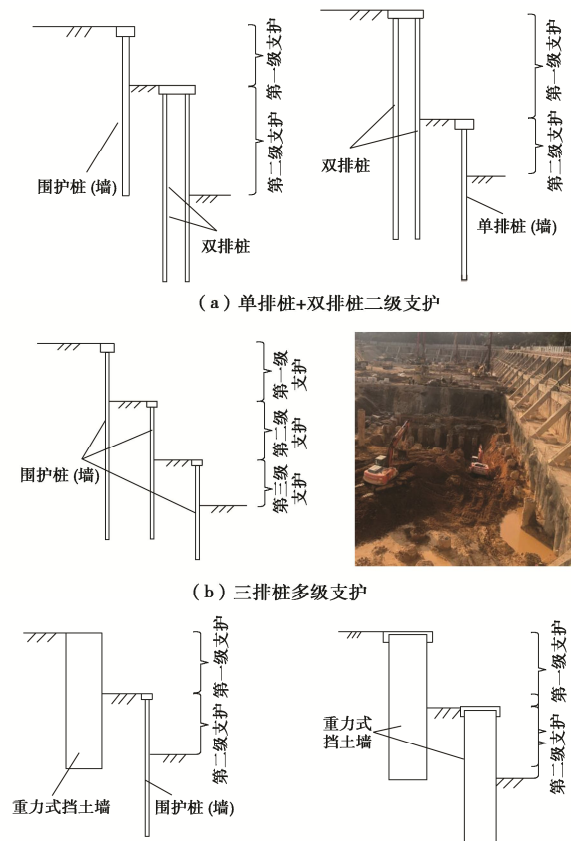
桩侧摩阻力采用桩土界面传递函数法加以考虑,把桩划分成许多弹性单元,每一单元与土体之间用非线性弹簧联系,以模拟桩土之间的荷载传递关系。这些非线性弹簧的应力-应变关系就是桩侧摩阻力与剪切位移间的关系,即传递函数。本模型的传递函数采用 Kezdi 形式,假定为指数曲线:

$$\tau(z) = K\gamma z \tan \varphi \left[1 - \exp\left(-\frac{ks}{s_u - s}\right) \right] \quad (4)$$

式中 K 为土的侧压力系数,近似为 $1 - \sin \varphi$; γ , φ 分别为土的重度及内摩擦角; k 为与土的类型及密实度有关的系数; s_u 为桩侧摩阻力充分发挥时的临界位移,根据桩侧土情况,可取 3~6 mm。大量工程实践经验表明,该模型的计算结果与实测吻合良好。

4.4 多级支护

如图 63 所示,反压土的支护作用需要足够的宽度和高度来保证,但有时地下室结构以外的场地宽度不能满足要求。当采用内支撑支护形式时,对大面积基坑而言,必然导致工期、材料、造价、施工难度等的大幅度提升。针对这种情况,郑刚等提出了多级支护形式^[49-50],如图 63 (c) 所示,二级支护桩与桩间土形成两级支护,可提高支护的稳定和变形控制能力。根据基坑开挖深度及各级支护分担的支挡高度,各级支护结构可以分别选择重力式挡土墙、单排桩、双排桩、地连墙等刚度不同的围护形式。在近年来的工程实践中,提出并得到应用的主要梯级支护形式见图 66。



(c) 重力式挡土墙+排桩组合二级支护

图 66 多级支护形式

Fig. 66 Types of multi-level retaining excavations

此外,当基坑支护结构施工完成后,基坑深度需要加大,原有基坑支护结构嵌固深度、截面尺寸均不满足新的基坑深度要求时,也可采用多级支护形式,利用原有支护结构作为一级支护,然后利用二级支护实现无内支撑支护;也可用于大面积基坑开挖深度不同的情况。通过多级支护形成阶梯型基坑,可避免大面积基坑设置内支撑,实现无支撑支护。

图 67 为大面积基坑分别采用二级支护和三级支护的实例。其中第一个二级支护的基坑面积达 55000 m²,开挖深度达 10.8 m (深度大于 5 m 时一般需设置内支撑),根据当地的工程地质情况和基坑周边环境对变形控制的要求,该基坑工程应采用排桩并设置钢筋混凝土内支撑的支护方案。由于该工程面积很大,且基坑需分区开挖、分区启动不同建筑物的施工。如采用水平支撑方案,存在着支撑造价高、工期长的问题,也难以满足建筑物分批施工的要求。因此采用双排灌注桩作为一级支护,单排灌注桩作为二级支护,一级支护与二级支护之间的土体宽度仅为 2~5 m。基坑开挖到底后,实测桩顶最大变形 35.0 mm,与设置内支撑支护的大面积基坑的桩身最大变形相当。图 67 (c) 为深圳某基坑采用三级支护的情况,基坑支护变形为 50~100 mm,解决了因周边建筑物和道路而不能设置锚杆的难题。

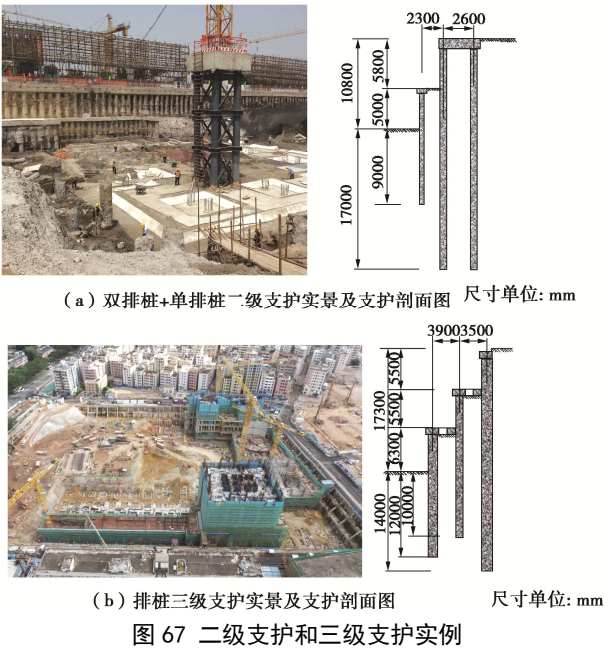


Fig. 67 Case histories of multi-level retaining excavations

多级支护的变形一般可采用数值分析,其稳定的核心问题是破坏模式^[51-55]。笔者提出了梯级支护 3 种破坏模式即:①整体式,梯级支护基坑达到临界状态时,桩间土未产生破坏面,且其安全系数与梯级支护及其桩间土简化为整体式挡土墙(简称等效异形挡土墙,如图 68 所示基坑安全系数一致。②关联式,各级支护结构都发生倾覆破坏,但并不是同时倾覆,支护结构桩间土体存在明显的滑动破坏面。因此,梯级支护安全系数介于整体式和分离式之间,两级支护结构的破坏面相互关联。③分离式,达到极限状态时,各级支护结构的破坏没有任何关联,任何一级的支护结构发生稳定破坏不会引发另一级支护的稳定破坏,首先发生破坏的支护结构的破坏面能够独立形成。

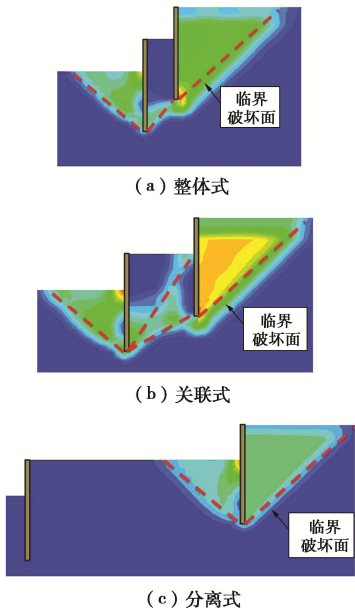


Fig. 68 Failure modes of multi-level retaining excavations

图 69 给出了多级支护宽度与破坏模式的关系。第一级支护高度 H_1 与第二级支护高度 H_2 相等(即 $H_1/H_2=1$)时,可以看出,其破坏模式随着支护宽度 B 的增加,存在两个临界宽度。破坏模式由整体式破坏转变为关联式破坏的 B 值称为整体式破坏临界宽度($B_{\text{整体}}$),由关联式破坏转变为分离式破坏的 B 值称为分离式破坏临界宽度($B_{\text{分离}}$),且两个临界宽度值及其差值与土体强度有关,土体强度越高, $B_{\text{整体}}$ 和 $B_{\text{分离}}$ 的值越小,两级支护的关联性越强,形成整体式破坏和关联式破坏所需的支护宽度 B 越小。

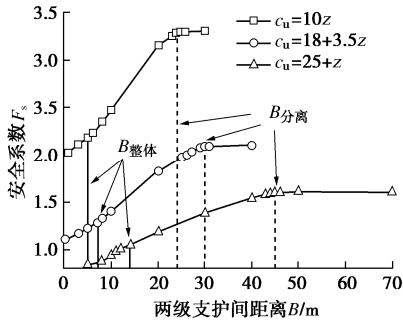


图 69 多级支护 3 种破坏模式与多级支护宽度关系

Fig. 69 Failure modes of multi-level retaining excavations with respect to width

4.5 倾斜桩支护

(1) 倾斜桩支护结构的概念

传统基坑支护技术的支护桩一直采用竖直支护桩,若将桩体与竖直方向呈一定角度倾斜设置,并由冠梁连接,可形成倾斜支护桩,如图 70 (b) 所示。将竖直支护桩与倾斜支护桩交替布置,支护桩的桩顶位于同一轴线并用冠梁连接的组合结构为斜直组合支护桩,如图 70 (c) 所示。

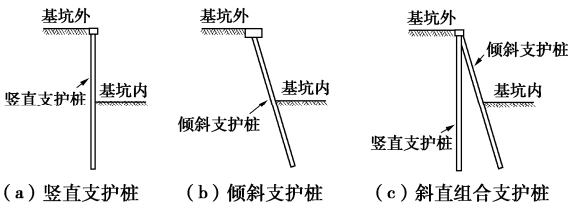


Fig. 70 Inclined retaining piles

郑刚等^[56]通过砂土中模型试验表明,将传统竖直支护桩如改为倾斜一定角度的支护桩,桩身侧移和内力均可显著减少(图 71 (a)),斜直组合支护桩则可进一步显著减小支护桩侧移和内力。

图 72 为悬臂直桩、单排倾斜桩、斜直交替支护桩离心机试验得到的不同支护结构桩身变形对比图。3 种支护形式对应的桩径、长度、数量完全相同。由图 72 可以看出,悬臂直桩、单排倾斜桩和斜直交替组合支护体系桩身最大位移逐渐减小,前两者最大桩身位

移发生在桩顶,而斜直交替组合支护体系桩身最大位移发生在桩身。砂土中开挖到 7.2 m 深度时,悬臂支护桩的最大侧移接近 120 mm,而竖直桩+倾斜桩(倾斜 20°)形成的斜直组合支护的桩身最大侧移仅为 16.0 mm,变形减小极其显著。

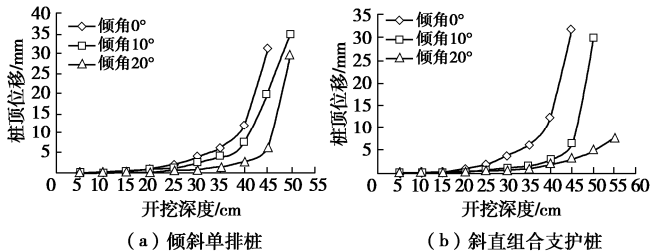


图 71 砂土中竖直桩、倾斜桩、斜直组合支护桩模型试验

Fig. 71 Model tests on inclined retaining piles in sand

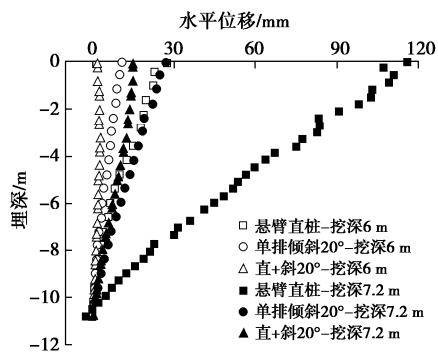


图 72 不同支护结构直桩桩身变形

Fig. 72 Wall deformation of vertical wall for different retaining structures

初步研究表明,在相同基坑开挖深度、相同支护桩直径、长度、数量及支护桩造价(倾斜桩施工造价可能略高于竖直桩)的情况下,倾斜支护桩、斜直交替支护桩可显著减小桩身变形。因此,在最大变形要求相同的情况下,倾斜支护桩、斜直交替支护桩可以适用于开挖深度更大的基坑,从而取消设置内支撑。

笔者根据已有研究和工程实践,提出了一系列倾斜支护桩、斜直组合支护桩、斜斜组合支护桩等新型支护结构形式,如图 73 所示。

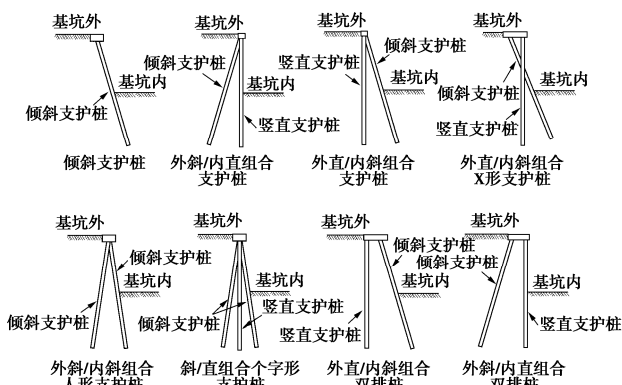


图 73 倾斜桩无支撑支护结构形式

Fig. 73 Strut-free inclined retaining structures

为了对比图 73 所示的系列倾斜桩无支撑支护结

构控制变形的能力,根据天津市典型软弱土层的土体力学指标,以较为常见的基坑开挖深度 7.0 m 为算例(此开挖深度下,传统支护方法需要设置内支撑),分析不同类型倾斜桩组合支护形式的变形和支护桩弯矩,并与竖直悬臂支护形式、内撑式支护形式的支护桩的内力与变形进行对比。对比结果见图 74, 75。可以看出,对 7.0 m 深度基坑,在支护桩条件相同时,采用倾斜 20° 的支护桩与竖直支护桩进行组合形成的支护结构,可实现与内支撑支护体系相当的变形控制能力,同时桩身弯矩并不因为无内支撑而比内撑式支护桩的弯矩大。对于竖直桩悬臂支护,在 7.0 m 挖深条件下,因产生过大变形、稳定无法满足而导致数值分析不收敛。

上述分析意味着对地下一层一地下二层深度甚至更深的基坑,采用倾斜桩支护技术,能够在取消水平内支撑的情况下保持稳定性的同时,也能有效控制基坑变形及其环境影响,从而为倾斜桩无支撑支护技术的广泛应用奠定了基础。

(2) 单排倾斜桩工作机理与破坏机理

为了研究如图 70 (b) 所示的单排倾斜桩工作机理,进行了砂土中的竖直支护桩、倾斜支护桩的离心机试验。试验采用的离心机加速度为 60g。土体采用相对密度为 65% 的奉浦砂。支护桩采用铝板,模型桩长度为 180 mm,厚度为 5.86 mm。离心机试验包括 3 种工况,即 0° 竖直桩、倾斜 10° 和倾斜 20° 的倾斜桩支护基坑。

离心机试验得到的支护桩变形对比如图 76 (a) 所示,可见随着倾角的增大,桩体变形逐渐减小,且倾斜桩的变形比竖直桩的变形减小 4 倍~8 倍,变形减小显著。

由离心机试验和数值分析得到的桩身弯矩见图 76 (b)。对于倾斜桩而言,桩顶附近一定范围出现负弯矩(桩体基坑外侧受拉为正),这是因为桩身自重法向分量对于桩体受力的影响,并且随着倾角的增大,桩身自重的影响越大,负向弯矩越大,倾斜 20° 的倾斜桩的桩身最大弯矩比竖直桩桩身最大弯矩小 5 倍,桩身弯矩大大减小。

离心机试验和数值分析得到的桩身法向土压力见图 76 (c)。由图 76 (c) 可见,随着倾角的增大,桩身主动、被动土压力不断减小,这也是倾斜桩可有效减小桩体变形,从而控制基坑位移的主要因素,即倾斜桩通过支护桩的倾斜,可减小桩身受力。

为了研究单排倾斜桩支护破坏机理,采用 DLO 二维平面模型对倾斜桩支护基坑进行研究^[57]。如图 77 (a) 所示, R 为基坑开挖比,即开挖深度与桩体埋深

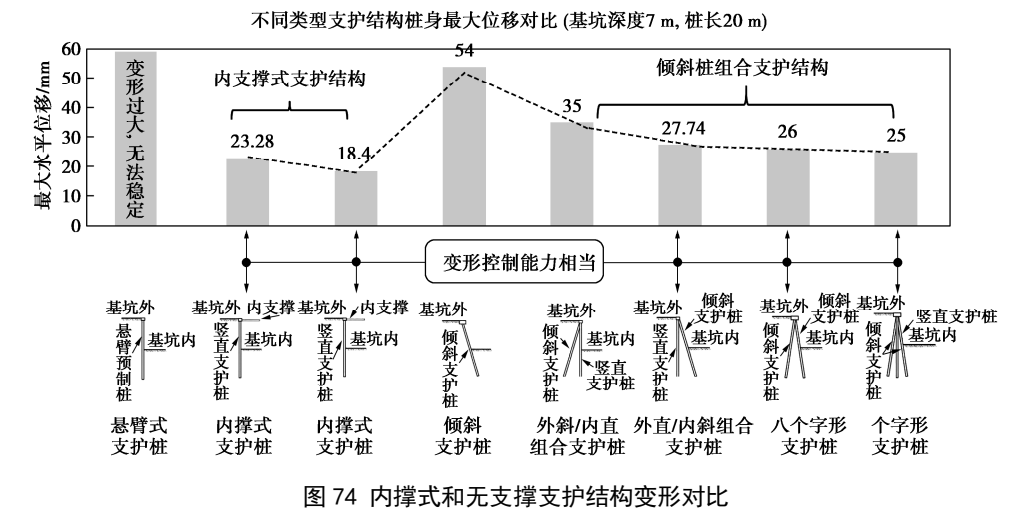


Fig. 74 Comparison of deformations of strut-free inclined retaining piles and braced vertical retaining piles

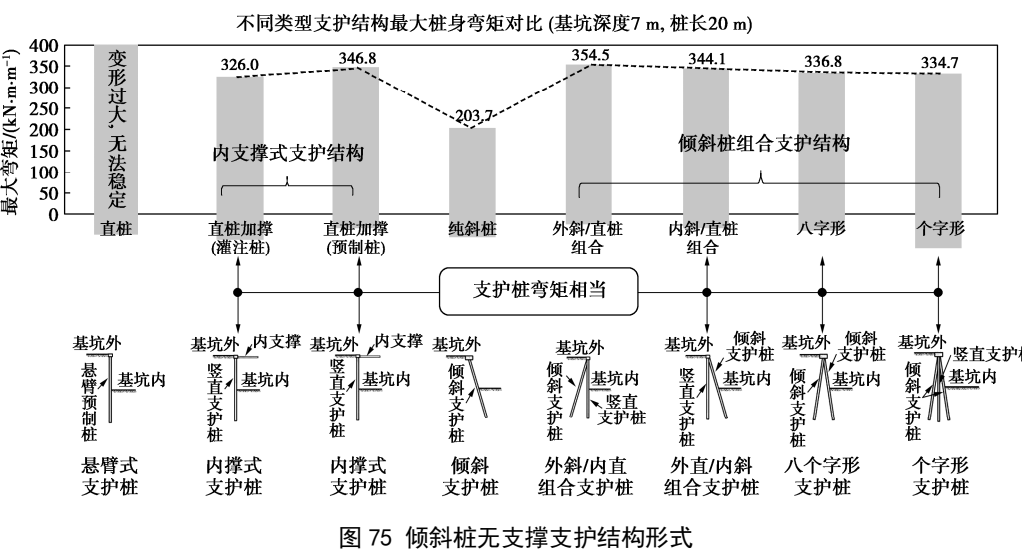


Fig. 75 Comparison of bending moments of strut-free inclined retaining piles and braced vertical retaining piles

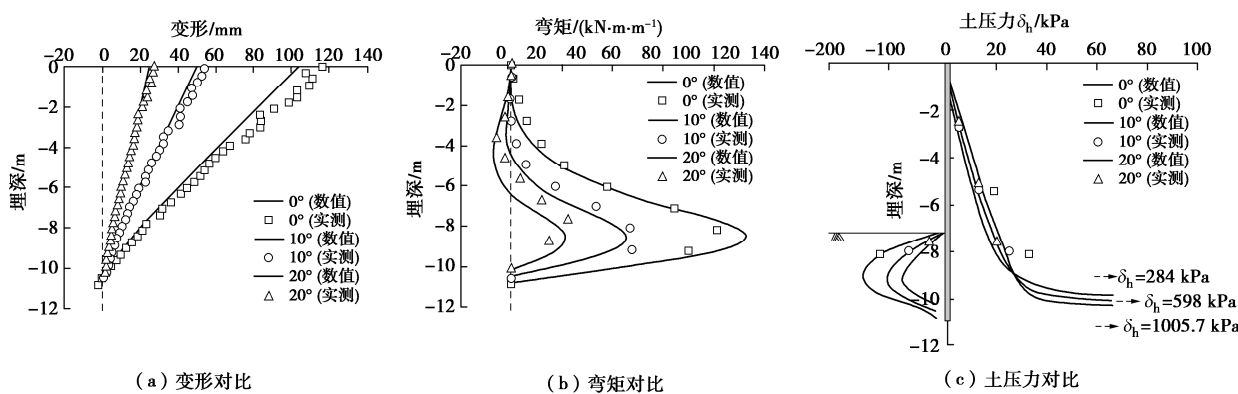


图 76 离心机试验实测与数值计算结果

Fig. 76 Comparison of centrifuge tests and numerical analyses

之比。土体的不排水抗剪强度随深度线性增大, 速率为 k 。采用强度折减法获得基坑对应的安全系数和破坏模式。

由图 77 (b) 可知, 基坑安全系数随倾角 φ 的增大而增大, 基坑的破坏模式也随 R 和 φ 的变化而变化。

随着 φ 值的增大, 基坑临界破坏模式逐渐从倾覆稳定破坏转变为整体稳定破坏。这是因为当 φ 很小时, 基坑形态类似于垂直悬臂支护基坑, 故首先容易发生倾覆失稳。而当 φ 较大时, 基坑形态类似于抗滑桩加固边坡, 故容易发生整体稳定破坏。

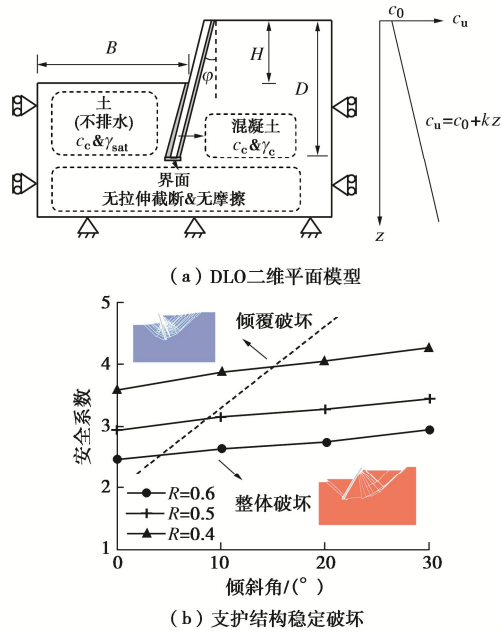


图 77 倾斜桩稳定破坏模式与倾斜角的关系

Fig. 77 Variation of failure mode of inclined retaining piles with respect to angle of inclination

常规抗倾覆稳定性计算只考虑被动土压力的抗倾覆力矩以及主动土压力的倾覆力矩。然而对于倾斜桩而言，其桩身重度也发挥着一定的抗倾覆作用。图 78 为不同倾斜角时考虑桩身重度与否对倾斜桩极限开挖深度的影响，可见考虑支护桩重度与否对传统竖直悬臂支护计算结果无影响；然而，当桩体倾斜时，若不考虑桩身重度影响，将低估其抗倾覆稳定性，且低估程度随着倾斜角的增大而增大。因此，在抗倾覆稳定性分析中应考虑支护桩的桩身重度对抗倾覆稳定性的影响。

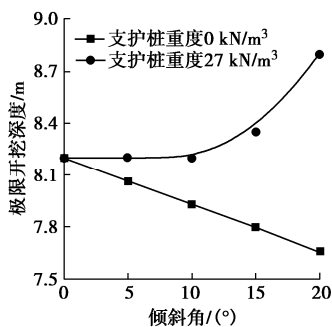


图 78 桩身重度的影响

Fig. 78 Effects of self-weight on ultimate depth of excavations

为准确地评估基坑倾斜桩的稳定性，建立了图 79 所示的抗倾覆稳定性计算模型，即考虑桩身重度以及旋转点埋深的影响。根据极限平衡法（桩身法向受力平衡；绕旋转点弯矩平衡），明确基坑倾斜桩支护结构的极限开挖深度^[58]（此时抗倾覆稳定性安全系数 $K_m=1.0$ ），以支护结构倾斜角-极限开挖深度对应插入

比的包络线图进行表述，与离心机试验结果进行对比，验证理论方法的准确性。离心机试验结果表明，在极限开挖深度下支护结构均发生倾覆破坏，每组试验在发生破坏时，其对应的极限开挖深度分别为 8.1, 8.4, 8.7 m。如图 80 所示，离心机试验破坏发生之前的开挖深度所对应插入比（方形点）与破坏发生时的开挖深度所对应插入比（圆点），分别位于理论分析的包络线两侧，说明所提出的计算模型可准确预测倾斜桩的稳定性。

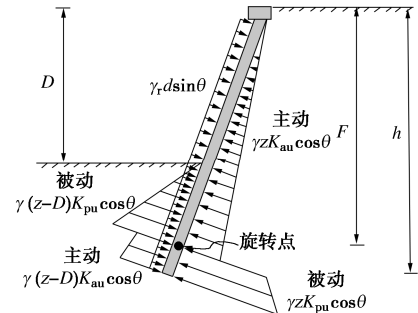


图 79 抗倾覆稳定性计算模型

Fig. 79 Analysis model for stability against overturning

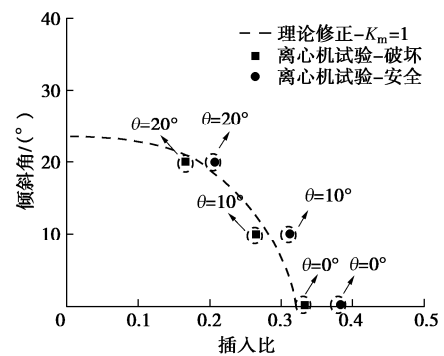


图 80 离心机验证

Fig.80 Validation of centrifuge tests

(3) 斜直组合桩支护结构工作机理

为了研究斜直组合桩支护结构工作机理自行研制了一套大型砂土基坑模型试验装置^[59]，模型试验箱尺寸为 $4\text{ m} \times 2.1\text{ m} \times 1.6\text{ m}$ 。调节撒砂装置高度，保证撒砂高度恒定为 200 mm 以保证土体密实度均匀。此次试验的土体采用烘干河砂。矩形铝管模拟支护桩，截面尺寸为 $50\text{ mm} \times 20\text{ mm} \times 1.3\text{ mm}$ （长×宽×壁厚）。本试验的相似比为 10.59。模型桩桩长 160 cm（原型桩长度 17 m），最大开挖深度 155 cm。

图 81 为 7 种试验工况的极限挖深对比，以极限开挖深度最小的悬臂式支护的极限开挖深度为 100%，单排倾斜桩、不同倾斜度、不同倾斜方向的倾斜桩和竖直桩组合形成的斜直组合支护及不同倾斜方向组成的组合支护结构，其极限支挡深度相对于悬臂竖直支

护桩都有不同程度增大, 最大可增大 55% 左右。

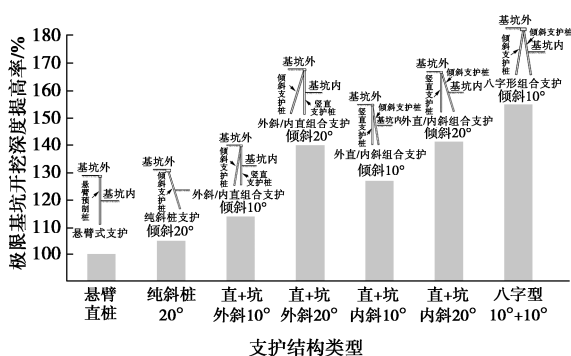


图 81 7 种试验工况极限挖深对比

Fig. 81 Ultimate depths of excavations with different types of retaining structures

图 82 为 4 种不同支护结构桩身变形对比图。可以看出, 单排倾斜桩 (20°) 与竖直支护桩, 虽然倾斜桩支护的变形可显著减小, 但桩身的变形模式仍然相似, 均为典型的悬臂支护结构的变形模式。但当竖直桩与倾斜桩形成组合支护结构时, 即使倾斜桩的倾斜度只有 10° 时, 由图 82 (c) 可看出, 除了支护桩最大变形显著减小以外, 倾斜桩、直桩的桩身的变形模式出现了轻微的反弯现象。

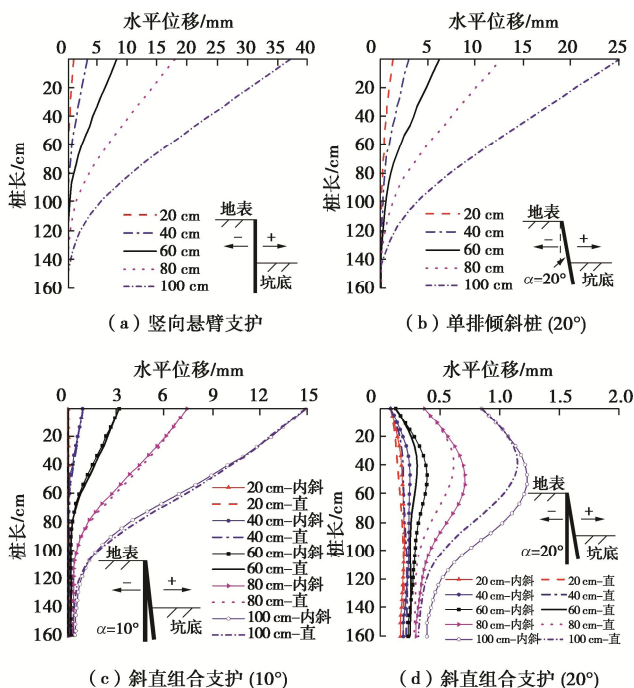


图 82 不同支护结构变形图

Fig. 82 Deformations of different types of retaining structures

当倾斜桩的倾斜度达到 20° 时, 倾斜桩、直桩的桩身的变形模式出现了明显的反弯现象, 桩身变形模式与设置水平支撑的竖直桩的侧向变形模式非常相似, 说明此时斜直组合的支护桩, 虽然没有内支撑, 却表现出类似内支撑的变形控制能力和变形模式。

图 83 为 4 种不同支护结构桩身弯矩对比图。可以看出, 单排倾斜桩 (20°) 弯矩分布模式与竖直悬臂支护桩相似。但当竖直桩与倾斜桩形成组合支护结构时, 即使倾斜桩的倾斜度只有 10° , 由图 83 (c) 可看出, 组合支护结构中直桩的桩身弯矩分布模式与设置内支撑的竖直支护桩的弯矩分布相似, 而当倾斜桩的倾斜度达到 20° 时, 反弯现象将更加明显。

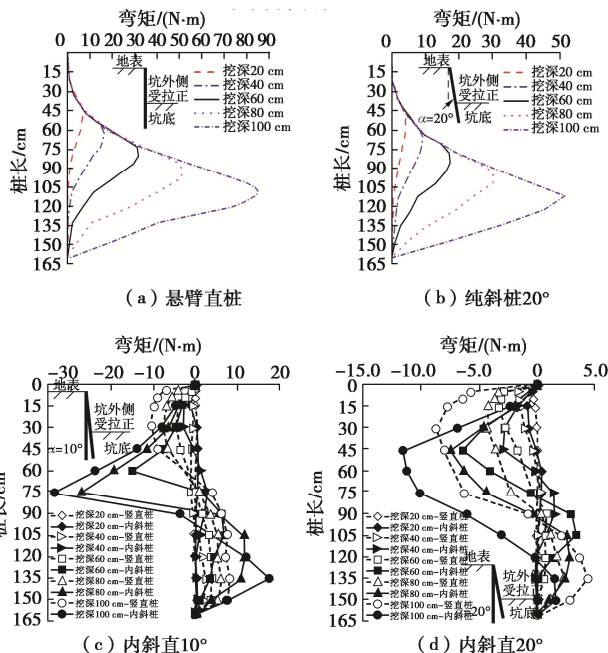


图 83 不同支护结构弯矩图

Fig. 83 Bending moments of different types of retaining structures

以上试验表明, 竖直桩与倾斜桩组合使用时, 桩身变形模式和弯矩分布模式与内撑式支护桩的非常相似, 说明斜直组合支护结构虽然取消内支撑, 但却具备了较强的变形控制能力和内支撑支护桩相似的变形模式和弯矩分布模式。

图 84 是竖直桩与倾斜桩 (10° , 20°) 形成的组合支护结构在不同挖深下的竖直桩、倾斜桩的桩身轴力分布。可见, 在竖直桩和倾斜桩中均产生了较大的轴力, 其中倾斜桩中产生的压力, 结合图 82, 83 的桩身变形和弯矩分布, 说明倾斜桩的轴力在竖直桩桩顶产生了支撑的作用, 即斜撑作用。

基于上述分析, 通过数值分析可对比常用双排桩、内撑式支护桩和斜直组合支护桩的受力机理, 如图 85 所示。

若忽略桩底端的水平向阻力 (对双排桩则还需忽略两排桩之间土体和支护结构底面土体的摩擦力), 则双排桩的被动土压力均与主动土压力 (即荷载作用) 相等, 而内撑式排桩、斜直组合桩, 则因由桩顶支撑力 (对斜直组合桩, 支撑力由倾斜桩在桩顶的轴力水平向分量产生, 即斜撑作用), 可使被动区需要发挥的

侧向土压力小于主动土压力,从而,被动区土体产生的向坑内的土体变形也自然减小,从而使支护桩的侧移减小。

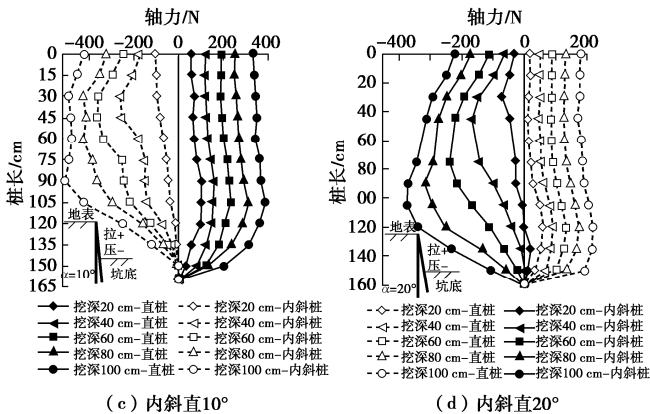


图 84 不同支护结构桩身轴力分布

Fig. 84 Comparison of axial force

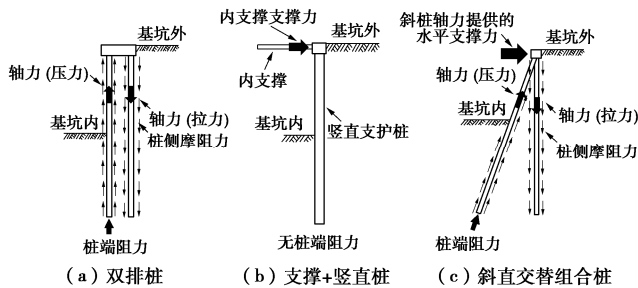


图 85 不同支护方式受力机理图

Fig. 85 The mechanism of different retaining structures

除了斜撑作用,郑刚等^[60]还提出了斜直组合支护结构具有减隆作用、刚架作用和重力作用。

减隆作用。图 86 为不同支护结构坑底土体隆起对比图。斜直组合支护桩坑底土体隆起最大值约为 15 mm, 分别仅为悬臂直桩和双排桩的 46%, 62%。斜直组合桩斜桩与直桩桩间土的存在会给坑内被动区土体提供更大的竖向力, 此竖向力与坑内土体隆起变形方向相反, 加之斜桩插入被动区主要隆起区域, 起到类似抗拔桩的作用, 两者均可减小坑内隆起变形, 相应地可减小坑外土体沉降, 从而减小基坑的整体变形, 提高支护结构的整体稳定性。

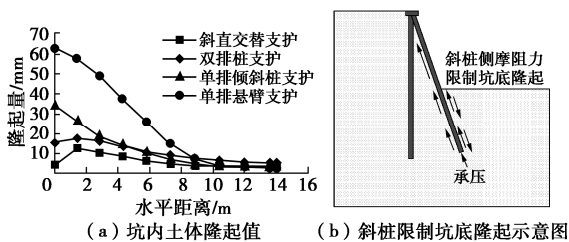


图 86 不同支护形式的坑内土体隆起

Fig. 86 Uplifts of soils in excavations with different strut forms

刚架作用。为分析斜直组合支护桩由竖直桩、倾

斜桩及桩顶帽梁形成的刚架对其抵抗侧向变形的作用,建立了考虑倾斜桩和竖直桩在桩顶考虑不同约束条件的数值分析模型。图 87 为斜直组合支护体系不同冠梁连接方式对应的直桩桩身水平变形图。从桩体与冠梁刚接到铰接直至水平向与竖向均自由,直桩桩身水平变形与刚接工况相比,随着桩体与冠梁连接减弱,斜直组合支护体系直桩的变形模式由类似带支撑的“内凸式”逐渐转变为“悬臂式”,斜、直桩的相互作用逐渐消失。直桩最大变形分别增大 12.6%, 52.5%, 183.5%。说明斜直组合支护体系冠梁处的刚接约束作用可有效减小桩身变形。由此说明,在冠梁施工中,保证斜直桩间水平与竖向的约束是十分重要的。

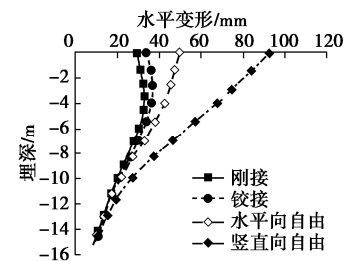


图 87 不同约束条件下变形图

Fig. 87 Wall deflection under different constraint conditions

重力作用。图 88 对比了斜、直桩体之间土体重度对结构变形的影响。随着桩间土重减小范围增大,直桩最大水平位移不断增大,但桩体变形模式不改变。并且当桩底之下土体重度减小时,支护桩发生了较大的平移变形,这是由于斜直桩桩间土重对于直桩而言,起到了被动侧的嵌固作用。当土重减小时,嵌固效应减弱,平移变形增大。

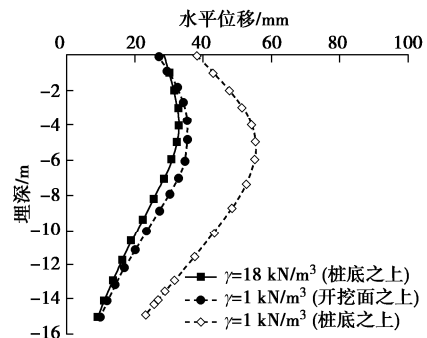


图 88 不同桩间土重对变形影响

Fig. 88 Wall deflections under different soil weights

(4) 倾斜桩静力压桩设备研制

传统静力压桩设备只能施工竖直的预制桩。在港口与近岸工程常采用柴油锤打桩机打设倾斜工程桩。由于无法满足城市对噪声的控制要求,锤击打桩机无法应用于城市基坑的倾斜桩施工。因此,联合相关工程机械公司研发了系列倾斜桩压桩机,解决了城市环

境中施工倾斜支护桩的难题。目前倾斜桩压桩机主要类型有 YZY300X 和 YZY800X 两种类型静力压桩机。

(5) 工程案例与分析

a) 工程案例 1

天津滨海新区某基坑开挖面积 46000 m²，基坑深度 4.9 m，基坑底以下有一层 7~9 m 厚淤泥质土。原支护方案为单排预制桩，采用钢筋混凝土水平支撑。优化方案采用斜-直组合支护结构，同时在基坑变形要求不严格的一侧设置了悬臂支护对比段，如图 89 所示。

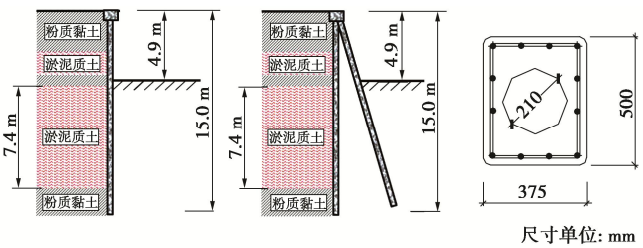


图 89 斜直组合桩

Fig. 89 Inclined-vertical retaining wall

对比两种支护方式的桩身位移曲线，见图 90，相比于悬臂支护，斜直交替支护可显著降低支护桩的水平位移，单排悬臂支护桩桩身最大水平位移约为斜直交替支护结构最大位移的 3 倍。传统悬臂支护结构由于变形过大，必须采用内支撑。由于基坑面积很大，内支撑支护方式材料消耗大、造价高工期长，因此，采用斜直组合支护桩，取消大面积了水平支撑，工期提前 1 个月以上。

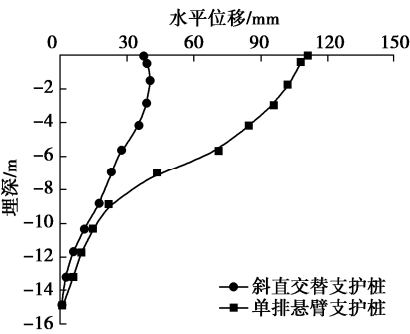


图 90 桩身水平位移实测数据

Fig. 90 Measured horizontal wall deflections

b) 工程案例 2

项目基坑面积 29500 m²，为软弱土中大面积基坑，倾斜桩支护所对应基坑开挖深度 8 m，场地主要分布素填土、黏土、淤泥质粉质黏土和粉质黏土^[61]。该工程原支护方案为钻孔灌注桩作为支护桩，并采用钢筋混凝土内支撑。由于基坑开挖面积大，内支撑加排桩的支护形式存在着前文所述的耗材多、耗费人力多、造价高、工期长、土方开挖与地下结构施工难度大等问题。因此，提出了采用倾斜桩无支撑支护技术进行基坑支护的方案。

考虑到场地区域的土层性质较差，在基坑开挖范围内存在 5.8 m 厚的淤泥质粉质黏土层，为满足基坑变形控制要求，采用了上部放坡 2.5 m 结合斜直组合支护桩的支护形式，如图 91 所示。当基坑开挖完成后，桩身水平变形类似于内支撑变形模式，如图 92 所示，最大桩身水平位移约为 22.5 mm，在基坑变形控制范围内。该项目大面积基坑采用无支撑支护技术为土方开挖外运、地下结构的施工提供了显著便利，如图 93 所示，显著降低了工期，缩短了造价，减少了水泥钢筋等材料消耗。

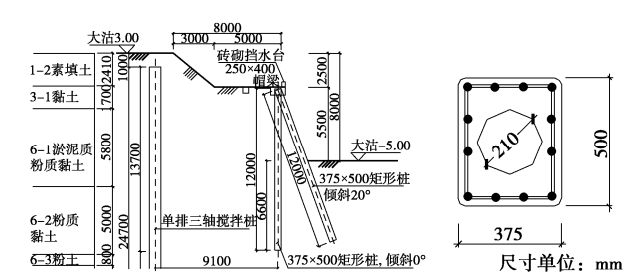


图 91 基坑支护剖面

Fig. 91 Profile of retaining structures

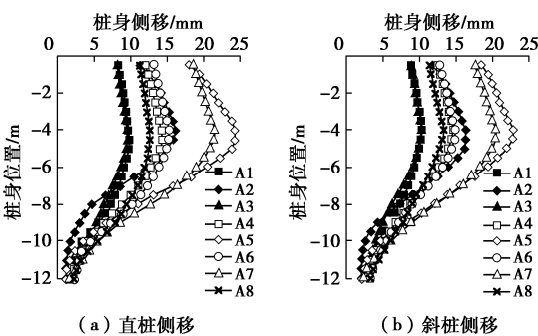


图 92 桩身水平位移曲线

Fig. 92 Measured horizontal wall deflections



图 93 现场照片

Fig. 93 Photo of excavation

5 总结与展望

由于软弱土地区基坑工程施工存在着周边地层变形大、控制难的难题，随着城市地上、地下各类建(构)筑物越来越密集，变形控制愈加成为软弱土地区基坑

工程的焦点问题。几十年来,基坑工程理论研究、工程技术均取得长足进步,但基坑工程面临的技术挑战也不断涌现。笔者研究团队对近三十年来的研究成果进行总结并提出对未来基坑工程的发展展望。

(1) 随着基坑工程面临的环境条件越来越复杂,以及这些环境条件对基坑工程施工引起的变形的要求越来越严格,变形控制成为基坑工程设计施工最重要的挑战和难题。变形控制日益成为影响基坑工程设计、基坑施工工期和造价的主要因素。

(2) 对基坑施工全过程各阶段的变形特征、机理以及对环境的影响的研究表明,变形的主要原因可概括为施工扰动、水位降低、开挖卸载。基坑施工前的工程桩施工、基坑围护结构(桩、墙)施工、基坑土方开挖前的预降水、承压水抽降等阶段均可引起可观的变形。当周边环境条件对基坑的变形控制提出 mm 级要求时,应针对基坑施工全过程可产生的变形,进行基坑全过程变形控制,而不能仅仅针对基坑降水、土方开挖、拆撑等施工阶段产生的变形进行控制。

(3) 基坑变形及其对环境影响的控制可划分为“基于基坑支护体系的变形控制”和“基于邻近基坑保护对象的变形控制”两类方法。基于基坑支护体系的变形控制方法是从加强基坑支护结构体系、基坑内外土体加固、优化土方开挖顺序、基坑分区施工、基坑分区支护等方面来尽可能减小基坑支护体系的变形,由此减少基坑引起的周边土层变形和环境影响。基于邻近基坑保护对象的变形控制则是不着眼于基坑支护结构的变形控制,而是直接针对基坑周边保护对象,主动控制影响保护对象变形的关键区域土层的应力及变形,实现对保护对象的影响控制。

(4) 基于基坑支护体系的变形控制方法,在基坑工程实践长期采用,已积累了大量的工程经验。但其控制能力和控制效果仍然依赖于岩土工程变形预测能力和预测水平,当变形要求为 mm 级时,变形的控制存在一定困难。当基坑工程施工过程中一旦出现变形超过控制要求时,后续措施和后续施工只能在已有变形基础之上尽可能减小变形增量,已经发生的变形难以减小、消除甚至逆转,导致工程实践中出现后续施工面临着变形超标但无可奈何的两难局面,有时甚至不得不取消后续的基坑。大量工程实践表明,基坑工程变形及其环境影响的被动控制措施有时会引起基坑支护体系的造价和工期较大幅度增加,但对变形的控制效果有时不显著,控制效率(变形减小比/投入增加比)相对不高,类似于“千斤拨四两”。

(5) 基于邻近基坑保护对象的变形主动控制方法

的特点是①“测控一体化”,即不完全依赖基坑工程设计阶段变形预测的精确性,而是通过测控一体化来对保护对象进行动态和适时控制;②“变形可逆转”,即当施工过程中保护对象出现变形过大,可对已经产生的变形减小、消除甚至逆转;③“保护有靶向”,即直接对影响保护对象的关键区域土体的应力、变形进行适时控制,从而对保护对象进行全过程靶向保护;④“四两拨千斤”,即通过高效的、快捷、经济的土层应力和变形控制手段,而不是对整个基坑支护体系采取被动保护措施,对保护对象实施变形控制,对基坑工程造价、工期、施工难度影响小。工程实践表明,条件适当时,变形控制技术可实现对基坑周边环境的主动、高效、靶向、精细的 mm 级变形控制,为解决城市基坑工程的环境保护提供了有力的技术手段。

(6) 针对软弱土地区占基坑总量 60%~80%的开挖深度地下一层至地下二层(或更深)的基坑,开展了基坑无支撑支护理论和支护技术的研究,研发了一系列不设置内支撑(或锚杆)就能在更大的开挖深度下能有效控制基坑变形的支护形式,包括一系列多级支护技术和倾斜桩支护技术,建立了设计理论和设计方法。条件适当时,在传统需要设置内支撑的开挖深度下,可实现基坑无内支撑支护,解决内支撑支护技术存在的突出问题,基坑工期、造价、材料消耗可降低 20%~40%,实现基坑工程领域的绿色、减碳和可持续发展。

(7) 2019 年召开的中国土木工程学会第十三届全国土力学及岩土工程学术大会发布了“不懈追求岩土工程品质提升,创新引领岩土工程可持续发展”的“天津共识”,提出面向未来的岩土工程应具备“韧性、绿色、智能、人文”的品质。不懈追求岩土工程品质提升,坚持创新引领岩土工程可持续发展,是新时代岩土工作者的使命。目前基坑工程施工引起的环境变形的控制理论与方法还不能完全满足工程实践的需要。因此,需在现有的理论、方法、技术基础上,发展适应新的环境条件的韧性、绿色、智能、人文的基坑工程变形控制理论与方法、施工技术与装备。对此,岩土工程工作者任重而道远。

致谢:感谢土力学和岩土工程界各位同行的信任,让笔者有幸成为今年黄文熙讲座的主讲人。笔者自1989年师从于顾晓鲁教授,开始了基坑工程领域的学习,建立了对岩土工程浓厚的兴趣,并持续至今,积累了一些粗浅的认识和工程经验。感谢团队刁钰副教授、程雪松副教授、周海祚副教授、张天奇副研究员、雷华阳教授、刘畅副教授,以及笔者的学生杜一鸣博士、李志伟博士、曾超峰副教授、魏少伟博士、刘景锦博士等对本

文提供的巨大帮助!感谢笔者的博士生苏奕铭、黄建友、栗晴瀚、何晓佩、焦陈磊、甘伟等,他们对本文也提供了很多具体帮助。感谢深圳市工勘岩土集团有限公司雷斌先生为本文提供了三级支护工程图片。

参考文献:

- [1] 郑刚, 朱合华, 刘新荣, 等. 基坑工程与地下工程安全及环境影响控制[J]. 土木工程学报, 2016, 49(6): 1-24. (ZHENG Gang, ZHU He-hua, LIU Xin-rong, et al. Control of safety of deep excavations and underground engineering and its impact on surrounding environment[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(6): 1-24. (in Chinese))
- [2] 郑刚, 曾超峰. 基坑开挖前潜水降水引起的地下连续墙侧移研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(12): 2153-2163. (ZHENG Gang, ZENG Chao-feng. Lateral displacement of diaphragm wall by dewatering of phreatic water before excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(12): 2153-2163. (in Chinese))
- [3] 曾超峰, 郑刚, 薛秀丽. 大面积基坑开挖前预降水对支护墙变形的影响研究[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(6): 1012-1021. (ZENG Chao-feng, ZHENG Gang, XUE Xiu-li. Wall deflection induced by pre-excavation dewatering in large-scale excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(6): 1012-1021. (in Chinese))
- [4] 曾超峰, 薛秀丽, 郑刚. 软土区基坑预降水引起支护墙侧移的典型参数影响研究[J]. 岩土力学, 2017, 38(11): 3295-3303, 3318. (ZENG Chao-feng, XUE Xiu-li, ZHENG Gang. A parametric study of lateral displacement of support wall induced by foundation pre-dewatering in soft ground[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(11): 3295-3303, 3318. (in Chinese))
- [5] ZENG C F, ZHENG G, ZHOU X F, et al. Behaviours of wall and soil during pre-excavation dewatering under different foundation pit widths[J]. Computers and Geotechnics, 2019, 115: 103169.
- [6] ZHENG G, CAO J R, CHENG X S, et al. Experimental study on the artificial recharge of semiconfined aquifers involved in deep excavation engineering[J]. Journal of Hydrology, 2018, 557: 868-877.
- [7] ZENG C F, XUE X L, ZHENG G, et al. Responses of retaining wall and surrounding ground to pre-excavation dewatering in an alternated multi-aquifer-aquitard system[J]. Journal of Hydrology, 2018, 559: 609-626.
- [8] 郑刚, 曾超峰, 薛秀丽. 承压含水层局部降压引起土体沉降机理及参数分析[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(5): 802-817. (ZHENG Gang, ZENG Chao-feng, XUE Xiu-li. Settlement mechanism of soils induced by local pressure-relief of confined aquifer and parameter analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(5): 802-817. (in Chinese))
- [9] ZENG C F, ZHENG G, XUE X L, et al. Combined recharge: a method to prevent ground settlement induced by redevelopment of recharge wells[J]. Journal of Hydrology, 2019, 568: 1-11.
- [10] 曹剑然. 天津地区基坑工程中承压层回灌控沉理论与技术研究[D]. 天津: 天津大学, 2018. (CAO Jian-ran. Study on the Theory and Technology of Recharge and Subsidence Control of Confined Layer in Excavation Engineering in Tianjin Area[D]. Tianjin: Tianjin University, 2018. (in Chinese))
- [11] 郑刚, 曹剑然, 程雪松, 等. 天津第二粉土粉砂微承压含水层回灌试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(4): 592-601. (ZHENG Gang, CAO Jian-ran, CHENG Xue-song, et al. Experimental study on artificial recharge of second Tianjin silt and silty sand micro-confined aquifer[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(4): 592-601. (in Chinese))
- [12] 哈达, 朱敢平, 李竹, 等. 天津市承压含水层条件下地下连续墙深度优化[J]. 地下空间与工程学报, 2018, 14(2): 490-499. (HA Da, ZHU Gan-ping, LI Zhu, et al. Underground diaphragm wall depth optimization considering the confined aquifer in Tianjin[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2018, 14(2): 490-499. (in Chinese))
- [13] 孙宏宾, 郑刚, 程雪松, 等. 软土地区 CFG 桩群孔效应引发周边土体变形机理研究[J]. 石家庄铁道大学学报(自然科学版), 2018, 31(1): 39-46, 54. (SUN Hong-bin, ZHENG Gang, CHENG Xue-song, et al. Study on the mechanism of soil deformation caused by the borehole group effect of CFG piles in soft soil area[J]. Journal of Shijiazhuang Tiedao University (Natural Science Edition), 2018, 31(1): 39-46, 54. (in Chinese))
- [14] 郑刚, 王若展, 程雪松, 等. 软土地区桩基施工群孔效应作用机理研究[J]. 天津大学学报(自然科学与工程技术版), 2019, 52(增刊 1): 1-8. (ZHENG Gang, WANG Ruo-zhan, CHENG Xue-song, et al. Mechanism of borehole group effect induced by pile foundation construction in soft soils[J]. Journal of Tianjin University (Science and Technology), 2019, 52(S1): 1-8. (in Chinese))
- [15] 郑刚, 李溪源, 王若展, 等. 群孔效应对周边环境的影响的控制措施研究[J]. 石家庄铁道大学学报(自然科学版), 2020, 33(2): 8-15. (ZHENG Gang, LI Xi-yuan, WANG

- Ruo-zhan, et al. Research on control measures of influence of borehole group on surrounding environment[J]. Journal of Shijiazhuang Tiedao University (Natural Science Edition), 2020, **33**(2): 8 - 15. (in Chinese))
- [16] 李姝婷. 地下连续墙施工引起的土体变形实测与数值分析研究 [D]. 天津: 天津大学, 2014. (LI Shu-ting. Field Monitoring and Numerical Analysis of Ground Movements due to Diaphragm Wall Installation[D]. Tianjin: Tianjin University, 2014. (in Chinese))
- [17] 郑刚, 邓旭, 刘畅, 等. 不同维护结构变形模式对坑外深层土体位移场影响的对比分析[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(2): 273 - 285. (ZHENG Gang, DENG Xu, LIU Chang, et al. Comparative analysis of influences of different deformation modes of retaining structures on displacement field of deep soils outside excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(2): 273 - 285. (in Chinese))
- [18] 龚晓南. 深基坑工程设计施工手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998. (GONG Xiao-nan. Construction Design Manual of Deep Excavation[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1998. (in Chinese))
- [19] 郑刚, 李志伟. 不同围护结构变形形式的基坑开挖对邻近建筑物的影响对比分析[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(6): 969 - 977. (ZHENG Gang, LI Zhi-wei. Comparative analysis of responses of buildings adjacent to excavations with different deformation modes of retaining walls[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(6): 969 - 977. (in Chinese))
- [20] 郑刚, 李志伟. 基坑开挖对邻近不同楼层建筑物影响的有限元分析[J]. 天津大学学报, 2012, **45**(9): 829 - 837. (ZHENG Gang, LI Zhi-wei. Finite element analysis of response of building with different storeys adjacent to pit excavation[J]. Journal of Tianjin University, 2012, **45**(9): 829 - 837. (in Chinese))
- [21] 郑刚, 王琦, 邓旭, 等. 不同围护结构变形模式对坑外既有隧道变形影响的对比分析[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(7): 1181 - 1194. (ZHENG Gang, WANG Qi, DENG Xu, et al. Comparative analysis of influences of different deformation modes of retaining structures on deformation of existing tunnels outside excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(7): 1181 - 1194. (in Chinese))
- [22] 郑刚, 李志伟. 基坑开挖对邻近任意角度建筑物影响的有限元分析[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(4): 615 - 624. (ZHENG Gang, LI Zhi-wei. Finite element analysis of response of buildings with arbitrary angle adjacent to excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(4): 615 - 624. (in Chinese))
- [23] 城市轨道交通结构安全保护技术规范: GJJ/T 202—2013[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013. (Technical Specification for Structural Safety Protection of Urban Rail Transit: GJJ/T 202—2013[S]. China Architecture & Building Press, 2013. (in Chinese))
- [24] ZHENG G, TONG J B, ZHANG T Q, et al. Progression of backward erosion piping with sudden and gradual hydraulic loads[J]. Acta Geotechnica, 2021: 1 - 7.
- [25] VAN BEEK V M, BEZUIJEN A, SELLMEIJER J B, et al. Initiation of backward erosion piping in uniform sands[J]. Géotechnique, 2014, **64**(12): 927 - 941.
- [26] VAN BEEK V M, VAN ESSEN H M, VANDENBOER K, et al. Developments in modelling of backward erosion piping[J]. Géotechnique, 2015, **65**(9): 740 - 754.
- [27] VANDENBOER K, VAN BEEK V M, BEZUIJEN A. 3D character of backward erosion piping[J]. Géotechnique, 2018, **68**(1): 86 - 90.
- [28] 郑刚, 程雪松. 长短桩组合排桩悬臂支护工作机理试验研究[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(增刊 1): 410 - 415. (ZHENG Gang, CHENG Xue-song. Experimental study on cantilever contiguous retaining piles with different lengths[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(S1): 410 - 415. (in Chinese))
- [29] 李竹, 郑刚, 王海旭. 带水平支撑长短桩组合排桩工作性状模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(增刊 1): 440 - 446. (LI Zhu, ZHENG Gang, WANG Hai-xu. Model tests on work behaviors of retaining piles with different lengths and horizontal support[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(S1): 440 - 446. (in Chinese))
- [30] CHEN R P, MENG F Y, LI Z C, et al. Investigation of response of metro tunnels due to adjacent large excavation and protective measures in soft soils[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, **58**: 224 - 235.
- [31] 王卫东, 沈健, 翁其平, 等. 基坑工程对邻近地铁隧道影响的分析与对策[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(增刊 1): 1340 - 1345. (WANG Wei-dong, SHEN Jian, WENG Qi-ping, et al. Analysis and countermeasures of influence of excavation on adjacent tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(S1): 1340 - 1345. (in Chinese))
- [32] 郑刚, 潘军, 程雪松, 等. 基坑开挖引起隧道水平变形的被动与注浆主动控制研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(7): 1181 - 1190. (ZHENG Gang, PAN Jun, CHENG

- Xue-song, et al. Passive control and active grouting control of horizontal deformation of tunnels induced neighboring excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(7): 1181 - 1190. (in Chinese))
- [33] ZHENG G, PAN J, CHENG X S, et al. Use of grouting to control horizontal tunnel deformation induced by adjacent excavation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2020, **146**(7): 05020004.
- [34] 秦宏亮. 钢支撑轴力伺服系统技术在基坑开挖中的应用[J]. 建筑施工, 2019, **41**(7): 1195 - 1198. (QIN Hong-liang. Application of steel support axis force servo system technology to foundation pit excavation[J]. Building Construction, 2019, **41**(7): 1195 - 1198. (in Chinese))
- [35] DIAO Y, BI C, DU Y M, et al. Greenfield test and numerical study on grouting in silty clay to control horizontal displacement of underground facilities[J]. International Journal of Geomechanics, 2021, **21**(10): 04021178.
- [36] 刁钰, 李光帅, 郑刚. 一种控制土体变形的单点囊式注浆装置: CN208235526U[P]. 2018-12-14. (DIAO Yu, LI Guang-shuai, ZHENG Gang. Single-Point Capsule Grouting Device to Control Soil Deformation: CN208235526U[P]. 2018-12-14. (in Chinese))
- [37] 刁钰, 杨超, 郑刚. 一种控制土体变形的多点囊式注浆装置及其方法: CN208235526U[P]. 2018-12-14. (DIAO Yu, Yang Chao, ZHENG Gang. Multiple-Point Capsule Grouting Device to Control Soil Deformation Device: CN208235524U[P]. 2018-12-14. (in Chinese))
- [38] ZHENG G, SU Y M, DIAO Y, et al. Field measurements and analysis of real-time capsule grouting to protect existing tunnel adjacent to excavation[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2021, **122**: 104350.
- [39] ZHENG G, HUANG J Y, DIAO Y, et al. Formulation and performance of slow-setting cement-based grouting paste (SCGP) for capsule grouting technology using orthogonal test[J]. Construction and Building Materials, 2021, **302**: 124204.
- [40] 曾超峰, 薛秀丽, 郑刚. 基坑工程长期地下水回灌控沉应注意的几个问题[J]. 土木工程学报, 2019, **52**(增刊 2): 127 - 131. (ZENG Chao-feng, XUE Xiu-li, ZHENG Gang. Problems needed to be noticed for artificial recharge in deep excavation for settlement control[J]. China Civil Engineering Journal, 2019, **52**(S2): 127 - 131. (in Chinese))
- [41] 郑刚, 哈达, 程雪松, 等. 回灌开启时间对地层沉降与应力应变的影响[J]. 天津大学学报(自然科学与工程技术版), 2020, **53**(2): 180 - 191. (ZHENG Gang, HA Da, CHENG Xue-song, et al. Impact of recharge wells' opening time on the subsidence, stress, and strain of soil[J]. Journal of Tianjin University (Science and Technology), 2020, **53**(2): 180 - 191. (in Chinese))
- [42] HA D, ZHENG G, ZHOU H Z, et al. Estimation of hydraulic parameters from pumping tests in a multiaquifer system[J]. Underground Space, 2020, **5**(3): 210 - 222.
- [43] 郑刚, 曾超峰, 刘畅, 等. 天津首例基坑工程承压含水层回灌实测研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 2): 491 - 495. (ZHENG Gang, ZENG Chao-feng, LIU Chang, et al. Field observation of artificial recharge of confined water in first excavation case in Tianjin[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 491 - 495. (in Chinese))
- [44] 郑刚, 曹剑然, 程雪松, 等. 考虑承压含水层间越流的地下水回灌现场试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(9): 1609 - 1618. (ZHENG Gang, CAO Jian-ran, CHENG Xue-song, et al. Field tests on groundwater recharge considering leakage between semiconfined aquifers[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(9): 1609 - 1618. (in Chinese))
- [45] 岳清瑞. 钢结构与可持续发展[J]. 建筑, 2021(13): 20 - 21, 23. (YUE Qing-rui. Steel structure and sustainable development[J]. Construction and Architecture, 2021(13): 20 - 21, 23. (in Chinese))
- [46] 郑刚, 陈红庆, 雷扬, 等. 基坑开挖反压土作用机制及其简化分析方法研究[J]. 岩土力学, 2007, **28**(6): 1161 - 1166. (ZHENG Gang, CHEN Hong-qing, LEI Yang, et al. A study of mechanism of earth berm and simplified analysis method for excavation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(6): 1161 - 1166. (in Chinese))
- [47] 李顺群, 郑刚, 王英红. 反压土对悬臂式支护结构嵌固深度的影响研究[J]. 岩土力学, 2011, **32**(11): 3427 - 3431, 3436. (LI Shun-qun, ZHENG Gang, WANG Ying-hong. Influence of earth berm on embedment depth of cantilever retaining structure for pit excavation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(11): 3427 - 3431, 3436. (in Chinese))
- [48] 郑刚, 李欣, 刘畅, 等. 考虑桩土相互作用的双排桩分析[J]. 建筑结构学报, 2004, **25**(1): 99 - 106. (ZHENG Gang, LI Xin, LIU Chang, et al. Analysis of double-row piles in consideration of the pile-soil interaction[J]. Journal of Building Structures, 2004, **25**(1): 99 - 106. (in Chinese))
- [49] 郑刚, 郭一斌, 聂东清, 等. 大面积基坑多级支护理论

- 与工程应用实践[J]. 岩土力学, 2014, **35**(增刊 2): 290 - 298. (ZHENG Gang, GUO Yi-bin, NIE Dong-qing, et al. Theory of multi-bench retaining for large area foundation pit and its engineering application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(S2): 290 - 298. (in Chinese))
- [50] ZHOU H Z, ZHENG G, HE X P, et al. Numerical modelling of retaining structure displacements in multi-bench retained excavations[J]. Acta Geotechnica, 2020, **15**(9): 2691 - 2703.
- [51] 郑刚, 程雪松, 刁钰. 无支撑多级支护结构稳定性与破坏机理分析[J]. 天津大学学报, 2013, **46**(4): 304 - 314. (ZHENG Gang, CHENG Xue-song, DIAO Yu. Analysis of the stability and collapse mechanism of non-prop and multi-stage retaining structure[J]. Journal of Tianjin University, 2013, **46**(4): 304 - 314. (in Chinese))
- [52] 任望东, 张同兴, 张大明, 等. 深基坑多级支护破坏模式及稳定性参数分析[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 2): 919 - 922. (REN Wang-dong, ZHANG Tong-xing, ZHANG Da-ming, et al. Parametric analysis of failure modes and stability of multi-level retaining structure in deep excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 919 - 922. (in Chinese))
- [53] 郑刚, 聂东清, 刁钰, 等. 基坑多级支护破坏模式研究[J]. 岩土力学, 2017, **38**(增刊 1): 313 - 322. (ZHENG Gang, NIE Dong-qing, DIAO Yu, et al. Failure mechanism of multi-bench retained foundation pit[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(S1): 313 - 322. (in Chinese))
- [54] 郑刚, 聂东清, 程雪松, 等. 基坑分级支护的模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(5): 784 - 794. (ZHENG Gang, NIE Dong-qing, CHENG Xue-song, et al. Experimental study on multi-bench retaining foundation pit[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(5): 784 - 794. (in Chinese))
- [55] 刘杰, 郑刚, 聂东清. 天津软土地区深基坑多级支护结构变形的参数分析[J]. 石家庄铁道大学学报(自然科学版), 2018, **31**(1): 47 - 54. (LIU Jie, ZHENG Gang, NIE Dong-qing. Parametric analysis on deformation of multi-bench retaining system of deep foundation pit in Tianjin soft ground area[J]. Journal of Shijiazhuang Tiedao University (Natural Science Edition), 2018, **31**(1): 47 - 54. (in Chinese))
- [56] 郑刚, 白若虚. 倾斜单排桩在水平荷载作用下的性状研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(增刊 1): 39 - 45. (ZHENG Gang, BAI Ruo-xu. Behaviors study of inclined single row contiguous retaining piles under horizontal force[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(S1): 39 - 45. (in Chinese))
- [57] DIAO Y, ZHU P Y, JIA Z Y, et al. Stability analysis and safety factor prediction of excavation supported by inclined piles in clay[J]. Computers and Geotechnics, 2021, **140**: 104420.
- [58] 周海祚, 郑刚, 何晓佩, 等. 基坑倾斜桩支护稳定特性及分析方法研究[J/OL]. 岩土工程学报:1-8.[2021-12-02]. <http://kns.cnki.net/kcms/detail/32.1124.tu.20210809.1654.004.html>. (ZHOU Hai-zuo, ZHENG Gang, HE Xiao-pei, et al. Study on stability characteristics and analysis method of inclined retaining walls in excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 1-8.[2021-12-02]. <http://kns.cnki.net/kcms/detail/32.1124.tu.20210809.1654.004.html>. (in Chinese))
- [59] 郑刚, 王玉萍, 程雪松, 等. 基坑倾斜桩支护性能及机理大型模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2021, **43**(9): 1581 - 1591. (ZHENG Gang, WANG Yu-ping, CHENG Xue-song, et al. Large-scale model tests on performance and mechanism of inclined retaining structures of excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, **43**(9): 1581 - 1591. (in Chinese))
- [60] 郑刚, 何晓佩, 周海祚, 等. 基坑斜-直交替支护桩工作机理分析[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(增刊 1): 97 - 100. (ZHENG Gang, HE Xiao-pei, ZHOU Hai-zuo, et al. Working mechanism of inclined-vertical retaining piles in excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(S1): 97 - 100. (in Chinese))
- [61] 郑刚, 吴小波, 周海祚, 等. 基坑倾斜桩无支撑支护机理与工程应用[J]. 施工技术, 2021, **50**(13): 157 - 162, 178. (ZHENG Gang, WU Xiao-bo, ZHOU Hai-zuo, et al. Supporting method and applications of incline retaining piles in foundation excavation[J]. Construction Technology, 2021, **50**(13): 157 - 162, 178. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202201002

地基承载力机理及新计算方法

宋二祥, 付 浩, 李贤杰

(清华大学土木工程系, 北京 100084)

摘 要: 地基承载力计算是土力学中的基本课题, 但地基土自重对承载力的贡献一直未能较准确地予以计算, 究其原因在于此部分的计算不是孤立的。为深入探讨地基承载力的机理及计算理论, 首先, 证明基础埋深相应超载及地基土重度对承载力的作用可分别转换为等效黏聚力及黏聚力随深度的增长率。随后, 针对承受非偏心竖向荷载的条形基础下地基的整体剪切破坏, 提出一种全新的地基极限承载力计算方法, 特别是构造了一个可以综合考虑地基土强度、基础埋深超载及地基土重度影响的无量纲参数, 进而给出统一考虑各有关因素的地基承载力计算公式, 并对地基局部剪切破坏、非条形基础、倾斜荷载等复杂情况下利用本文公式进行地基承载力的计算给出建议。通过与精细数值方法计算比较, 对所提出的计算方法进行了严格的检验, 表明其正确性和高精度, 同时也表明本文思路及所构造无量纲参数的合理性和正确性。此外, 还与目前常用的太沙基解、Hansen 解进行了比较讨论, 表明所提出计算公式较现用公式有显著改进。

关键词: 地基承载力; 统一计算公式; 太沙基解; Hansen 解

中图分类号: TU470

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)-01-0037-08

作者简介: 宋二祥(1957—), 男, 博士, 教授, 主要从事岩土力学及工程方面的教学及科研工作。E-mail: songex@tsinghua.edu.cn。

Mechanism and new calculation method for bearing capacity of foundations

SONG Er-xiang, FU Hao, LI Xian-jie

(Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: The calculation of bearing capacity of foundations is a fundamental topic in soil mechanics. However, the contribution of the unit weight of the foundation soil to the bearing capacity cannot yet be satisfactorily calculated. The fundamental reason is that this part of bearing capacity is actually not independent, and consequently cannot be calculated separately. In order to study the mechanism of foundation bearing capacity and the relevant theory thoroughly, it is first revealed that the surcharge load corresponding to footing embedment and the unit weight of the foundation soil, multiplied by the soil strength parameter $\tan \varphi$, can be treated respectively as the equivalent cohesion and the rate of cohesion increase along depth. Then a new method is developed for the general failure mode of strip footing under non-eccentric vertical loads. In this new method a non-dimensional parameter is defined to well reflect the influences of the soil strength and soil weight on the bearing capacity, and based on which a unified formula for the calculation of bearing capacity is established, in which the soil strength, the embedment depth of the footing and the soil weight are all considered as closely related elements. For the bearing capacity of foundation under other more complicated conditions, such as failure in local mode, different footing shapes, inclined loads etc., the available methods of treatment can be still applied in combination with the newly developed formula. Careful comparison with the refined numerical calculations proves the reliability and high accuracy of the proposed formula, and at the same time it proves the rationality and correctness of the whole idea as well as the constructed non-dimensional parameter. Besides, comparisons are also made with the formulas by Terzaghi and Hansen to show the significant improvement of the proposed method over the formers.

Key words: bearing capacity of foundation; unified formula; Terzaghi formula; Hansen formula

0 引 言

浅基础地基承载力计算是土力学中的一个基本课题, 几乎所有土力学教科书中均对有关理论和方法有

基金项目: 国家重点研发计划(“973”计划)课题(2014CB047003);
国家自然科学基金项目(51778339)

收稿日期: 2021-06-24

专章予以介绍。业内不少人士得到的印象是,地基承载力的理论及计算方法已经难以再行改进,而实际并非如此。

目前,针对非偏心竖向荷载下条形基础广泛采用的地基承载力计算公式有 3 项: cN_c , qN_q 和 $0.5\gamma BN_\gamma$, 分别对应于黏聚力 c 、埋深相应的基础周围超载 q 以及地基土重度 γ 或基础宽度对承载力的贡献, N_c , N_q 及 N_γ 是仅与土的摩擦角 φ 有关的承载力系数^[1-3], 对其他基础形状、倾斜荷载等情况, 再对上述每一项乘以相应的修正系数^[2]。在不计地基土重度的情况下, 前两个承载力系数 N_c , N_q 分别由 Prandtl 和 Reissner 给出, 且在理论上是精确的^[1-3], 而当考虑地基土重度的影响时问题便复杂得多。

太沙基于 1943 年最早考虑地基土重度进行条形基础下地基承载力的计算^[1], 他认为此时基底与土之间存在的摩擦及黏着作用将在基底下产生一个三角形弹性核, 进而通过分析给出地基承载力的 3 项, 其中的 3 个承载力系数仍然只是内摩擦角的函数, 但前 2 个系数参考 Prandtl 和 Reissner 所给相应土压力的解给出了计算式, 第 3 个系数 N_γ 只能给出数值解, 所以太沙基解一般是以图表形式给出。因问题复杂, 太沙基解的一个重要近似处理是, 在求解第 3 项时采用了与前两项不同的破坏滑移面, 这就决定了这解答是有误差的, 且有些情况下误差可达 30% (见本文第 3 节)。

因此, 在太沙基之后很多研究者对地基承载力的计算进行研究, 给出各不相同的承载力系数 N_γ 。较著名的解有 Meyerhof 给出的 N_γ 为 $(N_q-1)\tan(1.4\varphi)$ ^[3]; Vesic^[4]在 Caquot 和 Kerisel 工作基础上给出的 $2(N_q+1)\tan\varphi$; Hansen^[5]则给出 $1.8(N_q-1)\tan\varphi$, 后又将系数由 1.8 改为 1.5, 而 Verruijt 则认为这系数取 2.0 在总体上更精确些^[6]。对前两个承载力系数多数研究者采用 Prandtl 和 Reissner 针对无刚性核情况下提出的解。由这些解相互之间的显著差异可见, 地基承载力的计算还很值得研究。所以, 直至目前仍有不少研究者讨论地基承载力第 3 项的承载力系数计算, Diaz-Segura^[7]曾比较了 60 篇文献给出的各不相同但均与上述类似的承载力系数 N_γ , 发现差异明显。

由上述分析可见, 目前地基承载力不能准确计算的根本原因, 是对极限荷载计算这一塑性力学问题采用了叠加计算, 亦即对于地基承载力计算式中本非相互独立的三部分按相互独立进行计算。近年来一些研究者注意到这一点, 采用不同的思路研究系数 N_γ 的计算, 考虑多个参数对 N_γ 的影响。文献[8]较早进行了这方面的研究, 文献[9]则在综述前人研究的基础上, 采用数值滑移线法进行计算拟合给出 N_γ 的近似计算

式。

本文摒弃叠加思路, 统一考虑地基及基础的有关参数, 力求给出综合考虑各参数影响的高精度计算公式。为此, 首先深入分析地基承载力的内在机理, 揭示了与埋深相应的超载 q 可以等效转换为黏聚力来考虑其对地基承载力的贡献, 而地基土的重度可等效转换为随深度线性增大的黏聚力, 进而利用本课题组此前针对饱和黏性土地基承载力的计算, 考虑其不固结不排水强度随深度线性增大的情况所提出的计算方法^[10-11]。针对承受非偏心竖向荷载的条形基础下地基发生整体剪切破坏时的承载力问题, 构建了一个将经典公式的三项统一为一个整体的计算公式, 克服了以往计算公式的理论缺陷, 显著改进了地基承载力的计算精度。

对于地基土相对较软或基础埋深相对较大情况下地基的局部剪切破坏, 对于其他形状的基础、倾斜荷载等情况, 也建议了利用本文公式进行计算的方法。

本文除给出地基承载力计算的较为完善的公式之外, 重要的是深入阐释了地基承载的机理, 提出一种全新的计算思路, 这对有关研究同样有重要参考价值。

1 地基土重度与地基承载力的内在联系

本节深入分析地基承载力的机理, 揭示埋深相应超载 q 与地基土重度作用的实质。

首先, 考察埋深相应的基础周围超载 q 的作用与黏聚力 c 的联系。实际上, 由于 Prandtl 与 Reissner 给出的解是精确的, q 与 c 的关系自然应含于他们所给计算式之中。由 Reissner 所给地基承载力系数 N_q 与 Prandtl 地基承载力系数 N_c 的关系有

$$qN_q = q(N_c \tan \varphi + 1) = q \tan \varphi N_c + q \quad (1)$$

考察式 (1) 不难得出以下认识: q 对承载力的贡献首先是使地基承载力提高一倍 q 值, 进而在 $\varphi > 0$ 的情况下又使地基承载力提高 $q \tan \varphi N_c$ 。这意味着 $q \tan \varphi$ 在承载力的计算中可以与同值的黏聚力等效, 而超载 q 使地基承载力即便在 $\varphi = 0$ 时也会提高一倍 q 值。其力学机理按笔者的理解是, 基础周围的地面超载与基底压力中等于 q 的部分共同构成满布于地基顶面的均布荷载, 这均布荷载显然不会使地基破坏, 而在 $\varphi > 0$ 时, 又进一步按黏聚力等同于 $q \tan \varphi$ 提高地基承载力。由于 Prandtl 和 Reissner 给出的承载力系数 N_c 和 N_q 在理论上是精确的, 又按太沙基所给 N_c 和 N_q 的关系, 同样可以得出式 (1), 所以上述推理的结论是肯定的, 同时也回答了为什么 N_q 的下限为 1。

在理解了 q 的上述本质作用之后, 进一步深入分析则不难理解土体重度 γ 的作用与黏聚力的等效作

表 1 基底粗糙时土体重度 γ 与黏聚力随深度增大率的等效性验证

Table 1 Verification of equivalence between γ and the rate of cohesion increase with depth under rough footings									
算例 编号	φ ($^{\circ}$)	c /kPa	γ /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	B /m	q /kPa	滑移面深度/m		地基承载力/kPa	
						原模型	重度等效模型	原模型	重度等效模型
1	5	10	20	3	0	1.91	1.94	77.4	77.3
2	5	10	20	6	0	3.32	3.32	87.2	87.2
3	10	10	10	6	20	4.22	4.22	167.7	167.8
4	20	5	20	6	0	3.77	3.77	309.0	309.0
5	30	0	20	6	20	5.82	5.82	1509.2	1509.5
6	40	0	20	6	0	7.76	7.76	5107.1	5104.9

用。从基底往下任一深度 z ，其下土层所受到的满布压力在超载 q 之外又增加 γz ，按上段的论证可理解这相当于等效黏聚力增大 $\gamma z \tan \varphi$ ，这样 $\gamma \tan \varphi$ 则等同于黏聚力随深度的增大率。这一理解在地基承载力计算中的合理性和正确性，将由下面给出的计算对比进一步予以证实。

为验证土体重度 γ 与黏聚力随深度增大率的等效性，这里采用基于极限分析上、下限定理的有限元极限分析这一精细数值方法^[12-13]进行如下两种计算对比：一计算中照常输入地基土强度指标 c 、 φ 及重度 γ 进行地基承载力计算，而在另一计算中将土体重度 γ 设为 0，同时取地基土的黏聚力为 $c + \gamma z \tan \varphi$ ，亦即黏聚力从基底往下随深度的增长率为 $\gamma \tan \varphi$ 。所完成的大量计算表明，两套输入参数下的有限元极限分析结果完全相同。计算中分别按基底光滑和粗糙进行计算，也就是假定基底与其下土体间可以相对滑动和不可相互滑动来进行计算。为节省篇幅，表 1 仅列出基底粗糙情况下部分计算给出的破坏滑移面深度及地基承载力值，可见两种参数下的计算结果几乎没有差异，这就又从数值计算方面证实了两者的精确等价。

2 地基承载力计算的统一公式

2.1 总体思路

这里首先考虑非偏心竖向荷载下条形基础的地基承载力问题。由第 1 节的分析可知，与基础埋深对应的基础周边超载 q 的作用，除首先将地基承载力提高 1 倍 q 外，在土的内摩擦角大于零时另有与 $q \tan \varphi$ 等值的黏聚力作用，而地基土重度 γ 的作用则等价于黏聚力随深度的增长率 $\gamma \tan \varphi$ 。这样，借鉴此前针对饱和黏性土地基在不排水强度随深度线性增大情况下承载力计算方法的思路，此时的地基承载力同样可取一半滑移面深度处的黏聚力乘以与黏聚力对应的承载力系数 N_c ，并考虑滑移面形状变化引入一修正系数进行计算，亦即可给出如下形式的计算公式：

$$p_u = (c + q \tan \varphi + 0.5 \beta \gamma \tan \varphi Z_{\max}) N_c + q \quad (2)$$

式中， $Z_{\max}$ 为滑移面最大深度， β 为考虑滑移面形状变化对地基承载力系数影响的修正系数。这样式 (2) 右端的前一项近似是滑移面平均深度处的等效黏聚力

与 Prandtl 地基承载力系数 N_c 的乘积，后一项为单独列出的基础周围超载 q 对地基承载力的最低贡献。

式 (2) 是统一考虑基础宽度 B 、地基土强度指标 c 与 φ 、基础埋深对应的基础周围超载 q 以及地基土重度 γ 作用的地基承载力计算公式。它没有叠加计算的理论缺陷，如能较好确定其滑移面的最大深度 $Z_{\max}$ 及滑移面形状修正系数 β ，则可得到计算精度显著改善的计算结果。随后的计算对比可以证实这理论的正确。

2.2 表征等效黏聚力深度增长率无量纲参数

显然，按式 (2) 计算地基承载力的关键之一是确定地基破坏时的滑移面深度 $Z_{\max}$ 。据力学基本原理，对于诸如地基承载力之类的极限荷载问题，极限荷载的大小及相应的滑移面深度等与材料的刚度参数无关，而只与材料的强度及地基基础的几何参数等有关。将这里所考虑的地基在强度特性本质方面与 Prandtl-Reissner 地基比较可见，这里地基的不同点仅仅是“黏聚力”随深度线性增大，因为地基土重度的作用可等效视为黏聚力的深度增长率。而对于 Prandtl 和 Reissner 所考虑的地基，由其所给滑移线形状不难得到滑移面最大深度的计算式。所以这里确定滑移面深度的思路是在 Prandtl-Reissner 滑移面深度的基础上考虑黏聚力随深度增大予以修正。而黏聚力随深度增大这一特性应可以也应该采用一个无量纲的相对增长率来表征，也就是应采用等效黏聚力在一定深度上的增加值与其稳定值的比来表征。根据所有这些深度理论思考，建议取下式定义的无量纲参数：

$$k = \frac{B \gamma \tan \varphi}{c + q \tan \varphi} \quad (3)$$

式 (3) 中，分子是从基底往下一倍基础宽度的深度处等效黏聚力的增加值，而分母是等效黏聚力的稳定值。对此无量纲参数的正确性，由上述的严格论证可以理解是肯定的。但这里仍进一步通过大量有限元极限分析计算对其予以检验。计算结果表明，对任意可能的给定 φ 值，可以在可能的取值范围内任意变化 B ， c ， q 和 γ ，但只要按式 (3) 计算的 k 值相同，实际滑移面深度与 Prandtl-Reissner 滑移面深度的比值是恒定的。将这一比值记为深度修正系数 α ，表 2，3 分别列出基底粗糙和光滑时不同参数时的计算情况。

表 2 基底粗糙时无量纲参数 k 确定滑移面深度的检验

Table 2 Validation of dimensionless parameter k to determine depth of slip plane for rough footings								
算例编号	$\varphi/(^{\circ})$	c/kPa	$\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	B/m	q/kPa	无量纲参数 k	深度/m	深度修正系数 α
1	10	10	20	3	0.0	1.06	1.95	0.73
2	10	0	20	3	56.7	1.06	1.95	0.73
3	10	10	10	6	0.0	1.06	3.91	0.73
4	10	10	20	6	56.7	1.06	3.91	0.73
5	20	20	10	6	0.0	1.09	5.51	0.79
6	20	0	10	6	54.9	1.09	5.51	0.79
7	20	10	20	6	0.0	4.37	4.36	0.63
8	20	0	20	6	27.5	4.37	4.36	0.63
9	20	5	20	6	0.0	8.74	3.77	0.54
10	20	10	20	12	0.0	8.74	7.54	0.54
11	30	5	10	6	0.0	6.93	5.95	0.63
12	30	5	20	6	8.7	6.93	5.95	0.63
13	30	0	20	6	0.0	无穷	4.66	0.49
14	30	0	20	12	0.0	无穷	9.33	0.49

表 3 基底光滑时无量纲参数 k 确定滑移面深度的检验

Table 3 Validation of dimensionless parameter k to determine depth of slip plane for smooth footings								
算例编号	$\varphi/(^{\circ})$	c/kPa	$\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	B/m	q/kPa	无量纲参数 k	深度/m	深度修正系数 α
1	10	10	20	3	0.0	1.06	1.15	0.43
2	10	0	20	3	56.7	1.06	1.15	0.43
3	10	10	10	6	0.0	1.06	2.31	0.43
4	10	10	20	6	56.7	1.06	2.31	0.43
5	20	20	10	6	0.0	1.09	3.04	0.44
6	20	0	10	6	54.9	1.09	3.04	0.44
7	20	10	20	6	0.0	4.37	2.30	0.33
8	20	0	20	6	27.5	4.37	2.30	0.33
9	20	5	20	6	0.0	8.74	2.13	0.31
10	20	10	20	12	0.0	8.74	4.27	0.31
11	30	5	10	6	0.0	6.93	3.18	0.33
12	30	5	20	6	8.7	6.93	3.18	0.33
13	30	0	20	6	0.0	无穷	2.36	0.25
14	30	0	20	12	0.0	无穷	4.72	0.25

如无机理分析, 仅看计算数值的变化趋势, 就很可能给出一个式 (3) 的分子中没有 $\tan \varphi$ 也无实际物理意义的无量纲参数, 将增加后续拟合高精度计算式的难度。

2.3 滑移面深度及形状修正系数的确定

为由式 (2) 计算地基承载力, 需首先确定地基失稳破坏时的滑移面深度 $Z_{\max}$ 与考虑滑移面形状变化使承载力系数变化的修正系数 β 。

首先看滑移面深度。当不考虑地基土重度时, 对于地基典型的整体剪切破坏形式, 由 Prandtl-Reissner 滑移面形状得出其滑移面最大深度为

$$Z_{\text{PR}} = e^{\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \tan \varphi} \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) B \quad (4)$$

滑移面最大深度是基础宽度 B 的倍数, 而这倍数只与内摩擦角 φ 有关。当地基土的重度对地基承载力有贡献时 (亦即 $\varphi > 0$ 时), 与 Prandtl-Reissner 地基的唯一本质差别是等效“黏聚力”随深度增长, 而反映这增长的无量纲参数是式 (3) 定义的 k , 所以此时的滑移面最大深度应为

$$Z_{\max} = \alpha(\varphi, k) Z_{\text{PR}} \quad (5)$$

亦即由 Prandtl 滑移面深度乘以修正系数 α 给出实际滑移面的最大深度 $Z_{\max}$, 修正系数 α 是无量纲参数 k 和

内摩擦角 φ 的函数。

修正系数 α 可通过拟合精细数值计算的结果来确定。本文拟合给出修正系数 α 的计算式为

$$\alpha(\varphi, k) = 1 - e^{-Mk^{-0.5} - N} \quad (6)$$

其中, 基底粗糙的情况下:

$$M = 1.0 \quad , \quad N = 0.8 \sin 2\varphi \quad ; \quad (7)$$

而在基底光滑的情况下:

$$M = 0.6 - 0.4 \tan \varphi \quad , \quad N = 0.33 \sin 2\varphi \quad 。 \quad (8)$$

图 1, 2 分别为基底粗糙和光滑情况下, 对不同 φ 值, 相应修正系数 α 随无量纲参数 k 变化的情况, 其中实线为按式 (6) 拟合的结果, 离散点为精细数值计算的结果, 可见拟合情况良好。同时由图 1, 2 可见, 滑移面最大深度随 φ 和 k 的增大而减小, 但减小的速率递减。此外, 基底粗糙时的滑移面深度较大。

现在看滑移面形状修正系数 β 。这系数实际是考虑滑移面形状与 Prandtl 滑移面不同时, 承载力系数 N_c 的改变, 只用于与地基土重度 γ 有关的部分。计算表明, 对常见情况这系数 β 可取 1.0, 也就是不需修正。但是, 当 k 值很大, 也就是与土重度 γ 对应的等效黏聚力随深度相对增长率很大, 且内摩擦角很小的情况下, 滑移面深度很小, 其形状极为扁平, 此时的承载力系数 N_c 要显著增大, 也就是 β 需取较大值。

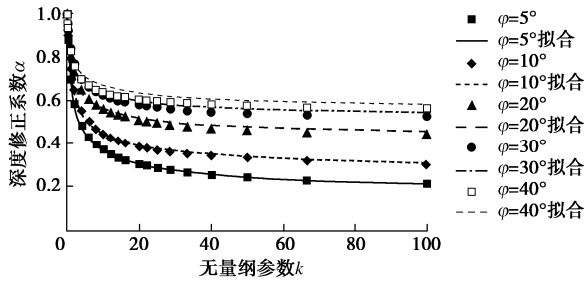


图 1 基底粗糙时滑移面深度修正系数的拟合

Fig. 1 Fitting of slip surface depth correction coefficient for rough footings

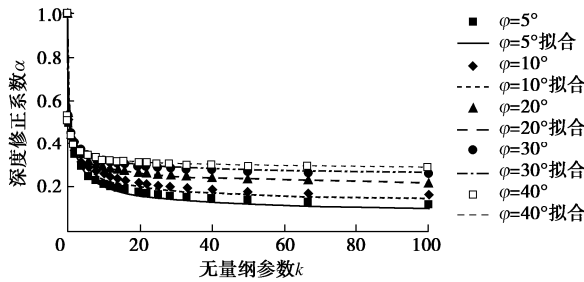


图 2 基底光滑时滑移面深度修正系数的拟合

Fig. 2 Fitting of slip surface depth correction coefficient for smooth footings

修正系数的取值可通过拟合精细数值计算的地基承载力结果来确定。本文结合以上类似的定性规律分析, 通过大量计算拟合给出修正系数 β 的计算式。对于基底粗糙的情况,

$$\beta = 1 + \frac{1}{\sqrt{2}N_c(k^{-0.5} + 1.5 \tan \varphi)} \quad (9)$$

而当基底光滑时,

$$\beta = 1 + \frac{1}{\sqrt{2}(0.6 - 0.4 \tan \varphi)N_c(k^{-0.5} + 0.9 \tan \varphi)} \quad (10)$$

图 3, 4 分别为基底粗糙和光滑情况下, 对不同 φ 值, 相应修正系数 β 随无量纲参数 k 变化的情况, 其中实线为按式 (9) 或式 (10) 拟合的结果, 离散点为精细数值计算的结果。由图可见, 拟合情况总体良好, 但当摩擦角小且基底光滑时的拟合误差稍大。不过, 此时地基土重度对整个地基承载力的贡献所占比例较小, 故所计算地基承载力的误差会远小于 β 的误差。

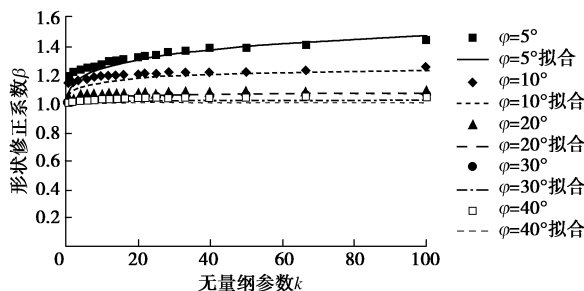


图 3 基底粗糙时滑移面形状修正系数的拟合

Fig. 3 Fitting of slip surface shape correction coefficient for rough footings

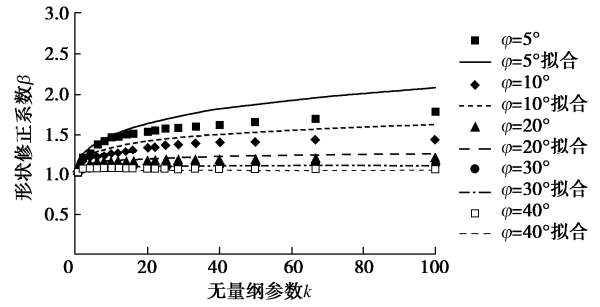


图 4 基底光滑时滑移面形状修正系数的拟合

Fig. 4 Fitting of slip surface shape correction coefficient for smooth footings

2.4 其他复杂情况下的承载力计算

至此, 针对承受非偏心竖向荷载条形基础下地基的整体剪切破坏, 本文提出了统一考虑各有关因素的地基承载力计算公式。但实际工程中有多种复杂情况, 这里简要说明其他情况下利用本文公式的计算方法。当地基土相对较软或埋深相对较大情况下, 地基可能发生局部剪切破坏而非前述的整体剪切破坏, 此时建议仍按太沙基的做法, 采用折减的强度指标进行计算, 亦即将土的强度指标折减后再如上进行计算。

对于其他形状的基础、荷载倾斜、地面倾斜等情况, 建议仍采用 Hansen 等给出的修正系数^[2, 5]。此时需明确, 本文的计算公式仍可如经典公式一样写成 3 项, 即式 (2) 可改写为

$$p_u = cN_c + (N_c \tan \varphi + 1)q + 0.5\beta\gamma \tan \varphi Z_{\max} N_c \quad (11)$$

式 (11) 右端 3 项与经典公式的 3 项逐一对应, 只是改进了第 3 项的计算。当计算诸如矩形基础的地基极限承载力时, 可先按宽度等于矩形宽度的条形基础如上计算式 (11) 右端的 3 项, 再分别乘以 Hansen 所给基础形状系数 s_c , s_q 和 s_γ 。可以理解, 这样计算的精度不会较原公式有任何降低。限于篇幅, 这里不再展示相应的算例。

此外, 对式 (11) 的最后一项还可以整理为经典公式中第 3 项的样式, 从而可以清楚而肯定地认识到 N_γ 到底与哪些参数或参数的组合式有关。

2.5 计算方法的检验

为检验上述整个计算方法的正确性及计算精度, 针对承受非偏心竖向荷载的条形基础取多种不同的基础宽度 B 、土体强度指标 c 、 φ 及重度 γ , 以及基础埋深对应的超载 q , 分别按上述计算公式和有限元极限分析方法计算相应滑移面深度 $Z_{\max}$ 及地基极限承载力 p_u , 结果表明所提出的计算方法的计算精度很高, 相对误差一般不大于 5%。表 4, 5 分别给出基底粗糙和基底光滑情况下的部分计算对比。对比两表计算结果还可以看出, 基底粗糙时的地基承载力明显大于基底光滑时的值, 特别是在内摩擦角和土体重度大的情况下。

表 4 基底粗糙时计算方法的检验
Table 4 Verification of calculation method for rough footings

算例 编号	φ /(°)	c /kPa	γ /(kN·m ⁻³)	B /m	q /kPa	无量纲 参数 k	极限分析			公式计算		承载力 相对误差/%
							$Z_{\max}/m$	A	p_u/kPa	α	p_u/kPa	
1	5	20	10	3	0	0.13	2.24	0.94	136.8	0.94	136.4	-0.3
2	5	5	20	3	0	1.05	1.58	0.66	43.6	0.67	42.4	-2.8
3	5	0	20	3	0	无穷	0.40	0.17	3.4	0.13	3.2	-5.3
4	10	10	20	3	0	1.06	1.86	0.69	116.8	0.71	113.5	-2.9
5	10	0	20	6	40	3.00	3.11	0.58	153.4	0.57	148.6	-3.1
6	10	0	20	6	0	无穷	1.50	0.28	26.0	0.24	24.9	-4.2
7	20	20	10	6	0	1.09	5.40	0.77	458.3	0.77	446.3	-2.6
8	20	5	20	6	0	8.74	3.89	0.56	308.9	0.57	301.7	-2.3
9	20	0	20	6	0	无穷	2.81	0.40	169.9	0.40	164.5	-3.2
10	30	20	20	6	0	3.46	6.40	0.67	1823.2	0.71	1793.8	-1.6
11	30	5	20	6	0	13.86	5.42	0.57	1195.4	0.62	1194.2	-0.1
12	30	0	20	6	0	无穷	4.66	0.49	884.6	0.50	849.7	-3.9
13	40	20	20	6	0	5.03	8.80	0.62	7737.9	0.71	7850.8	1.5
14	40	0	20	6	0	无穷	7.55	0.54	5113.0	0.55	4889.8	-4.4

表 5 基底光滑时计算方法的检验
Table 5 Verification of calculation method for smooth footings

模型 编号	φ /(°)	c /kPa	γ /(kN·m ⁻³)	B /m	q /kPa	无量纲参 数 k	极限分析			公式计算		承载力 相对误差/%
							$Z_{\max}/m$	α	P_u/kPa	α	P_u/kPa	
1	5	20	10	3	0	0.13	1.42	0.60	133.4	0.80	135.6	1.7
2	5	5	20	3	0	1.05	1.03	0.43	38.7	0.46	39.7	2.6
3	5	0	20	3	0	无穷	0.28	0.12	2.6	0.06	2.6	0.5
4	10	10	20	3	0	1.06	1.15	0.43	101.9	0.47	104.4	2.5
5	10	0	20	6	40	3.00	1.80	0.34	130.8	0.34	131.7	0.7
6	10	0	20	6	0	无穷	0.84	0.16	16.9	0.11	16.9	0.1
7	20	20	10	6	0	1.09	3.04	0.44	384.2	0.48	393.7	2.5
8	20	5	20	6	0	8.74	2.21	0.32	207.8	0.31	207.7	-0.1
9	20	0	20	6	0	无穷	1.49	0.21	94.6	0.19	95.0	0.4
10	30	20	20	6	0	3.46	3.58	0.38	1269.0	0.38	1276.1	0.6
11	30	5	20	6	0	13.86	2.98	0.31	716.1	0.32	722.2	0.8
12	30	0	20	6	0	无穷	2.36	0.25	457.9	0.25	461.8	0.8
13	40	20	20	6	0	5.03	4.80	0.34	4835.7	0.36	4785.6	-1.0
14	40	0	20	6	0	无穷	3.84	0.27	2571.0	0.28	2586.4	0.6

底粗糙，还是 Prandtl-Reissner 解精确。

3 与现有主流计算公式的对比

3.1 与太沙基解的比较

本节将本文公式与太沙基解进行比较。太沙基解是假定基底粗糙给出地基承载力的 3 个系数，其中前两个系数 N_c 与 N_q 较 Prandtl-Reissner 给出的要大。因其第 3 个承载力系数 N_γ 仅能给出数值解，故其承载力系数在多数土力学教科书中是以曲线形式给出，但文献[14]列表给出了太沙基承载力系数值，这里在按太沙基公式计算时采用文献[14]给出的系数值。

表 6 列出不同土体强度参数取值时太沙基公式、本文式(2)与有限元极限分析计算结果的对比。这里取基础宽度 $B=6\text{ m}$ ，周边超载 $q=0$ ，地基土重度 $\gamma=20\text{ kN/m}^3$ 。按太沙基的假定，认为基底粗糙，故这里的有限元极限分析和本文计算公式均按基底粗糙来考虑。由表 6 可见，太沙基公式误差最高可达 30%。且在 $\varphi=0$ 时，太沙基公式仍是不准确的，这说明太沙基公式中的系数 N_c 存在误差。实际上 $\varphi=0$ 时即使假定基

3.2 与 Hansen 解的比较

Hansen 解是为改进太沙基解的计算精度而提出的，其前两个地基承载力系数与 Prandtl-Reissner 的相同，而第 3 个系数 N_γ 的计算式为

$$N_\gamma = 1.8(N_q - 1)\tan\varphi \quad (12)$$

式(12)中的系数 1.8 是 Hansen 最初建议的^[5]，后来改为 1.5^[2]，而 Verruijt 认为这系数理论上取 2.0 更准确些^[6]。

这里同样取基础宽度 $B=6\text{ m}$ ，基础周边超载 $q=0$ ，地基土重度 $\gamma=20\text{ kN/m}^3$ 。有限元极限分析和本文计算公式均按基底粗糙进行计算。表 5 列出与 Hansen 公式计算结果的比较，其中对 Hansen 所给式(12)中的系数分别取 3 种不同的值。可见系数取 1.5 时承载力普遍偏小，相对误差绝对值接近 30%，而取 2.0 时确实总体误差绝对值减小，但 φ 较大且 c 较小时出现正的误差，亦即结果偏大。

表 6 与太沙基公式的比较

Table 6 Comparisons with Terzaghi formula

算例编号	φ /($^{\circ}$)	c /kPa	极限分析承载 力/kPa	太沙基公式 /kPa	太沙基公式 相对误差/%	本文公式 /kPa	本文公式相对 误差/%
1	0	5	25.7	28.5	10.9	25.7	0.0
2	5	5	51.7	66.5	28.7	49.7	-3.9
3	10	5	92.3	120.0	30.0	88.4	-4.2
4	20	5	308.9	388.5	25.8	301.7	-2.3
5	30	5	1195.5	1368.0	14.4	1194.2	-0.1
6	40	5	5968.4	6502.5	8.9	6074.9	1.8
7	44	5	12705.0	16359.5	28.7	13033.0	2.6
8	0	50	257.1	285.0	10.9	257.1	0.0
9	5	50	351.7	395.0	12.3	349.9	-0.5
10	10	50	492.6	552.0	12.1	486.3	-1.3
11	20	50	1074.6	1185.0	10.3	1049.7	-2.3
12	30	50	2880.0	3042.0	5.6	2825.9	-1.9
13	40	50	10609.0	10809.0	1.9	10700.1	0.9
14	44	50	20430.0	23195.0	13.5	20938.2	2.5

表 7 与 Hansen 公式的比较

Table 7 Comparisons with Hansen formula

算例 编号	φ /($^{\circ}$)	c /kPa	极限分析 承载力 /kPa	系数 1.5		系数 1.8		系数 2.0		本文公 式/kPa	本文公 式相对 误差/%
				Hansen 解 /kPa	相对误差/%	Hansen 解/kPa	相对误差/%	Hansen 解 /kPa	相对误差 /%		
1	0	5	25.7	25.7	0.0	25.7	0.0	25.7	0.0	25.7	0.0
2	5	5	51.7	36.9	-28.6	37.8	-26.9	38.4	-25.7	49.7	-3.9
3	10	5	92.3	65.1	-29.5	69.7	-24.4	72.9	-21.1	88.4	-4.2
4	20	5	308.9	251.0	-18.7	286.4	-7.3	310.0	0.4	301.7	-2.3
5	30	5	1195.5	1054.9	-11.8	1235.7	3.4	1356.3	13.4	1194.2	-0.1
6	40	5	5968.4	5149.0	-13.7	6103.5	2.3	6739.8	12.9	6074.9	1.8
7	0	50	257.1	257.1	0.0	257.1	0.0	257.1	0	257.1	0.0
8	5	50	351.7	328.9	-6.5	329.8	-6.2	330.4	-6.1	349.9	-0.5
9	10	50	492.6	440.6	-10.6	445.3	-9.6	448.4	-9.0	486.3	-1.3
10	20	50	1074.6	918.6	-14.5	954.0	-11.2	977.6	-9.0	1049.7	-2.3
11	30	50	2880.0	2411.2	-16.3	2592.0	-10.0	2712.6	-5.8	2825.9	-1.9
12	40	50	10609.0	8538.1	-19.5	9492.6	-10.5	10128.9	-4.5	10700.1	0.9

尽管 Hansen 解在计算 N_y 时, 其计算式中的系数用 1.5 普遍偏保守, 但笔者的观点是, 在可能条件还是尽量准确计算, 之后再考虑参数的可能误差及工程之重要性来决定安全系数的大小。否则, 决策是盲目的, 对复杂工程未必安全。

此外, 如将 Hansen 解与基底光滑情况下的有限元极限分析结果比较, 即使取其中的系数为 1.5, Hansen 解也多给出偏大的结果, 且正误差最大超过 50%, 限于篇幅这里不再列出详细结果。

4 结 论

本文针对目前一般地基承载力计算中存在的问题, 在深入分析地基承载力机理的基础上, 提出一种新的改进计算方法。

(1) 现有计算公式在理论上存在的突出问题是对极限荷载问题采用了叠加计算的思路, 故难以达到较

好的计算精度。太沙基解的误差可达 30%, Hansen 解的误差稍小, 但最大也接近 30%。

(2) 本文深入分析了地基承载的机理, 揭示了基础埋深对应的基础周围超载和地基土自重在地基承载力的计算中可分别等价为黏聚力和黏聚力随深度增长率, 从而可采用统一的方法予以考虑。

(3) 采用理论分析确定公式形式、数值计算拟合确定修正系数的方法, 针对非偏心竖向荷载下的条形基础给出了综合考虑地基土强度、基础埋深和地基土重度的无量纲参数以及相应的地基承载力统一计算式, 分别考虑了基底粗糙和光滑两种情况, 与精细数值计算结果的对比表明所提出无量纲参数及地基承载力计算公式的合理性、正确性及高精度。

(4) 与目前已有太沙基解、Hansen 解的计算对比, 表明本文所提方法的计算精度显著提高。

(5) 对于其他形状的基础、倾斜荷载等情况, 利

用本文公式计算时仍可采用已有的修正系数。

参考文献:

- [1] TERZAGHI K. Theoretical Soil Mechanics[M]. Hoboken: John Wiley and Sons, 1943.
- [2] 李广信, 张丙印, 于玉贞. 土力学[M]. 2 版. 北京: 清华大学出版社, 2013. (LI Guang-xin, ZHANG Bing-yin, YU Yu-zhen. Soil Mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2013. (in Chinese))
- [3] CRAIG R F. Soil Mechanics[M]. Boston: Springer, 1983.
- [4] VESÍĆ A S. Analysis of ultimate loads of shallow foundations[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1973, **99**(1): 45 - 73.
- [5] HANSEN J B. A general formula for bearing capacity[J]. Danish Geotechnical Institute, 1961(11): 38 - 46.
- [6] VERRUIJT A. Soil Mechanics[D]. Delft: Delft University of Technology, 2012.
- [7] DIAZ-SEGURA E G. Assessment of the range of variation of N_γ from 60 estimation methods for footings on sand[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2013, **50**(7): 793 - 800.
- [8] 肖大平, 朱维一, 陈 环. 滑移线法求解极限承载力问题的一些进展[J]. 岩土工程学报, 1998, **20**(4): 25 - 29. (XIAO Da-ping, ZHU Wei-yi, CHEN Huan. Progress in slip lines method to solve the bearing capacity problem[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1998, **20**(4): 25 - 29. (in Chinese))
- [9] 韩冬冬, 谢新宇, 王忠瑾, 等. 条形粗糙基础极限承载力求解与误差分析[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(10): 1789 - 1796. (HAN Dong-dong, XIE Xin-yu, WANG Zhong-jin, et al. Solution and error evaluation for bearing capacity of rough strip footings[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(10): 1789 - 1796. (in Chinese))
- [10] 李贤杰. 深基坑坑底抗隆起验算方法及圆形基坑分析方法研究[D]. 北京: 清华大学, 2020. (LI Xian-jie, Calculation Method for Basal Stability of Deep Excavation and Analysis of Circular Foundation Pit[D]. Beijing: Tsinghua University, 2020. (in Chinese))
- [11] 宋二祥, 付 浩, 李贤杰. 饱和黏性土地基不排水条件下承载力计算方法[J]. 岩土力学, 2021, **42**(11): 2919 - 2924, 2952. (SONG Er-xiang, FU Hao, LI Xian-jie, A calculation method for the bearing capacity of saturated soil under undrained conditions[J]. Rock and Soil Mechanics, 2021, **42**(11): 2919 - 2924, 2952. (in Chinese))
- [12] KRABBENHOFT K. OPTUM G2: Theory[M]. Copenhagen: Optum Computational Engineering, 2019.
- [13] 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))
- [14] 苏 栋. 土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 2015. (SU Dong. Soil Mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2015. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202201003

红黏土覆盖层水力参数演变规律与防渗设计讨论

焦卫国^{1,3}, 刘振男^{1,3}, 季永新², 张 玥^{1,3}, 贺明卫^{1,3}, 廖化荣^{1,3}

(1. 贵州理工学院土木工程学院, 贵州 贵阳 550003; 2. 中国建筑第四工程局有限公司工程技术研究院(技术中心), 广东 广州 510665;

3. 贵州理工学院乡村建设工程技术研究中心, 贵州 贵阳 550003)

摘 要: 以红黏土为对象, 通过室内单元体并结合填埋场现场原位试验, 从建设施工和建成后长期服役两个不同时间尺度对土质覆盖层水力参数开展了 5 a 的跟踪监测; 分析对比了从实验室到现场、从建设施工到建成长期服役水力参数的劣化衰减规律。结果表明: ①5 a 长期服役中, 无植被红黏土覆盖层入渗系数从 10^{-7} cm/s 增大到 10^{-3} cm/s, 增大 4 个数量级; 有植被条件入渗系数从 10^{-7} cm/s 增大到 10^{-6} cm/s, 增大 1 个数量级。②自然气候长期服役覆盖层中大孔隙逐渐增多, 降雨雨强过大(如暴雨)导致土质覆盖层防渗能力和储水能力下降。工程设计中应根据当地降雨参数进行适当放大调整。③自然气候下经历反复吸、脱湿滞回循环, 土质覆盖层的储水能力与降雨前土层吸湿起点(或初始吸力)和吸湿路径有关。采用室内吸湿起点初始吸力-1500 kPa 的主吸湿曲线设计偏于保守, 结果相对安全。

关键词: 尾矿堆场; 填埋场; 封场覆盖; 植被土; 长期服役; 水力参数; 植被根系; 防渗设计

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)01-0045-08

作者简介: 焦卫国(1983—), 男, 博士, 从事非饱和土力学、环境土工方面的研究和教学工作。E-mail: 805810460@qq.com。

Evolution laws of hydraulic parameters of red clay covers and design of seepage prevention

JIAO Wei-guo^{1,3}, LIU Zhen-nan^{1,3}, JI Yong-xin², ZHANG Yue^{1,3}, HE Ming-wei^{1,3}, LIAO Hua-rong^{1,3}

(1. School of Civil Engineering, Guizhou Institute of Technology, Guiyang 550003, China; 2. Engineering Technology Research Institute

(Technology Center) of Chinaconstruction Fourth Engineering Division Co., Ltd., Guangzhou 510665, China; 3. Rural construction

Engineering Technology Research Center of Guizhou Institute of Technology, Guiyang 550003, China)

Abstract: Through the laboratory unit and in-situ tests in landfill site, the hydraulic parameters of red clay soil covers have been monitored for more than five years on two different time scales of construction and long-term service. The degradation laws of hydraulic parameters from laboratory to field as well as from construction to long-term service are analyzed and compared. The results show that: (1) During the five years of long-term service, the infiltration coefficient of red clay covers without vegetation changes from 10^{-7} cm/s to 10^{-3} cm/s, with the variation fluctuated by 5 orders of magnitude, and the infiltration coefficient with vegetation is 2 orders of magnitude from 10^{-7} cm/s to 10^{-6} cm/s. (2) The macropores in the covers gradually increase in the long-term service of natural climate, and the excessive rainfall (such as rainstorm) leads to the decrease of water storage capacity of soil overburden. In engineering design, it should be adjusted according to the local rainfall parameters. (3) With the repeated cycles of moisture absorption and desorption, the water storage capacity is related to the initial matrix suction and path of moisture absorption before rainfall. The design of the main moisture absorption curve with the starting point of laboratory moisture absorption (initial matric suction) of -1500 kPa is conservative, and the results are relatively safe.

Key words: tailings stockyard; landfill; soil cover; vegetation soil; long-term service; hydraulic parameter; vegetation root system; design of seepage prevention

0 引 言

当前, 中国有上千座既有存量垃圾填埋场与各类尾矿库渣场面临库容饱和亟需封场治理。封场治理的目的是封闭安定废弃堆体, 减少降雨入渗保护堆体边坡稳定并通过植被复绿而恢复环境。封场覆盖层一般

位于堆体表层, 其上边界直接与自然气候环境接触,

基金项目: 国家自然科学基金项目(52069005); 黔科合基金项目([2019]1143, ZK[2021]295); 中建四局科技项目(1700202100019003); 贵州理工高层次人才项目(XJGC20190912)

收稿日期: 2020-07-07

下边界覆盖着各类垃圾或尾矿矿渣(图 1)。传统复合覆盖层与黏土覆盖层因黏土开裂和土-膜界面滑动失稳频发而长期防渗性能不佳。

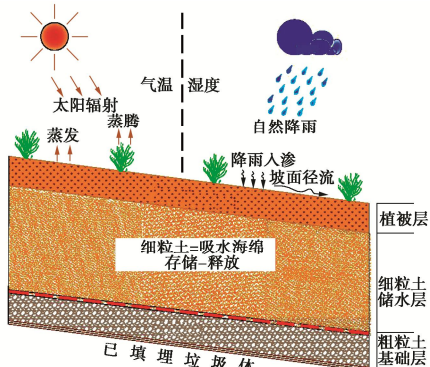


图 1 土质封场覆盖层水分存储-释放循环防渗机理物理模型
Fig. 1 Model for seepage prevention mechanism of water storage-release cycle in soil cover

新型土质覆盖层主要有单一型和毛细阻滞型两种。以单一型土质覆盖层为例：细粒土好比能储水的海绵具有一个最大储水率，当实际储水率超过土层最大储水率则会发生渗漏^[1]。土层最大储水率一般认为是田间持水率 θ_c ，即土水特征曲线(SWCC)上吸力 10~33 kPa 所对应的体积含水率^[1-2]；最低储水率是植被枯萎时的枯萎含水率 θ_m ，即土水特征曲线上吸力-1500 kPa 所对应的含水率^[1-2]。最大储水率 θ_c 与最低储水率 θ_m 之间的差值，称为有效储水率 θ_a ($\theta_a=\theta_c-\theta_m$)^[1-2]。当细粒土厚度适中且渗透性较低时，其就像吸水海绵降雨时存储入渗水分晴朗时植被蒸腾释放水分；通过水分的存储-释放循环而实现防渗功能(图 1)^[3]。土水特征曲线(SWCC)和渗透系数 k_s 是土质覆盖层防渗设计的关键参数。

当前，SWCC 和 k_s 等指标普遍是在建设之初通过取样在实验室进行精细制样测试并以之作为防渗设计参数，鲜有考虑长期服役防渗参数的衰减裂化等。在长达几十年的服役过程中，封场覆盖层直接与大气环境接触暴露在自然气候条件下，动植物的生理活动(如植被根系的生长、穿刺与腐烂)、干湿(如日照-降雨)和冻融(如凝冻-融化)等自然气候循环对土体结构的反复影响，其水力特征参数势必会变化而导致防渗功能大幅下降或失效^[4-8]。如张文杰等^[4]对土质覆盖层开展了历时 15 个月的长期监测发现粉质黏土底部含水率过高时会导致覆盖层防渗功能的暂时失效。Albright^[6]分别在填埋场现场和实验室开展了黏土的渗透系数测试，结果表明现场覆盖层水力参数较建设之初有较大差异，同时还发现经过 4 a 的长期服役，渗透系数 k_s 增加几个数量级。Benson^[8]等对北美十多个填埋场土质覆盖层从实验室到现场、从现场施工到施工结束服役 1~4 a 期的水力特征参数进行了比较。结果表明：

现场覆盖层饱和导水率 k_s 与饱和体积含水率 θ_s 较建设之初呈量级或倍数增加，土水特征曲线(SWCC) Van-Genuchten 模型^[9]参数也会发生变化。随着服役时间的延长，一直沿用室内设计初的参数会产生较大误差甚至会高估覆盖层的防渗能力。

红黏土是一种黏土，在中国西南地区分布广，质优价廉，防渗性能极佳^[10]，已在表土覆盖防渗类工程，如填埋场封顶覆盖^[10-12]、尾矿库封场复绿、土石坝坝坡、路基和路堤边坡的坡面绿化工程^[13]中广泛运用。但目前针对红黏土在自然气候下长期服役水力特性衰减方面的研究却很少。本文以红黏土为研究对象，从建设之初和建设后长期服役两个不同时间尺度对土质覆盖层水力参数开展了长期监测；分析对比了从建设初到建设后长期服役水力参数的衰减变化规律。以期为类似表土类覆盖防渗工程水力参数的选取和定值提供参考。

1 试验方法与材料

1.1 试验场地

贵州省位于中国西南喀斯特岩溶发育区中心，红黏土广泛分布。试验填埋场是贵阳市最大的生活垃圾填埋处理设施，于 2015 年 12 月在第 4、5、6 级平台分别建设了#1、#2、#3 红黏土覆盖层现场试验区，在#1、#2 试验区分别埋设了 2 支张力计和 2 支 TDR。张力计为 Soil Moisture 公司所产 jet-filled 2725 型；TDR 测试主机为美国产 TDR-100，探头为自制三针式探头(图 2)。现场试验设置见表 1，详细信息请参见文献^[10]。



图 2 现场#1、#2 试验区张力计和 TDR 埋设

Fig. 2 Embedment of tensiometer and TDR in test areas No. 1 and 2

表 1 现场长期监测试验工况设计
Table 1 Design of field long-term monitoring tests

测试区	位置	植被条件	有/无仪器埋设	埋设深度
#1	4 级平台	无	张力计、水分 TDR	15, 45 cm (各 2 支)
#2	5 级平台	有	张力计、水分 TDR	15, 45 cm (各 2 支)
#3	6 级平台	有、无(约一半)	无	无

1.2 测试项目

2015—2020 年连续 6 a 分别在室内（实验室）和现场开展了测试。现场开展了自然气候条件下的红黏土土水特征、双套环原位入渗和土层裂缝观测。室内开展了重塑和原状红黏土的基本参数、土水特征曲线与饱和渗透性测试。现场和室内（实验室）开展的测试项目、测试仪器与方法详见表 2。

表 2 现场和室内（实验室）开展的测试项目与测试方法
Table 2 Items and methods of field and indoor (laboratory) tests

现场	仪器和方法	室内	仪器和方法
现场覆盖层红黏土体积含水率和基质吸力监测	TDR/张力计联合监测	重塑红黏土基本物理性质和参数	室内土工常规测试
现场覆盖层红黏土双套环原位入渗	下文详述	重塑土室内变水头饱和渗透系数	室内变水头渗透试验
现场降雨等气候条件	翻斗式雨量计和气象信息网	室内重塑土的土水特征曲线	体积压力板仪（0~1500 kPa）
现场覆盖层红黏土裂缝观测	详见文献[8]	现场取回的覆盖层原状土土水特征曲线	体积压力板仪（0~1500 kPa）

现场测试：采用埋设于土层中的张力计和 TDR 分别对红黏土开展了基质吸力和含水率测试，测试前对 TDR 含水率测试结果进行了校核和标定。2015—2020 年连续 6 a 分别在#1 试验区（无植被）和#2 试验区（有植被）进行了双套环原位入渗试验，获得了红黏土不同服役年限的稳定入渗系数（ k_f ）。双套环原位入渗是野外用于测试或评价土体原位渗透性的可靠方法^[14-15]。试验简图见图 3，在大、小钢环内注水至相同高度（本文为 5 cm），利用大、小玛里奥特供水瓶分别对外、内环补水以控制恒定水头。试验时每隔一定时间测量小环中的入渗量，利用式（1）求得单位时间流量 q 后即可计算入渗系数：

$$q = \frac{Q}{ts}, \tag{1}$$

式中， Q 为 t 时间内供水小桶内流出的水量， s 为小套环包围的面积。

表 3 红黏土基本物理力学参数

Table 3 Basic physical and mechanical parameters of red clay										
天然含水率/%	天然密度/(g·cm ⁻³)	相对质量密度	液限/%	塑限/%	最优含水率/%	最大干密度/(g·cm ⁻³)	压缩系数 a_{1-2} /MPa ⁻¹	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa	孔隙比
31.5	1.67	2.71	70.65	40.32	23.8	1.61	0.21	14.5	18.7	1.13

室内测试：试验区建设前，在实验室内对重塑红黏土的基本物理性质、颗分、力学和渗透参数进行了测试。室内重塑土与现场试验区建设用土均取自填埋场取土场，两者属同一地点，同一边坡，同一地层。2015—2020 年连续 6 a 在#3 试验区开挖探坑取出原状样（图 4（a），（b））带回室内，采用体积压力板仪测试了田间持水率 θ_c 、枯萎含水率 θ_m 和有效储水率 θ_a 等指标并获得了 0~1500 kPa 吸-脱湿土水特征曲线。

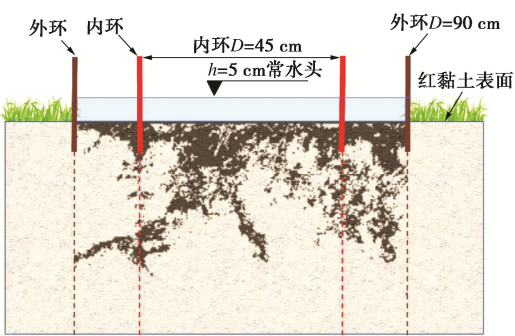


图 3 现场双套环原位入渗试验简图
Fig. 3 Principle of field double-ring in infiltration tests



(a) 现场探坑开挖取土 (b) 取出的现场原状红黏土
图 4 现场覆盖层红黏土原状土取样

Fig. 4 Sampling of field undisturbed red clay soil

1.3 材料特性

重塑红黏土基本物理性质测试结果见表 3。塑性指数 I_p 为 30.33。粒径级配测试结果表明：2.0~0.075 mm 间的粗粒组含量 18.7%，0.075~0.005 mm 间的粉粒组含量 37.8%，粒径 $r<0.005$ mm 的黏粒组含量 43.5%。由液限、塑限并结合粒径级配可知该土属黏土。

2 饱和渗透性演变规律与讨论

2.1 饱和渗透性随服役时间演变规律

图 5 是#1 试验区（无植被）2015—2020 年连续 6 a 利用双套环原位入渗试验测得的现场红黏土入渗曲线。可见：2015 年建造之初（服役 0 a）入渗系数为

1.94×10^{-7} cm/s; 2016年(服役1.07 a)为 5.65×10^{-3} cm/s; 2020年(服役5.0 a)为 1.03×10^{-3} cm/s。5 a服役期,入渗系数从建设之初的 10^{-7} cm/s 增大到 10^{-3} cm/s, 增大4个数量级。

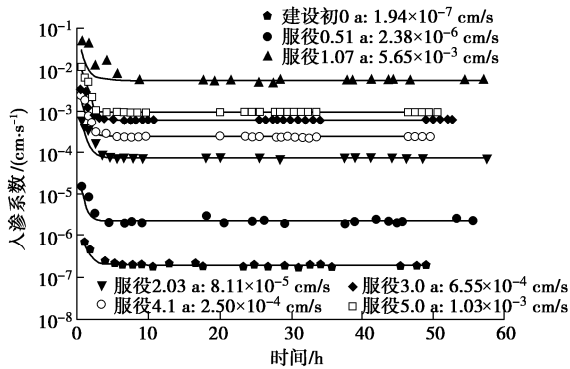


图5 现场无植被2015—2020年服役期红黏土入渗曲线

Fig. 5 Infiltration curves of red clay without vegetation from 2015 to 2020

图6为在#2试验区(有植被)2015—2020年连续6 a利用双套环原位入渗试验测得的现场红黏土入渗曲线。可见:2015年建造之初(服役0 a)入渗系数为 1.94×10^{-7} cm/s; 2017年(服役2.03 a)为 1.03×10^{-6} cm/s; 2020年(服役5.0 a)为 6.32×10^{-6} cm/s。5 a服役期,入渗系数从建设之初的 10^{-7} cm/s 增大到 10^{-6} cm/s, 增大1个数量级。

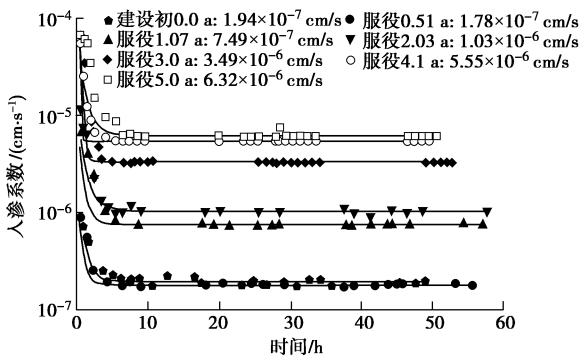


图6 现场有植被2015—2020年服役期红黏土入渗曲线

Fig. 6 Infiltration curves of red clay with vegetation from 2015 to 2020

2.2 渗透性讨论

图7给出了2015—2020年连续6 a在#1、#2试验区利用双套环入渗试验测得的现场土和相同干密度室内重塑土的渗透系数对比。由图7可见:现场覆盖层红黏土饱和渗透系数(1.94×10^{-7} cm/s)比室内重塑红黏土(1.42×10^{-7} cm/s)大36.62%。文献[8]分析了现场土与室内重塑土渗透系数存在差异的原因。但需注意的是,当前中国类似工程建设之初防渗参数往往通过室内重塑土的精细制样测试而获得,故需注意两者渗透性的差异。其次,在5 a服役期间#1试验区(无植被)入渗系数较建设之初有明显的增大且从 10^{-7}

cm/s 增大到 10^{-3} cm/s, 变化4个数量级; #2试验区(有植被)入渗系数较建设之初也有明显的增大且从 10^{-7} cm/s 增大到 10^{-6} cm/s, 变化1个数量级。有、无植被条件入渗系数波动变化的差异是巨大的,这与无植被裸露黏土更易开裂有关^[10]。这表明工程中若用压实红黏土作填埋场、尾矿库、边坡和路基路堤等表土类覆盖防渗材料时,积极种植植被能减缓黏土覆盖层防渗性能的衰减与裂化。

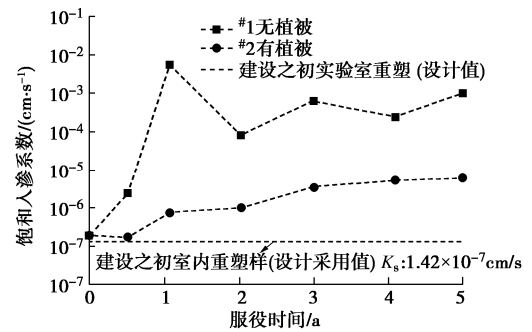


图7 2015—2020年各年有植被与无植被条件渗透系数对比

Fig. 7 Comparison of permeability coefficients with and without vegetation from 2015 to 2020

3 持水特性演变规律与讨论

3.1 土水特征曲线参数演变特性

文献[10]采用 Van-Genuchten (V-G) 模型^[9]对红黏土土水特征进行了拟合, V-G 模型为

$$\theta_s = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{\phi}{a}\right)^n\right]^m} \quad (2)$$

式中 θ_s 为饱和含水率; θ_r 为残余含水率; a 为与土壤进气值有关的倒数 ($1/a$ 为土体进气值); n 为脱水速率较快的斜线段斜率; m 为系数 ($m=1-1/n$)。图8是#2试验区(有植被)覆盖层2015—2020年连续6 a从现场取回的红黏土原状样在实验室内利用体积压力板仪测试而来的0~1500 kPa脱湿土水特征点。图8中虚线是由脱湿点基于V-G模型拟合而来的曲线,表4给出了V-G模型拟合得到的4个参数值。结合图8和表4可见:自然气候条件下覆盖层经历不同时间服役后,红黏土土水特性会逐渐变化。饱和含水率 θ_s 、残余含水率 θ_r 、与进气值有关的倒数 a 、脱水速率 n 各年有小范围波动且呈逐年增加之势。如 θ_s 由2015年(建设初0.0 a)的49.05%增加到2020年(服役5.0 a)的51.67%; a 由2015年的2.59增加到2020年的11.07。脱水速率 n 由2015年建设初的1.01增加到2020年的1.60。

图9是#2试验区(有植被)2015—2020年连续6 a从现场取回的红黏土原状样在实验室内利用体积压

力板仪测试而来的 1500→0 kPa 吸湿土水特征点。图中虚线是由吸湿点基于 V-G 模型拟合而来的曲线, 表 5 是拟合得到的 V-G 模型参数。可见: 从 2015 年建设之初 (0.0 a) 到 2020 年 (服役 5.0 a), θ_s , θ_r , a 和 n 均在发生变化。上述长期服役过程中, 土水特性和参数的变化可能与植物根系生长导致的土体结构改变和根系分泌物等有机物含量增加有关^[7]。

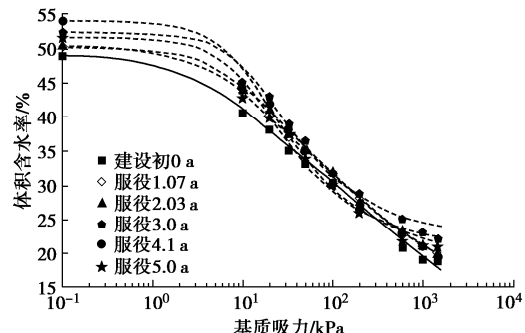


图 8 自然气候下 2015—2020 年服役期红黏土土水特征曲线 (脱湿过程)

Fig. 8 Soil-water characteristic curve of red clay in natural climate from 2015 to 2020 (moisture desorption)

表 4 自然气候下 2015—2020 年服役期红黏土土水特征曲线 V-G 模型拟合参数 (脱湿过程)

Table 4 Fitting parameters of V-G model of soil-water characteristic curves of red clay in natural climate from 2015 to 2020 (moisture desorption process)

服役时间	饱和含水率 $\theta_s/\%$	残余含水率 $\theta_r/\%$	与进气值有 关的倒数 a	脱水速率 n
建造之初 (2015 年)	49.05	18.78	2.59	1.01
第 1 年 (2016 年)	50.27	20.12	6.31	1.16
第 2 年 (2017 年)	50.31	19.74	8.52	1.19
第 3 年 (2018 年)	52.41	22.09	13.33	1.58
第 4 年 (2019 年)	53.95	19.47	10.86	1.55
第 5 年 (2020 年)	51.67	20.97	11.07	1.60

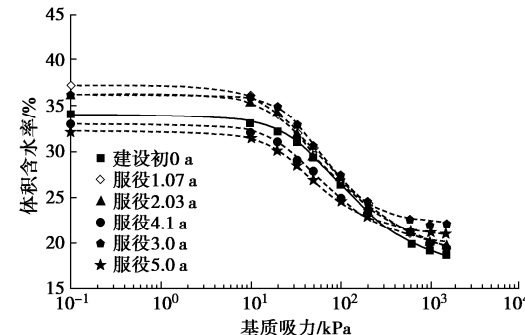


图 9 自然气候下 2015—2020 年服役期红黏土土水特征曲线 (吸湿过程)

Fig. 9 Soil-water characteristic curves of red clay in natural climate from 2016 to 2020 (moisture absorption process)

表 5 自然气候下 2015—2020 年服役期红黏土土水特征曲线 V-G 模型拟合参数 (吸湿过程)

Table 5 Fitting parameters of V-G model of soil-water characteristic curves of red clay in natural climate from 2015 to 2020 (moisture absorption process)

服役时间	饱和含水率 $\theta_s/\%$	残余含水率 $\theta_r/\%$	与进气值有 关的倒数 a	脱水速 率 n
建造之初 (2015 年)	34.10	18.78	43.30	1.55
第 1 年 (2016 年)	37.10	20.12	27.16	1.51
第 2 年 (2017 年)	36.08	19.74	30.63	1.54
第 3 年 (2018 年)	32.94	19.74	32.15	1.75
第 4 年 (2019 年)	36.10	22.09	42.47	2.11
第 5 年 (2020 年)	32.10	20.97	28.98	1.90

3.2 持水能力与防渗设计讨论

图 10 是 2015—2020 年间不同服役年限现场原状红黏土土水特征曲线分布范围图。黑色粗实线是建设之初的土水特征曲线, 虚线是不同服役时间所测曲线。由图 10 可见: 长期服役过程中脱、吸湿曲线都呈现出一定范围的波动或变化。这一方面与长期服役土体持水特性发生变化外, 也与现场土体压实和取样的均值性有关。表 6 给出了连续 6 a 覆盖层原状土分别由脱、吸湿土水特征曲线计算而来的田间持水率 θ_c 和有效储水率 θ_a 。由表 6 可见: 同一服役年限由脱、吸湿曲线计算的 θ_a 相差较大。经分析这与体积压力板仪测试机理和土中大孔隙的“瓶颈 (或墨水瓶) 效应”有关。如图 11 所示, 体积压力板仪基于轴平移技术, 土体上表面为测试施加的气压 u_a , 土体下表面与高进气值陶土板形成一联通水力联系, 水压为 u_w 。脱湿时: 在 u_a-u_w 基质吸力条件下土中水由上向下运移穿过陶土板流出土体。吸湿时: 则经毛细吸力由下往上逐渐吸入土中。由于大孔隙“瓶颈 (或墨水瓶) 效应”的存在, 部分水不能 (或滞后) 进入较大孔隙, 导致同一基质吸力条件下吸湿过程含水率要低于脱湿过程。其次, 不同服役年限由脱湿曲线计算而来的 θ_a 均在 17.0% 左右, 而由吸湿曲线计算而来的 θ_a 则由 12.2% 逐渐减小至 7.5% (图 12, 第二年数据变化大与现场大体量压实和取样的均值性有关)。由上述吸湿土水特征曲线测试中的大孔隙“瓶颈 (或墨水瓶) 效应”, 不同服役年限吸湿过程 θ_a 的逐渐减小则表明更多的水分不能吸入土体, 也即意味着土中大孔隙的逐渐增多。

这可能与自然气候条件下植被生长，部分根系腐烂逐年累积形成更多根孔等大孔隙有关。

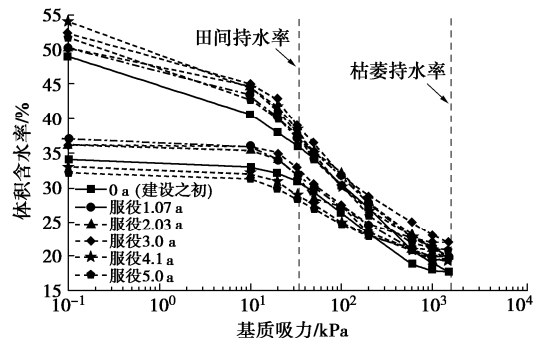


图 10 2015—2020 年间各年土水特征曲线变化分布范围图
Fig. 10 Envelope map of distribution range of soil-water characteristic curves from 2015 to 2020

表 6 长期服役原状红黏土有效储水率 θ_a
Table 6 Effective water storage rate (θ_a) of undisturbed red clay in long-term service

水力条件	时间/a	田间持水率 $\theta_c/\%$	枯萎持水率 $\theta_r/\%$	有效储水率 $\theta_a/\%$
脱湿	0	36.08	18.78	17.30
	1.07	37.15	20.12	17.03
	2.03	37.85	19.74	18.11
	3.0	39.05	22.09	16.96
	4.1	38.35	19.47	18.88
	5.0	37.65	20.97	16.68
吸湿	0	31.00	18.78	12.22
	1.07	31.75	20.12	11.63
	2.03	37.15	19.74	17.41
	3.0	32.94	22.09	10.85
	4.1	29.06	19.47	9.59
	5.0	28.43	20.97	7.46

*考虑测试过程中天平称量最小精度、体积压力板仪滴定管肉眼读数最小精度和测试加压压力表精度等，有效储水率 θ_a 的误差率为 1.2%。

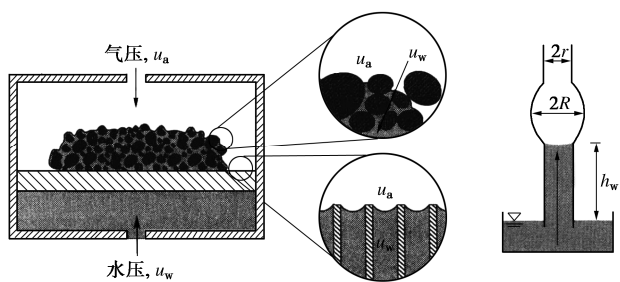


图 11 体积压力板仪测试吸湿土水特征曲线与大孔隙“瓶颈(或墨水瓶)效应” [16]
Fig. 11 Soil-water characteristic curve of hygroscopic soil measured by volume pressure plate apparatus and "bottleneck effect" of macropores

需要注意的是，上述体积压力板仪测试吸湿曲线与自然降雨过程中水分的运移路径有一定区别。如前所述，室内测试室时水分经毛细吸力由下往上逐渐吸入，水势为基质势（基质吸力 φ ）。自然降雨过程中水分经重力和毛细吸力由上往下逐渐下渗，水势为重力

势与基质势（重力水头 h +基质吸力 φ ）。对于直径大于 0.1 mm 的大孔隙根孔等（又称非毛细孔隙），当雨强较大坡面形成积水则可能会成为水分下渗的优先路径而大大降低防渗能力。对于孔径在 $10^{-6} \sim 10^{-1}$ mm 间的毛细孔隙，当雨强较大则可能会在土体浅表层形成一饱和层而封闭土中气泡，导致自然降雨难以将土中气泡完全置换排除而降低其储水能力。故，自然气候条件下，若降雨雨强过大（如暴雨）则会导致土质覆盖层防渗能力和储水能力大幅下降，工程设计中应根据当地降雨参数（如雨型和雨强）进行调整。

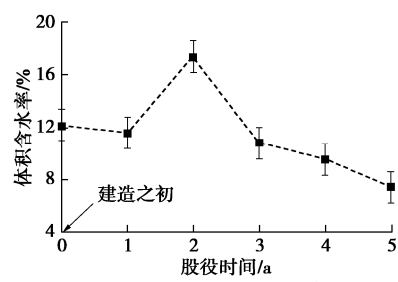


图 12 长期服役原状红黏土有效储水率 θ_a
Fig. 12 Effective water storage rate (θ_a) of undisturbed red clay in long-term service

由于体积压力板测试土水特征曲线有脱、吸湿之分，故设计时采用哪一条曲线尤为重要。对于脱湿曲线：由于自然气候条件下各类防渗工程实际服役过程均为吸湿，故采用吸湿曲线更加接近真实水力条件和水力路径。同时，由于实验室内测试土水特征曲线在制样饱和时，一般采用真空抽气等手段使土体饱和度能达到 99% 以上，而现场自然气候条件降雨过程中土体很难达到完全饱和。如文献[8]中的图 9，当基质吸力接近 0 kPa 时，土体体积含水率远远低于室内饱和体积含水率而呈假饱和状态（如前述自然降雨难以将土中封闭气泡完全置换排除）。故，防渗设计时采用室内脱湿曲线偏于危险。

图 13, 14 是#2 试验区（有植被）红黏土分别在 2016 年 7 月、2017 年 9 月的两场自然降雨中，经埋设于土中的张力计和 TDR 共同测试而来的土水特征点。图 13, 14 中，黑色实心三角点是从试验区取回的红黏土原状样在实验室内由体积压力板仪测试而来的 0~1500 kPa 土水特征点（以下简称室内测试点）。2016 年 7 月的降雨记为第一场，2017 年 9 月降雨记为第二场。由图 13 可见：第一场降雨前土层初始基质吸力 26 kPa，体积含水率 29%。降雨结束后部分现场测试点基质吸力达到（或接近）0 kPa，对应饱和体积含水率 41%~46%。第二场雨因降雨量较小，降雨前后土层基质吸力由 58.0 kPa 降至 5.0 kPa，土层体积含水率由 27.4% 升至约 35%。这两场降雨过程中，虽红黏土的初始基质吸力不同，土层经历的吸湿水力条件和路

径有差异, 但均远远高于实验室内采用体积压力板仪测试吸湿起点-1500 kPa 的初始条件。

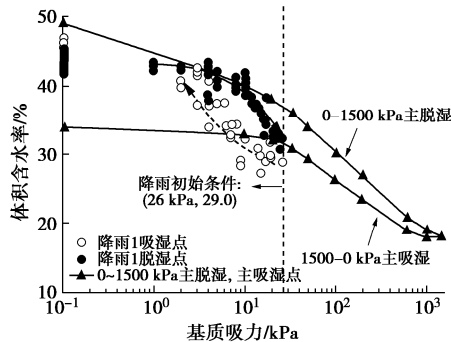


图 13 现场自然降雨气候下红黏土土水特征点 (第一场雨)

Fig. 13 Soil-water characteristic points of red clay in natural rainfall climate (the 1st rain)

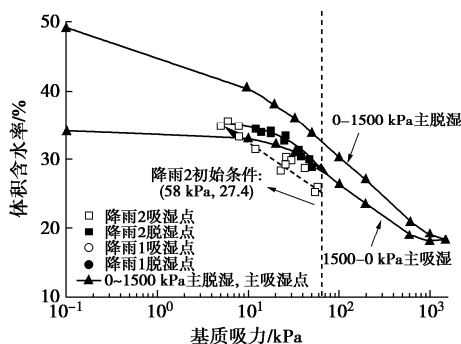


图 14 现场自然降雨气候下红黏土土水特征点 (第二场雨)

Fig. 14 Soil-water characteristic points of red clay under natural rainfall climate (the 2nd rain)

图 15 为土水特征曲线经历反复吸—脱湿以及滞回圈内不同水力路径或吸湿起点曲线的定义及示意^[17]。如前所述, 由于大孔隙“瓶颈(或墨水瓶)效应”的存在, 部分水不能(或滞后)进入较大孔隙, 使得吸湿土水特征曲线与吸湿路径和初始起点有直接的关系。也即: 吸湿起点基质吸力越高(初始基质吸力代数值越小)则土水特征曲线也越高(含水率越高), 进而影响土层储水能力。自然气候条件下, 由于每场降雨前土体初始基质吸力、含水率以及降雨量的不同, 因此每一场降雨对于土体而言都经历了一个特定的吸湿起点和吸湿过程(如图 16 中的第一、二场降雨)。这也说明自然气候条件下, 土质覆盖层的储水能力并非一个定值, 而与当地气象条件如降雨量、降雨前的日照和气温等密切相关。但对于大多数位于半干旱、半湿润和湿润气候区的覆盖防渗工程, 降雨前土层基质吸力均远远高于室内体积压力板仪测试时的吸湿起点(-1500 kPa)。因此, 现场大部分吸湿点位于室内测试主吸湿曲线之上。这也说明采用室内初始基质吸力-1500 kPa 的主吸湿曲线估算土层储水能力偏于保守, 结果相对安全。同时为更好地评价土层储水能力, 建议测试吸湿土水特征曲线时, 吸湿起点(基质吸力)应根据当地气候条件而定。

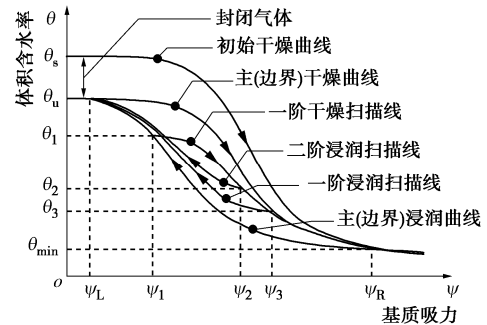


图 15 土水特征曲线滞回圈内各曲线定义和示意图^[17]

Fig. 15 Definition and schematic diagram of each curve in hysteresis loop of soil-water characteristic curves

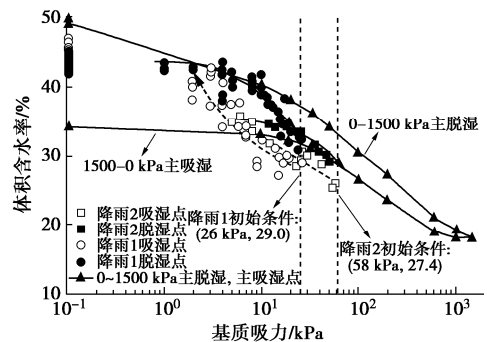


图 16 现场红黏土在两场自然降雨气候条件下的土水特征响应

Fig. 16 Soil-water characteristic responses of red clay in two natural rainfalls

4 结 论

对室内、现场条件下的红黏土覆盖层水力参数进行了为期 5 a 多的长期监测, 得到以下 4 点结论。

(1) 在 5 a 的长期服役中, 无植被条件红黏土入渗系数从 10^{-7} cm/s 增大到 10^{-3} cm/s, 增大 4 个数量级。有植被条件入渗系数从 10^{-7} cm/s 增大到 10^{-6} cm/s, 增大 1 个数量级。采用压实红黏土作表土类覆盖防渗材料且直接与自然气候环境接触时, 设计中首先需注意室内精细制样与现场大体量施工间压实质量和防渗性能间的差异, 其次积极种植植被能减缓黏土覆盖层防渗性能的衰减与裂化。

(2) 长期服役过程中, 自然气候与动植物生理活动导致覆盖层中大孔隙逐渐增多。当雨强较大, 直径大于 0.1 mm 的非毛管大孔隙可能会成为水分下渗的优先路径而大大降低防渗能力; 对于 $10^{-6} \sim 10^{-1}$ mm 间的毛管孔隙, 自然降雨可能会在土体浅表层形成一饱和层而封闭土中气泡, 导致降雨难以将土中封闭气泡完全置换而降低储水能力。工程设计中应根据当地降雨参数(如雨型和雨强)进行适当放大调整。

(3) 在长期服役过程中, 因自然气候和植被根系等对土体力学特性的改变导致脱、吸湿曲线均呈现出一定范围的波动或变化。自然气候降雨过程中, 土质覆盖层的吸湿土水特征曲线与降雨前土层的吸湿起点

(初始基质吸力)和吸湿路径有关。采用室内脱湿曲线设计偏于危险;采用室内吸湿起点初始基质吸力-1500 kPa的主吸湿曲线设计偏于保守,结果相对安全。

参考文献:

- [1] CHEN C. Meteorological Conditions for Design of Monolithic Alternative Earthen Covers(AEFCs)[D]. Madison: University of Wisconsin, 1999.
- [2] BENSON C H, ALBRIGHT W H, ROESLER A C, et al. Evaluation of final cover performance: Field data from the Alternative Cover Assessment Program (ACAP)[C]// Proceedings of Waste Management. 2002.
- [3] 张文杰, 耿 潇. 垃圾填埋场毛细阻滞型腾发封顶工作机理及性能分析[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(3): 454 - 459. (ZHANG Wen-jie, GENG Xiao, Performance and mechanism of capillary-barrier evapotranspiration cover of landfills[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(3): 454 - 459. (in Chinese))
- [4] 张文杰, 林 午, 董林兵. 垃圾填埋场毛细阻滞型腾发封顶模型试验[J]. 岩土力学, 2014, **35**(5): 1263 - 1268. (ZHANG Wen-jie, LIN Wu, DONG Lin-bing. Model test of a capillary barrier evapotranspiration cover for landfills[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(5): 1263 - 1268. (in Chinese))
- [5] ALBRIGHT W H, BENSON C H, GEE G W, et al. Field water balance of landfill final covers[J]. Journal of Environmental Quality, 2004, **33**(6): 2317 - 2332.
- [6] ALBRIGHT W H, BENSON C H, GEE G W, et al. Field performance of a compacted clay landfill final cover at a humid site[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, **132**(11): 1393 - 1403.
- [7] NI J J, LEUNG A K, NG C W W, et al. Investigation of plant growth and transpiration-induced matric suction under mixed grass-tree conditions[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2017, **54**(4): 561 - 573.
- [8] BENSON C H, SAWANGSURIYA A, TRZEBIATOWSKI B, et al. Postconstruction changes in the hydraulic properties of water balance cover soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, **133**(4): 349 - 359.
- [9] VAN GENUCHTEN M T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils[J]. Soil Science Society of America Journal, 1980, **44**(5): 892 - 898.
- [10] 焦卫国, 季永新, 张 玥, 等. 红黏土土质覆盖层水力参数随服役时间演变规律分析[J]. 岩土工程学报, 2021, **43**(6): 1059 - 1068. (JIAO Wei-guo, JI Yong-xin, ZHANG Yue, et al. Evolution of hydraulic parameters of red clay cover with service time [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, **43**(6): 1059 - 1068. (in Chinese))
- [11] 谭邦宏. 红黏土作为垃圾填埋场防渗垫层的研究进展[J]. 四川建筑, 2015, **35**(6): 107 - 108, 111. (TAN Bang-hong. Research progress of red clay as impermeable cushion in landfill[J]. Sichuan Architecture, 2015, **35**(6): 107 - 108, 111. (in Chinese))
- [12] 彭玉林, 龚爱民, 孙海燕, 等. 垃圾填埋场中改性红黏土防渗料的性能研究[J]. 人民长江, 2011, **42**(增刊 2): 163 - 165, 169 (PENG Yu-lin, GONG Ai-min, SUN Hai-yan, et al. Study on properties of modified red clay anti-seepage materials in landfill sites[J]. Yangtze River, 2011, **42**(S2): 163 - 165, 169. (in Chinese))
- [13] 王 云, 关爱军, 沈 峰, 等. 红黏土路堤边坡降水影响深度模拟分析[J]. 公路工程, 2015, **40**(5): 50 - 55. (WANG Yun, GUAN Ai-jun, SHEN Feng. Simulation analysis on the precipitation influence depth of laterite soil embankment slope[J]. Highway Engineering, 2015, **40**(5): 50 - 55. (in Chinese))
- [14] 张文杰, 董林兵, 王顺玉. 山谷型填埋场汇水区域径流补给规律研究[J]. 土木工程学报, 2011, **44**(增刊 2): 173 - 176. (ZHANG Wen-jie, DONG Lin-bing, WANG Shun-yu. Investigation on water inflow from the catchment area of a valley-type landfill[J]. China Civil Engineering Journal, 2011, **44**(S2): 173 - 176. (in Chinese))
- [15] 冶运涛, 伍靖伟, 王兴奎. 双套环测定土壤渗透系数数值模拟分析[J]. 灌溉排水学报, 2007, **26**(3): 14 - 18. (YE Yun-tao, WU Jing-wei, WANG Xing-kui. Numerical simulation of double-ring measurement on hydraulic conductivity[J]. Journal of Irrigation and Drainage, 2007, **26**(3): 14 - 18. (in Chinese))
- [16] LU N, W LIKOS J W. Unsaturated Soil Mechanics[M]. Beijing: Higher Education Press, 2012.
- [17] 张雪东, 赵成刚, 刘 艳, 等. 土水特征曲线(SWCC)的滞回特性模拟研究[J]. 工程地质学报, 2010, **18**(6): 920 - 925. (ZHANG Xue-dong, ZHAO Cheng-gang, LIU Yan, et al. Simulation and hysteresis model for soil-water characteristic curves[J]. Journal of Engineering Geology, 2010, **18**(6): 920 - 925. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202201004

黏土热-力学特性对能量桩力学特性的影响

陆浩杰¹, 孔纲强^{*2}, 刘汉龙¹, 吴迪³, 陈永辉²

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 河海大学土木与交通学院, 江苏 南京 210024; 3. 青岛理工大学理学院, 山东 青岛 266033)

摘要: 能量桩运行会导致土体温度场的改变, 从而影响桩周土的热-力学特性, 进而影响能量桩的变形、桩-土界面应力及承载性能。将 ACMEG-T 土体热本构模型在 ABAQUS 软件中进行二次开发, 通过编写 UMAT 子程序对能够反映黏土热-力耦合特性的三轴试验结果进行模拟与分析, 验证了模型的可靠性。建立数值模型, 研究了土体热-力学特性对能量桩位移、桩-土界面应力及桩身轴力的影响规律。研究结果表明, 温度变化会导致土体产生累计沉降, 并进一步导致桩侧产生负摩阻力; 在负摩阻力的影响下, 能量桩会产生额外的沉降以及不可恢复的轴力; 土体热-力学特性对能量桩力学特性的影响效应随着土体超固结比的增加逐渐减弱。

关键词: 能量桩; 黏土; 本构模型; 超固结比; 数值模拟

中图分类号: TU442

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)01-0053-09

作者简介: 陆浩杰(1995—), 男, 硕士, 主要从事能量桩技术方面的研究工作。E-mail: 373652857@qq.com。

Influences of thermo-mechanical properties of clay on mechanical responses of energy piles

LU Hao-jie¹, KONG Gang-qiang², LIU Han-long¹, WU Di³, CHEN Yong-hui²

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. College of Civil and Transportation Engineering,

Hohai University, Nanjing 210024, China; 3. School of Science, Qingdao University of Technology, Qingdao 266033, China)

Abstract: Under the action of temperature variation induced by energy piles, the mechanical properties of soils surrounding the piles will be changed, thereby affecting their deformation, the stress of the pile-soil interface and the bearing capacity of the pile foundation. The ACMEG-T constitutive model for the thermal properties of soils is developed in ABAQUS commercial software. The accuracy of the program is verified by simulating the triaxial test results by using the UMAT subroutine. Based on the numerical simulation, the influence of thermo-mechanical properties of soils on the displacement of pile head, the stress of the pile-soil interface and the axial force of the energy piles in clay are studied. The results show that the change of soil temperature can lead to irretrievable settlement of soils, and further lead to negative skin friction on the pile shaft. The additional settlement and irreversible change of axial force of the energy piles can be induced by the negative skin friction. With the increase of the over-consolidation ratio of clay, the effects of thermo-mechanical properties of soils on the mechanical response of the energy piles decrease.

Key words: energy pile; clay; constitutive model; over-consolidation ratio; numerical simulation

0 引言

能量桩(又称能源桩)是将传统桩基与地埋式换热管相结合的新型桩基技术, 具有支撑上部荷载与浅层地热能交换的双重作用^[1-2]。能量桩换热过程中, 一般桩体温度变化范围为 10℃~15℃^[3], 这会导致桩周土体的温度场发生变化, 并进一步引起土体(尤其是黏土)力学性质的改变, 进而影响桩基变形和承载性能。已开展的研究表明, 温度变化会引起黏土的体积应变, 尤其对于正常固结黏土及弱超固结(OCR)黏土, 温度升高会导致土体产生体积压缩应变^[4-5]。

为了分析温度对黏土力学性质的影响, 相关学者

针对黏土的热本构模型展开积极探索。Hueckel 等^[6]将温度作为状态变量引入相容方程, 基于修正剑桥模型建立了可以考虑边界热收缩和土体超固结比的土体热-弹塑性本构模型(MCC)。然而, MCC 模型并不能很好反映超固结比对黏土力学特性的影响。Cui 等^[7]基于 MCC 模型理论框架, 通过引入一个屈服面的热影响参数, 使得模型能够考虑不同超固结比时温度变化引起的土体热塑性应变。姚仰平等^[8-9]基于修正

基金项目: 国家自然科学基金项目(51922037, 51778212, 52008225)

收稿日期: 2020-09-01

*通信作者(E-mail: gqkong1@163.com)

剑桥模型及临界状态理论,建立了一种简单、实用的三维超固结土弹塑性本构模型(UH),并通过引入温度参数考虑了温度对土体应力应变特性的影响,UH模型与其他模型相比最大的优点就是参数选取与修正剑桥模型一致。Zhou等^[10]基于边界理论提出一种可以考虑土体超固结比、边界面热收缩及边界面内部的弹塑性变化的热-力耦合本构模型,能较好反映土体小应变时的弹塑性变化。程晓辉等^[11]、陈志辉等^[12]基于颗粒熵运动和弹性弛豫等机制,建立了一种非平衡态的热-力学本构模型,该模型不同于传统弹塑性模型框架,能够更深入描述土体的变形和能量耗散机理。Laloui等^[13-14]基于边界理论,提出了一种适用于环境岩土工程相关热-力耦合问题的土体热本构模型(ACMEG-T),该模型能够较好地反映土体的热塑性应变特性及循环加卸载响应。

为了实现土体热本构模型在能源地下结构中的应用,部分学者在有限元软件中对土体热本构模型进行了二次开发^[15-17],但其在能量桩热-力特性研究方面的应用仍相对较少。费康等^[15]通过编写用户子程序将Zhou等^[10]提出的热-力耦合本构模型导入了数值软件Abaqus中,对正常固结地基中不同桩顶荷载等级作用下的能量桩承载性能进行了研究,结果表明能量桩桩顶累积沉降与工作荷载及循环次数成正相关。Di等^[16]通过将ACMEG-T模型^[13-14]嵌入Lagamine软件中,对循环温度作用下黏土地基中能量桩单桩和群桩的热-力学特性进行了研究。土体的热-力学特性会受到超固结比的影响,因此黏土的超固结比也会对能量桩的力学特性造成影响。然而,上述研究并未考虑黏土超固结比对能量桩力学特性的影响。

ACMEG-T模型基于边界理论,模型参数少,能更方便地实现其在有限元软件中的二次开发^[18]。为了进一步探究不同超固结比条件下黏土地基中能量桩的热-力学响应特性,本文基于Abaqus软件的UMAT子程序功能,对ACMEG-T本构模型进行了二次开发,基于建立的数值模型,研究了不同超固结比条件下,土体的热-力学特性对能量桩位移、桩-土界面应力及桩身轴力的影响机制。研究结果有助于进一步揭示黏土地基中能量桩的工作特性及桩-土相互作用机理。

1 ACMEG-T热本构模型简介

1.1 弹塑性应变增量理论

根据弹塑性理论,总的应变增量可以分为弹性应变增量 $d\epsilon^{\text{Te}}$ 和塑性应变增量 $d\epsilon^{\text{P}}$ 两部分;其中,弹性应变增量可分为温度引起 $d\epsilon^{\text{Te}}$ 和应力引起 $d\epsilon^{\text{me}}$

的两类弹性应变增量:

$$d\epsilon = d\epsilon^{\text{Te}} + d\epsilon^{\text{me}} + d\epsilon^{\text{P}} \quad (1)$$

1.2 温度对前期固结应力的影响

已有温控三轴试验结果表明,黏土受热后正常固结线会朝着孔隙比减小的方向移动^[19]。因此,前期固结应力与体积应变及温度的关系为

$$p'_c = P'_{c0} \exp(\beta \epsilon_v^{\text{P}}) \quad (2)$$

引入一种对数关系式来考虑温度对于前期固结应力的影响^[14]:

$$p'_{c0} = p'_{c0T_0} [1 - \gamma_T \cdot \ln(T/T_0)] \quad (3)$$

式中 p'_c 为土体前期固结应力; p'_{c0} , p'_{c0T_0} 分别为在温度 T 时刻或参考温度 T_0 时刻的前期固结应力; β 为塑性指数 ($\beta = (1 + e_0)/(\lambda - k)$); ϵ_v^{P} 为塑性体积应变; γ_T 为材料参数。

结合式(2),(3),前期固结应力在温度作用下的表达式为

$$p'_c = p'_{c0T_0} \exp(\beta \epsilon_v^{\text{P}}) [1 - \gamma_T \cdot \ln(T/T_0)] \quad (4)$$

1.3 温度对临界状态参数的影响

临界状态参数 M 为 p - q 平面临界状态线斜率,根据 Cekerevac 等^[19]的相关研究结果, M 随温度的变化规律为

$$M = M_0 - g(T - T_0) \quad (5)$$

$$M_0 = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (6)$$

式中 M_0 为参考温度 T_0 时的临界状态线斜率; g 为临界状态线斜率随温度的变化系数; ϕ' 为临界状态内摩擦角。

1.4 模型屈服极限与塑性因子

塑性响应通过两种耦合机理表达,一种是等应力机理,另一种是偏应力机理,其屈服极限分别为^[14]

$$f_{\text{iso}} = p' - p'_c r_{\text{iso}} = 0 \quad (7)$$

$$f_{\text{dev}} = q - Mp' \left[1 - b \ln \left(\frac{d \cdot p'}{p'_c} \right) \right] r_{\text{dev}} = 0 \quad (8)$$

式中 b 和 d 为材料参数; r_{iso} 和 r_{dev} 分别为等应力屈服面和偏应力屈服面的塑性因子,分别对应两种机理的塑性调动程度。

参数 r_{iso} 的存在使得 ACMEG-T 土体热本构模型能够反映等应力屈服面中土体塑性调动程度的变化,这使得等应力屈服机理能够反映土体的循环加卸载特性。基于边界理论引入的此类概念,可以使得非线性 $e - \ln p$ 曲线在模型中尽可能平滑地变化。这种方法的基本理念就是通过使塑性模量与应力状态点到边界面投影点(投影中心点取应力空间零点)的距离成反比,从而使得应力状态点位于边界面上或边界面内时依然能够产生塑性应变^[15]。在正常加载曲线上, r_{iso} 与

等应力塑性体积应变呈双曲线关系:

$$r_{\text{iso}} = r_{\text{iso}}^c + \frac{\varepsilon_v^{\text{p,iso}}}{c + \varepsilon_v^{\text{p,iso}}} \quad (9)$$

在卸载及再加载阶段, r_{iso} 随着平均有效应力的减小而减小, 随着循环体积应变的增加而增加:

$$r_{\text{iso}} = r_{\text{iso}}^c + \frac{p'_{\text{cyc}}}{p'_c} + \frac{\varepsilon_v^{\text{p,cyc,iso}}}{c + \varepsilon_v^{\text{p,cyc,iso}}} \leq 1 \quad (10)$$

式中 p'_{cyc} 为最后一次加卸载变化时的有效应力; $\varepsilon_v^{\text{p,iso}}$ 为等应力塑性体积应变; $\varepsilon_v^{\text{p,cyc,iso}}$ 为最后一次加卸载变化后累计产生的等应力塑性体积应变; r_{iso}^c 和 c 分别为定义弹性核大小和 r_{iso} 变化规律的材料参数。

参数 r_{dev} 与参数 r_{iso} 的作用机理相同, 使得偏应力屈服机理能够反应弹塑性变化过程, 其变化为

$$r_{\text{dev}} = r_{\text{dev}}^c + \frac{\varepsilon_d^{\text{p}}}{a + \varepsilon_d^{\text{p}}} \quad (11)$$

式中, r_{dev}^c 和 a 分别为定义弹性核大小和 r_{dev} 变化规律的材料参数, ε_d^{p} 为塑性偏应变。

1.5 塑性乘子

等应力屈服面采用相关联流动法则 ($f_{\text{iso}} = g_{\text{iso}}$), 偏应力屈服面则采用非关联流动法则 ($f_{\text{dev}} \neq g_{\text{dev}}$), 等应力屈服机理产生的塑性体积应变增量及偏应力机理产生的塑性应变增量分别为

$$d\varepsilon_v^{\text{p,iso}} = \lambda_{\text{iso}}^{\text{p}} \left[\frac{\partial g_{\text{iso}}}{\partial p'} \right] \quad (12)$$

$$d\varepsilon_{ij}^{\text{p,dev}} = \lambda_{\text{dev}}^{\text{p}} \left[\frac{\partial g_{\text{dev}}}{\partial \sigma_{ij}} \right] = \lambda_{\text{dev}}^{\text{p}} \frac{1}{Mp'} \left[\frac{\partial q}{\partial \sigma_{ij}} + \alpha \left(M - \frac{q}{p'} \right) \frac{1}{3} \delta_{ij} \right] \quad (13)$$

其中,

$$\frac{\partial q}{\partial \sigma_{ij}} = \begin{cases} \frac{3}{2q}(\sigma'_{ij} - p') & (i = j) \\ \frac{3\sigma'_{ij}}{q} & (i \neq j) \end{cases} \quad (14)$$

据此可得偏应力机理下的塑性体积应变及偏应变分别为^[14]

$$d\varepsilon_v^{\text{p,dev}} = \lambda_{\text{dev}}^{\text{p}} \left[\frac{\partial g_{\text{dev}}}{\partial p'} \right] = \lambda_{\text{dev}}^{\text{p}} \frac{\alpha}{Mp'} \left[M - \frac{q}{p'} \right] \quad (15)$$

$$d\varepsilon_d^{\text{p}} = \lambda_{\text{dev}}^{\text{p}} \left[\frac{\partial g_{\text{dev}}}{\partial q} \right] = \lambda_{\text{dev}}^{\text{p}} \frac{1}{Mp'} \quad (16)$$

式中 $d\varepsilon_v^{\text{p,dev}}$ 为偏应力塑性体积应变; $\lambda_{\text{iso}}^{\text{p}}$ 和 $\lambda_{\text{dev}}^{\text{p}}$ 分别为等应力屈服面及偏应力屈服面的塑性乘子; α 为材料参数。

由式 (2) 可知, 前期固结应力 p'_c 与塑性体积应变 ε_v^{p} 相关, 且同时影响着两种屈服面; 因此, 两种屈服面通过塑性体积应变 ε_v^{p} 耦合。当由于其中一种屈服面改变导致了 ε_v^{p} 增大时, 另一个屈服面也会同时改变。因此, $\lambda_{\text{iso}}^{\text{p}}$ 和 $\lambda_{\text{dev}}^{\text{p}}$ 是相关联的 ($\lambda^{\text{p}} > 0$ 代表加载过

程中应力屈服面产生了塑性应变), 当两种机制共同作用时, 总塑性体积应变由两种屈服机理产生的塑性体积应变共同构成:

$$d\varepsilon_v^{\text{p}} = \lambda_{\text{iso}}^{\text{p}} \left[\frac{\partial g_{\text{iso}}}{\partial p'} \right] + \lambda_{\text{dev}}^{\text{p}} \left[\frac{\partial g_{\text{dev}}}{\partial p'} \right] \quad (17)$$

由于两种塑性机理互相关联, 因此两种相容方程必须同时满足, 将普拉格相容条件延伸到多机理过程中^[14], 模型相容方程可表达为

$$dF = \left[\frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right] [D] \{d\varepsilon\} - [\bar{H}] [\lambda^{\text{p}}] - [H_T] dT \leq 0, \quad \left. \begin{aligned} [\lambda^{\text{p}}] &\geq 0, \\ dF [\lambda^{\text{p}}] &\geq 0. \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

其中,

$$[\bar{H}] = [H] + \left[\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right] [D] \left[\frac{\partial G}{\partial \sigma} \right] \quad (19)$$

$$[H_T] = \left[\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right] [D] [\beta_T] - \left[\frac{\partial G}{\partial T} \right] \quad (20)$$

式中 $d\sigma'$ 为应力增量; π 为内部变量; F 为屈服函数, G 为塑性势能函数; $[\lambda^{\text{p}}]$ 为塑性乘子; 可通过相容方程进行求解, 由式 (18) 可得塑性乘子的表达式:

$$\lambda^{\text{p}} = [\bar{H}]^{-1} \left\{ \left[\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right] [D] \{d\varepsilon\} - [H_T] dT \right\} \quad (21)$$

$[H]$ 为硬化模量矩阵, 表达式为

$$\left. \begin{aligned} H_{ii} &= -\frac{\partial f_{\text{iso}}}{\partial r_{\text{iso}}} \frac{\partial r_{\text{iso}}}{\partial \lambda_{\text{iso}}^{\text{p}}} - \frac{\partial f_{\text{iso}}}{\partial \varepsilon_v^{\text{p}}} \frac{\partial \varepsilon_v^{\text{p}}}{\partial \lambda_{\text{iso}}^{\text{p}}}, \\ H_{id} &= -\frac{\partial f_{\text{iso}}}{\partial r_{\text{dev}}} \frac{\partial r_{\text{dev}}}{\partial \lambda_{\text{dev}}^{\text{p}}} - \frac{\partial f_{\text{iso}}}{\partial \varepsilon_v^{\text{p}}} \frac{\partial \varepsilon_v^{\text{p}}}{\partial \lambda_{\text{dev}}^{\text{p}}}, \\ H_{di} &= -\frac{\partial f_{\text{dev}}}{\partial r_{\text{iso}}} \frac{\partial r_{\text{iso}}}{\partial \lambda_{\text{iso}}^{\text{p}}} - \frac{\partial f_{\text{dev}}}{\partial \varepsilon_v^{\text{p}}} \frac{\partial \varepsilon_v^{\text{p}}}{\partial \lambda_{\text{iso}}^{\text{p}}}, \\ H_{dd} &= -\frac{\partial f_{\text{dev}}}{\partial r_{\text{dev}}} \frac{\partial r_{\text{dev}}}{\partial \lambda_{\text{dev}}^{\text{p}}} - \frac{\partial f_{\text{dev}}}{\partial \varepsilon_v^{\text{p}}} \frac{\partial \varepsilon_v^{\text{p}}}{\partial \lambda_{\text{dev}}^{\text{p}}} \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

2 ACMEG-T 模型在 Abaqus 软件的二次开发与验证

2.1 二次开发流程

本文基于 Abaqus 软件中的 UMAT 子程序功能对 ACMEG-T 模型进行二次开发。由于 Abaqus 传入 UMAT 子程序中的仅为力学应变增量 (弹性温度应变在主程序中自动计算), 因此适用于 Abaqus 的相容方程及塑性乘子分别为

$$dF = \left[\frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right] [D] \{d\varepsilon\} - [\bar{H}] [\lambda^{\text{p}}] + \left[\frac{\partial F}{\partial T} \right] dT \leq 0, \quad \left. \begin{aligned} [\lambda^{\text{p}}] &\geq 0; dF [\lambda^{\text{p}}] &\geq 0. \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

表 1 ACMEG-T 热本构模型材料参数表
Table 1 Properties of materials used in ACMEG-T thermo-mechanical model

模型参数	K_{ref} /MPa	G_{ref} /MPa	n^e	$\beta_s/10^{-5}$	a	b	c	d	ϕ'_0 /($^\circ$)	$g/10^{-3}$	α	β	r_{iso}^e	r_{dev}^e	γ_T
Boom 黏土	130	130	0.4	4	0.007	0.6	0.012	1.3	16	8.5	1	18.00	0.001	0.3	0.20
Bangkok 黏土	42	15	1.0	2	0.020	0.2	0.040	1.6	22.66	1.0	2	5.49	0.150	0.1	0.22

$$\lambda^p = [\bar{H}]^{-1} \left\{ \left[\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right] [D] \{d\varepsilon\} + \left[\frac{\partial F}{\partial T} \right] dT \right\} \quad (24)$$

将式 (12), (13), (24) 代入式 (1), 可得应力增量及弹塑性矩阵表达式为^[14]

$$d\sigma = [D]_{\text{ep}} \{d\varepsilon\} - [D] \left[\frac{\partial G}{\partial \sigma} \right] [\bar{H}]^{-1} \left[\frac{\partial F}{\partial T} \right] dT \quad , \quad (25)$$

$$[D]_{\text{ep}} = [D] - [D] \left[\frac{\partial G}{\partial \sigma} \right] [\bar{H}]^{-1} \left[\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right] [D] \quad . \quad (26)$$

UMAT 编写的关键点在于根据传入的应变增量更新应力增量, 并给出相应的雅克比矩阵。考虑到应力积分算法的编写难易程度及计算精度, 本文采用带误差控制的欧拉算法^[20], 其中子增量步迭代流程如图 1 所示。

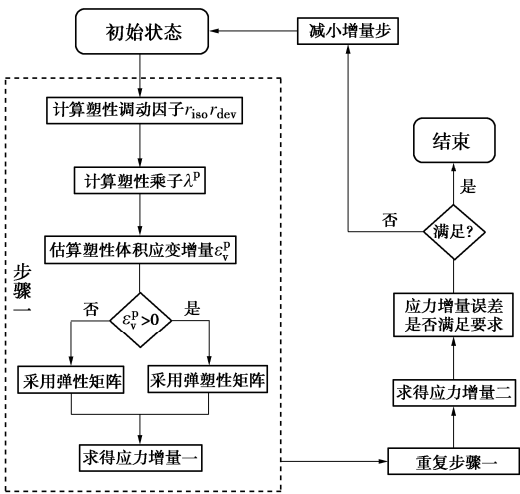


图 1 子增量步迭代流程图

Fig. 1 Flow chart of iteration of sub-incremental step

2.2 验证与分析

本文分别针对 Boom 黏土^[5]和 Bangkok 黏土^[4]的热力学特性进行对比验证与分析; ACMEG-T 热本构模型所对应的土体参数见表 1 所示^[14, 21]。

不同 OCR 情况下, Boom 黏土体积应变与温度关系曲线如图 2 所示。当温度上升时, 试样前期固结应力会相应减小, 这使得屈服面产生了热软化效应, 土体产生了相应的塑性压缩应变; 同时, 温度上升还会引起土体的热弹性变形。正常固结土在升温过程中产生的塑性压缩变形远大于温度引起的热弹性应变, 因此在整个升温过程中表现出较为明显的体积压缩变形。超固结比较大时, 升温过程中热软化引起的塑性体积应变较小, 热体积应变以弹性膨胀变形为主。本

文所采用的 ACMEG-T 模型中, 考虑了不同 OCR 条件下黏土的应力状态及塑性因子, 因此可以很好地反映升温过程中产生的塑性压缩应变值, 对试验结果拟合情况良好。

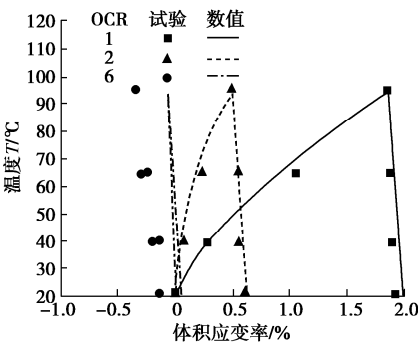


图 2 Boom 黏土体积应变与温度关系曲线

Fig. 2 Relationship between volumetric strain and temperature of Boom clay

不同温度状态下, 正常固结 Bangkok 黏土在等应力条件下的压缩性状如图 3 所示。温度作用下, 土体的正常固结线会变动, 同时也是由于温度导致了屈服面的收缩, 导致应力状态点与屈服面的距离相应减小, 塑性因子增大, 引起了更大的塑性变形。因此, 温度更高的土体在同样的应力增量作用下产生了更大的体积压缩变形。本文所采用的 ACMEG-T 模型中考虑了屈服极限及塑性因子随体积应变的变化, 因此可以很好地反映等向压缩过程中土体力学特性的变化, 对试验结果拟合情况良好。

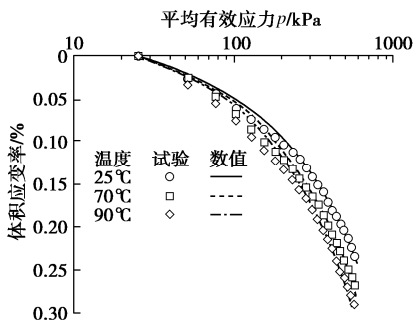


图 3 Bangkok 黏土平均有效应力与体积应变关系曲线

Fig. 3 Relationship between mean effective stress and volumetric strain of Bangkok clay

热 - 力耦合作用下的正常固结 Bangkok 黏土竖向有效应力与体积应变关系对比曲线如图 4 所示。温度循环过程中, 土体产生了明显的体积收缩现象, 根据式 (4), 土体的前期固结应力增大, 导致随后的 100~

140 kPa 的应力加载阶段, 土体呈现出超固结的加载现象, 在随后的 140~200 kPa 加载过程中, 重新呈现正常固结土的加载特性。由此可知, 在 $25^{\circ}\text{C} \rightarrow 90^{\circ}\text{C} \rightarrow 25^{\circ}\text{C}$ 的温度循环过程中, 土体的前期固结应力上升了约 40 kPa; 由于 ACMEG-T 模型考虑了前期固结应力随温度的变化以及塑性因子随加载阶段的变化, 因此可以较好地反映热 - 力耦合作用下土体的体积应变特性, 数值模拟结果与试验结果吻合良好。

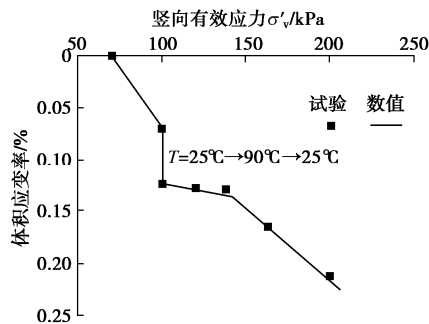


图 4 Bangkok 黏土竖向有效应力与体积应变关系曲线

Fig. 4 Relationship between vertical effective stress and volumetric strain of Bangkok clay

不同温度下正常固结 Bangkok 黏土轴应变与偏应力及体积应变的关系对比曲线如图 5 所示。土体在剪切过程中呈现出剪缩性状, 且整体呈现出应变硬化型。这是由于应力状态点在 $V - \ln P$ 平面中位于临界状态线的湿侧, 且土体在剪切过程中产生了塑性体积应变, 导致了硬化模量的改变。此外, 由于土样在升温的过程中, 土体产生了一定的体积收缩应变, 导致了塑性体积应变的产生, 从而使得土体具有更大的前期固结应力。因此, 温度较高的土体在剪切过程中会有更大的初始刚度, 这与 Abuel-Naga 等^[4]和 Cekerevac 等^[19]的研究结果一致。由于 ACMEG-T 模型中考虑了硬化模量随塑性因子的变化, 因此能够反映剪切过程中的土体变形特性, 数值模拟结果与试验实测数据所得规律基本一致。

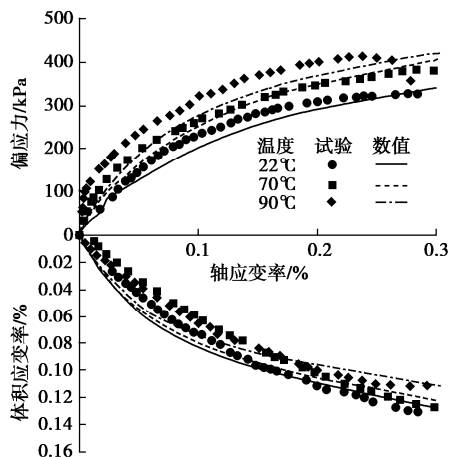


图 5 Bangkok 黏土轴应变与偏应力及体积应变的关系曲线

Fig. 5 Relationship among axial strain, deviant stress and volumetric strain of Bangkok clay

3 黏土热 - 力学特性对能量桩力学特性的影响分析

3.1 研究概况

本文基于提出的数值模拟方法, 建立了 5 组热 - 力耦合 3D 模型, 对不同超固结比条件下 ($\text{OCR}=1, 2, 4, 6, 10$) 黏土地基中能量桩的力学特性进行了研究。全部算例中能量桩的几何模型与 Laloui 等^[22]在洛桑联邦理工学院开展的现场试验中能量桩的几何一致, 其中桩径 D 为 0.88 m, 桩长 L 为 25.8 m, 数值模型网格图如图 6 所示。模型的边界条件为土体底面固定, 侧面进行水平约束, 顶面自由。

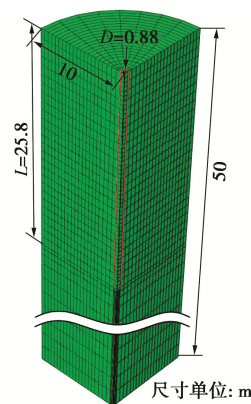


图 6 数值模型网格图

Fig. 6 Grid diagram of numerical model

为了研究不同超固结比条件下黏土地基中能量桩 - 土相互作用机理, 全部算例中简化考虑为: 桩周土体为 Bangkok 黏土, 土体表面无荷载作用, 土体参数见表 1; 每轮温度循环的总时长为 1 a, 其中在夏季工作 120 d, 冬季工作 120 d, 桩体温度较环境温度 (初始温度 25°C) 变化量为 $\pm 15^{\circ}\text{C}$, 两种模式间隔时间为 60 d。

为了确定能量桩顶部机械荷载的大小, 除前述建立的 5 组能量桩热 - 力耦合 3D 模型外, 本文另外建立了 5 组模型模拟不同超固结比 ($\text{OCR}=1, 2, 4, 6, 10$) 条件下桩基的静载试验, 模型中土体的力学参数与热力耦合 3D 模型中的参数一致。桩顶荷载 - 位移关系曲线如图 7 所示。由图 7 可见, 根据《建筑桩基技术规范: JGJ 94—2018》^[23]推荐的方法 (取 40 mm 沉降对应的承载力为极限承载力), 本文算例中单桩的极限承载力 P_u 分别为 1823, 2249, 2613, 2796, 2857 kN。本文 5 组能量桩热 - 力耦合数值模型中, 首先对能量桩施加工作荷载, 荷载大小等于其极限承载力 P_u 除以安全系数 2, 随后施加温度循环荷载。

3.2 结果分析与讨论

桩体及土体的温度变化如图 8 所示。土体温度随

桩体温度变化而变化,在距离桩中心 1 倍桩径处,土体温度的最大变化量为 5°C ,且随着测点与能量桩轴线距离的增加而逐渐减小。在距离桩中心 6 倍桩径的位置,土体的温度变化量小于 1°C ,说明本研究中能量桩的温度影响半径约为 6 倍桩径。

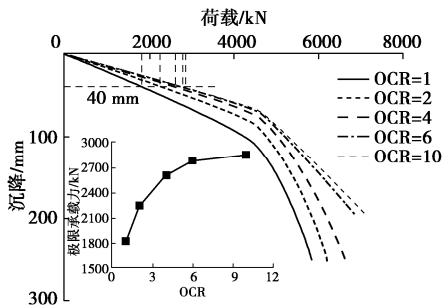


图 7 桩顶荷载-沉降曲线

Fig. 7 Curves of load-settlement of pile top

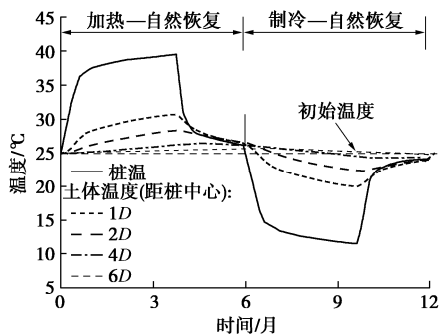
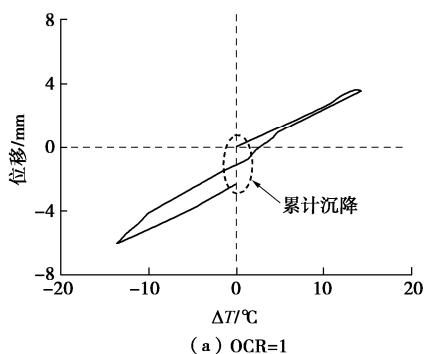


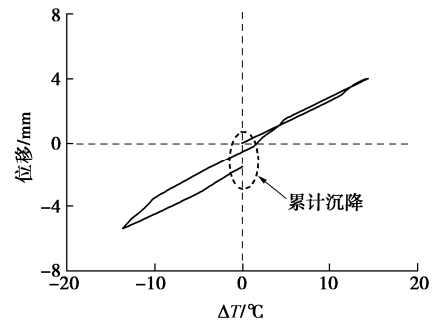
图 8 桩土温度变化

Fig. 8 Variation of temperature of energy piles and soils

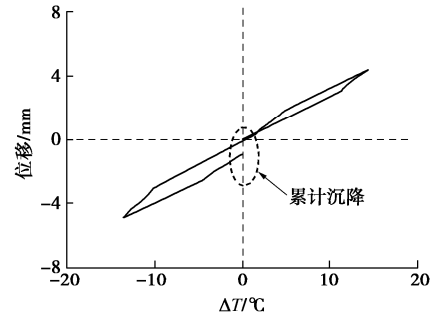
不同超固结比条件下能量桩顶部的位移随桩体温度变化的规律如图 9 所示。当桩体温度上升时,桩顶产生向上的位移,随后当桩体温度下降时,能量桩顶部产生沉降。当能量桩经历温度循环过后,尽管桩体温度已恢复至初始状态(桩体温度变化量为 0),但桩顶的位移并未恢复至初始状态。这说明温度循环会导致能量桩产生不可恢复的累计沉降。尤其是当土体超固结比($\text{OCR}=1$)较小时,能量桩经历升温过后,当桩体温度恢复至初始状态时,桩顶产生了明显的累计沉降,约为 1.1 mm ,在随后的制冷和自然恢复的过程中,能量桩会进一步产生累计沉降,大小约为 1.3 mm 。



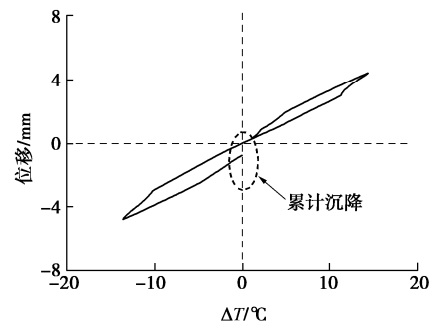
(a) $\text{OCR}=1$



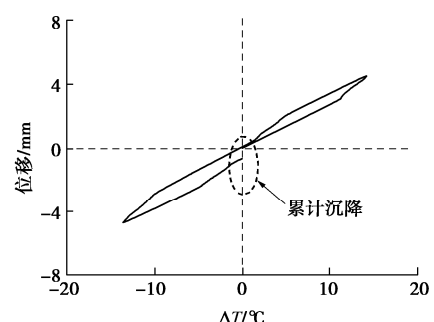
(b) $\text{OCR}=2$



(c) $\text{OCR}=4$



(d) $\text{OCR}=6$



(e) $\text{OCR}=10$

图 9 桩顶位移与桩体温度变化关系图

Fig. 9 Variation of displacement at pile head with temperature

不同超固结比条件下能量桩顶部累计沉降随 OCR 的变化规律如图 10 所示。随着超固结增加,温度循环过后能量桩顶部产生的累计沉降量逐渐减小。当土体的超固结比大于 4 时,温度循环过后能量桩顶部产生的累计沉降不到 1 mm 。这一现象可以归因于当土体超固结比较小时,温度升高会导致土体产生明显的体积收缩应变^[4-5],即土体升温会导致其产生额外的沉降,从而桩体会受到负摩阻力,导致桩体收到下拉效应,产生额外沉降。但是,当土体的超固结比较

大时, 温度升高并不会导致土体产生额外的体积收缩应变^[4-5], 因此能量桩此时不会受到负摩阻力的影响。

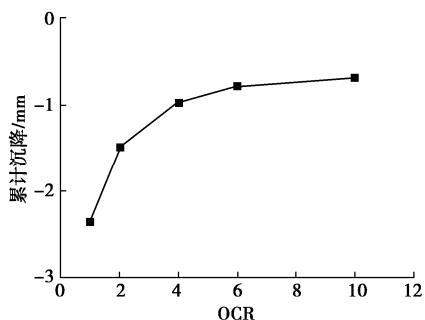


图 10 能量桩累计沉降随 OCR 变化

Fig. 10 Variation of accumulated settlement with OCR

温度循环过后土体的位移及桩侧摩阻力随深度的变化规律如图 11, 12 所示。由图 11 可知, 随着超固结比增加, 土体的沉降量逐渐减小, 当超固结比大于 4 时, 除了土体表面以外沿深度方向几乎不产生明显的累计量。因此, 当超固结比等于 1 和 2 时, 能量桩上部会产生明显的负摩阻力, 最大可达 2 kPa, 在桩侧负摩阻力的下拉作用下, 能量桩产生了额外的累计沉降。而当超固结比大于 4 时, 由于土体此时未产生明显的沉降, 因此能量桩受到的负摩阻力较小, 导致能量桩产生较小的累计沉降。温度循环过后, 能量桩顶部产生的累计沉降最大值 (OCR=1 时) 仅为桩径的 0.3%, 对桩基承载特性影响不大。

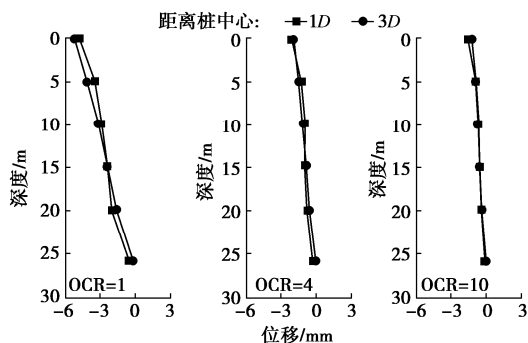


图 11 土体沉降随深度变化

Fig. 11 Variation of settlement of soils with pile depth

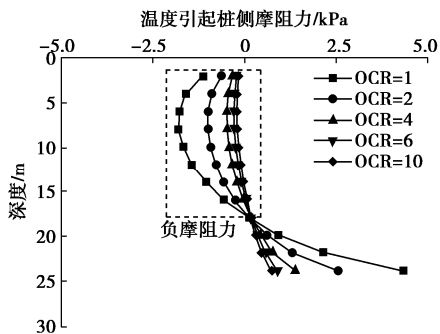


图 12 桩侧摩阻力随深度变化

Fig. 12 Variation of friction resistance at pile side with pile depth

加热阶段和制冷阶段结束时温度荷载引起能量桩产生的额外轴力如图 13 所示。尽管制冷和加热过程中能量桩产生的温度变化量相等 (见图 8), 但加热阶段结束时桩体内产生的额外轴力大于制冷结束时桩体产生的额外轴力。例如, 当土体超固结比为 10 时, 加热阶段结束时升温引起桩体产生的最大额外轴力为 -75 kN, 制冷阶段结束时降温引起桩体产生的最大额外轴力为 62 kN。这是由于加热会导致桩体产生径向膨胀, 导致桩 - 土接触压力增大^[24], 从而导致温度升高过程中土体对桩体轴向热膨胀的约束效应增强。

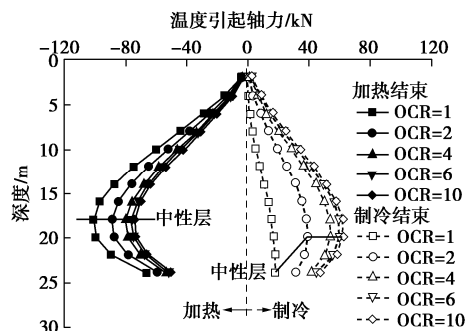


图 13 温度引起额外轴力随深度变化

Fig. 13 Variation of thermally induced axial force with pile depth

温度变化引起能量桩产生的额外轴力最大值随土体超固结比的变化如图 14 所示。随着土体超固结比逐渐减小, 温度荷载引起能量桩轴力呈现出整体逐渐朝压力过渡的规律。例如, 相同的桩体温度变化作用下, 当土体超固结比分别为 1, 2, 4, 6 和 10 时, 加热和制冷结束时桩体产生的最大额外拉 (降温) 压 (升温) 轴力的差值分别为轴力变化幅值的 69%, 39%, 19%, 12% 和 9%。这是由于温度变化引起能量桩产生的额外应力为桩侧负摩阻力引起的压应力叠加土体约束引起的温度应力, 且随着超固结比减小, 负摩阻力引起桩体内产生的压应力逐渐增大, 导致能量桩产生的额外轴力整体逐渐向压力过渡。

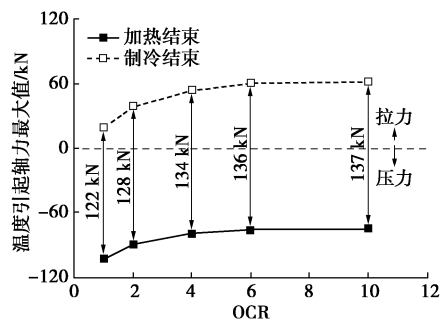


图 14 温度引起最大轴力随 OCR 变化

Fig. 14 Variation of maximum thermally induced axial forces with OCR

温度循环过后桩体轴力随深度变化如图 15 所示。温度循环过后桩土温度基本恢复至初始状态 (图 8)。

由图 15 可知,当土体的超固结比 $OCR=1$ 时,温度循环过后桩体内累积的轴力大小最大为 62 kN。随着超固结比增加,温度循环引起的不可恢复轴力逐渐减小。这是由于随着超固结增加,温度引起的土体沉降逐渐减弱,导致桩侧负摩阻力降低,进而导致桩体收到的下拽作用较小,这与图 10~14 中的结果相吻合。另外,温度荷载引起土体产生的累计沉降以及桩侧负摩阻力对能量桩的承载力特性的影响却不容忽视。当土体超固结比 $OCR=1$ 时,温度循环过后,桩体内产生的最大不可恢复轴力的大小为桩基工作荷载的 6.8%。当土体超固结比大于 4 时,桩体内的最大不可恢复轴力仅为桩基工作荷载的 1.2%,基本可忽略不计。

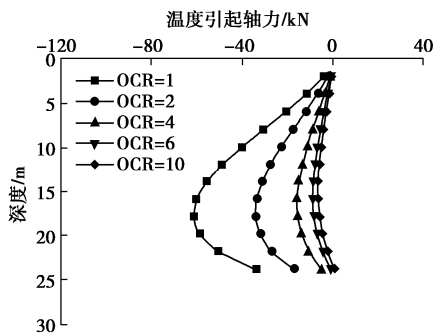


图 15 温度循环过后桩体轴力随深度变化

Fig. 15 Variation of thermally induced axial force with pile depth after heating-cooling cycle

4 结 论

(1) 本文将 ACMEG-T 土体热本构模型在 Abaqus 软件中进行了二次开发,推导了适用的弹塑性矩阵及塑性乘子并给出了子增量步迭代流程图。利用编写的 UMAT 子程序对能够反应黏土热-力耦合特性的三轴试验结果进行模拟与分析,验证了其准确性和可靠性。

(2) 基于建立的热-力耦合数值模型,分析了黏土的热-力学特性对能量桩力学特性的影响规律。正常固结黏土中,当土体受到温度荷载过后会产生累计沉降,导致桩侧产生额外的负摩阻力,进而导致能量桩会产生不可恢复的沉降和轴力。

(3) 随着土体超固结比逐渐增加,土体的热-力学特性对能量桩位移特性和轴向力学响应的影响逐渐减弱。温度荷载作用下,土体累计沉降所引起的能量桩累计沉降最大值($OCR=1$ 时)仅为桩径的 0.3%,可忽略不计。但是当 OCR 较小时,土体累计沉降引起的桩体不可恢复轴力却不可忽略(最大为桩基工作荷载的 6.8%),仅当土体的超固结比大于 4 时,这一影响才可忽略不计。

参考文献:

[1] BRANDL H. Energy foundations and other thermo-active

ground structures[J]. Géotechnique, 2006, 56(2): 81 - 122.

- [2] 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. Review of the applications of energy pile and technical development of PCC energy pile[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(1): 176 - 181. (in Chinese))
- [3] 桩基地热能利用技术标准: JGJ/T 438—2018[S]. 2018. (Technical Stanard for Utilization of Geothermal Energy through Piles: JGJ/T 438—2018[S]. 2018. (in Chinese))
- [4] ABUEL-NAGA H M, BERGADO D T, RAMANA G V, et al. Experimental evaluation of engineering behavior of soft Bangkok clay under elevated temperature[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, 132(7): 902 - 910.
- [5] BALDI G, HUECKEL T, PEANO A. Developments in Modeling of Thermo-Hydro-Mechanical Behavior of Boom Clay and Clay-Based Buffer Materials[R]. Luxembourg: Commission of the European Communities, 1991.
- [6] HUECKEL T, BORSETTO M. Thermoplasticity of saturated soils and shales: constitutive equations[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1990, 116(12): 1765 - 1777.
- [7] CUI Y J, SULTAN N, DELAGE P. A thermomechanical model for saturated clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2000, 37(3): 607 - 620.
- [8] 姚仰平, 李自强, 侯伟, 等. 基于改进伏斯列夫线的超固结土本构模型[J]. 水利学报, 2008, 39(11): 1244 - 1250. (YAO Yang-ping, LI Zi-qiang, HOU Wei, et al. Constitutive model of over-consolidated clay based on improved Hvorslev envelope[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2008, 39(11): 1244 - 1250. (in Chinese))
- [9] 姚仰平, 杨一帆, 牛雷. 考虑温度影响的 UH 模型[J]. 中国科学 (技术科学), 2011, 41(2): 158 - 169. (YAO Yang-ping, YANG Yi-fan, NIU Lei. UH model considering temperature effects[J]. Scientia Sinica (Technologica), 2011, 41(2): 158 - 169. (in Chinese))
- [10] ZHOU C, NG C W W. A thermomechanical model for saturated soil at small and large strains[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2015, 52(8): 1101 - 1110.
- [11] 程晓辉, 陈志辉. 纯主应力旋转条件下饱和黏土累积变形的热力学模型分析[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(9): 1581 - 1590. (CHENG Xiao-hui, CHEN Zhi-hui. Thermodynamic modeling of accumulated deformation of

- saturated clays under pure principal stress rotation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(9): 1581 - 1590. (in Chinese))
- [12] 陈志辉, 程晓辉. 饱和土体固结压缩和蠕变的热力学本构理论及模型分析[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(3): 89 - 498. (CHEN Zhi-hui, CHENG Xiao-hui. Thermodynamic constitutive theory and analysis of consolidation compression and creep of saturated soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(3): 89 - 498. (in Chinese))
- [13] LALOU L, CEKEREVAC C. Thermo-plasticity of clays: an isotropic yield mechanism[J]. Computers and Geotechnics, 2003, **30**(8): 649 - 660.
- [14] LALOU L, FRANÇOIS B. ACMEG-T: soil thermoplasticity model[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2009, **135**(9): 932 - 944.
- [15] 费康, 钱健, 洪伟, 等. 黏土地基中能量桩力学特性数值分析[J]. 岩土力学, 2018, **39**(7): 2651 - 2661. (FEI Kang, QIAN Jian, HONG Wei, et al. Numerical analysis of mechanical behavior of energy piles in clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(7): 2651 - 2661. (in Chinese))
- [16] 姚仰平, 冯兴, 黄祥, 等. UH 模型在有限元分析中的应用[J]. 岩土力学, 2010, **31**(1): 237 - 245. (YAO Yang-ping, FENG Xing, HUANG Xiang, et al. Application of UH model to finite element analysis[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(1): 237 - 245. (in Chinese))
- [17] DI DONNA A, LALOU L. Numerical analysis of the geotechnical behaviour of energy piles[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2015, **39**(8): 861 - 888.
- [18] HONG P Y, PEREIRA J M, TANG A M, et al. On some advanced thermo-mechanical models for saturated clays[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2013, **37**(17): 2952 - 2971
- [19] CEKEREVAC C, LALOU L. Experimental study of thermal effects on the mechanical behaviour of a clay[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2004, **28**(3): 209 - 228.
- [20] POTTS D M, ZDRAVKOVIĆ L. Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Application[M]. London: Thomas Telford, 2001.
- [21] LALOU L, CEKEREVAC C. Numerical simulation of the non-isothermal mechanical behaviour of soils[J]. Computers and Geotechnics, 2008, **35**(5): 729 - 745.
- [22] LALOU L, 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.
- [23] 建筑桩基技术规范: JGJ 94—2008[S]. 2008. (Technical Code for Building Pile Foundations: JGJ 94—2008[S]. 2008. (in Chinese))
- [24] LUO J, ZHANG Q, ZHAO H F, et al. Thermal and thermomechanical performance of energy piles with double U-loop and spiral loop heat exchangers[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2019, **145**(12): 04019109.

DOI: 10.11779/CJGE202201005

盾构隧道内竖向顶管施工室内模型试验研究

魏 纲¹, 郝 威², 魏新江¹, 王 霄¹

(1. 浙大城市学院土木工程系, 浙江 杭州 310015; 2. 浙江大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310058)

摘 要: 传统的竖井施工方法对居民生活、环境及周边交通的影响大, 在此背景下, 竖向顶管技术得以快速发展。基于现有相关研究, 设计并发明了一种竖向顶管室内模型试验装置, 考虑了不同覆土高度、不同千斤顶顶升速度以及土层含水与否 3 种影响因素对竖向顶管施工的影响, 研究盾构隧道内竖向顶管施工引起的盾构隧道内侧变形及地表竖向位移变化规律。研究表明: 顶管顶升过程中, 隧道内侧弯矩整体呈“W”型分布; 在远离顶管开挖中心位置, 地表竖向位移以沉降为主, 而在靠近顶管开挖中心位置, 地表沉降减小并随着顶管的不断顶升出现隆起现象。顶升速度较慢时, 隧道及周边土体受到顶升的影响较大。当覆土高度在 450 mm 以内时, 随着覆土高度的增加, 地表沉降区测点沉降增大, 此时隆起区位移测点受到的影响较小, 但当覆土高度增高到 500 mm 时, 地表隆起现象消失。土层加水后, 隧道受到的影响较为剧烈, 且会引起地表隆起值增大。

关键词: 隧道工程; 竖向顶管; 模型试验; 竖向位移; 弯矩

中图分类号: TU411; U455

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)01-0062-10

作者简介: 魏 纲 (1977—), 男, 浙江杭州人, 博士, 教授, 主要从事城市地下隧道与周边环境相互影响及风险控制等方面的研究工作。E-mail: weig@zucc.edu.cn。

Indoor model tests on the construction of vertical pipe jacking in shield tunnel

WEI Gang¹, HAO Wei², WEI Xin-jiang¹, WANG Xiao¹

(1. Department of Civil Engineering, Zhejiang University City College, Hangzhou 310015, China; 2. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract: The traditional shaft construction method has a great impact on the residents' life, the environment and the surrounding traffic. With this background, the vertical pipe jacking technology has been developed rapidly. Based on the existing relevant researches, an indoor model test device for the vertical pipe jacking is designed and invented. Moreover, the influences of three factors, namely, different overburden heights, different jack lifting speeds, and whether the soil layer contains water or not, on the vertical pipe jacking construction are investigated. The changing laws of the deformation of the inner side of the shield tunnel and the vertical displacement of the ground surface due to the vertical pipe jacking construction in the shield tunnel are studied. The results show that the bending moment inside the shield tunnel presents a "W"-shaped distribution during the vertical pipe jacking process. When it is far from the center of the pipe jacking excavation, the vertical displacement of the ground surface is dominated by settlement, while near the center of pipe jacking excavation, the surface settlement decreases and presents an uplift phenomenon with the continuous jacking of the pipe. Furthermore, when the jacking speed is slow, it has a greater impact on the tunnel and the surrounding soil. When the overburden height is lower than 450 mm, with the increases of the overburden height, the settlement at measuring points in the surface settlement area increases. However, the overburden height has less effect on the displacement at measuring points in the uplift area. When the height of the covering soil increases to 500 mm, the surface uplift phenomenon disappears. The influences of the soil layer on the tunnel are more severe after adding water, which will cause the surface uplift value to increase.

Key words: tunnel engineering; vertical pipe jacking; model test; vertical displacement; bending moment

0 引 言

受城区交通及地下管线等因素的影响, 使用非开挖的盾构施工进行城市综合管廊的建设较为常见。为了保证通风及盾构法管廊检修的需要, 往往需要在综

合管廊内部挖掘竖井。竖井施工方法通常分为正井法和反井法^[1], 除此之外, 常见的竖井施工方法还有中心

基金项目: 教育部产学研合作协同育人项目 (202102600002)

收稿日期: 2021-04-21

扩孔法、单行作业法以及混合作业法等^[2-4]。赵辉等^[5]通过监测发现当竖井开挖超过 10 m 时, 最大沉降可达 16.44 mm; 李立云等^[6]通过监测数据得到, 随着竖井开挖, 地表沉降逐渐增大, 最大沉降可达 10 mm 左右。由文献[5, 6]可知, 现有的竖井开挖方法对周边地表仍有比较大的扰动影响, 因此从管廊上方开口, 并从管廊内部自下而上切削顶进的竖向顶管技术便开始受到人们的关注。其大部分的施工步骤均在盾构管廊内部进行, 地上作业较少, 因而当施工环境较为复杂, 道路空间比较拥挤时, 该法较为适用。例如, 该法适用于山区或者河道以下, 不方便使用传统的施工方式的特殊环境。可见, 竖向顶管法具有良好的应用前景。

现有的向上顶升施工工艺中, 与竖向顶管技术相似的朝上掘进盾构法和垂直顶升法已发展得较为成熟。目前, 朝上掘进盾构法的工程主要集中在日本^[7-8], 例如, 日本大阪市的御堂筋综合管廊工程中的竖井就是采用朝上掘进盾构法施工的。Kondo 等^[7]监测了朝上掘进盾构法施工过程中周围地表及下水道隧道的沉降和位移, 发现并没有造成明显的地表沉降问题; Ito 等^[8]通过监测地表沉降得到朝上掘进盾构法施工引起的地表位移不超过 0.4 mm。关于垂直顶升工艺, 江中孚^[9]提出垂直顶升开始向上顶进后, 盾构管片环的环顶和环底逐渐形成“竖鸭蛋”形状; 沙俊强^[10]结合实际工程对盾构隧道管片在垂直顶升顶进过程中的变形情况进行了监测; Wang 等^[11]则利用 Abaqus 软件对垂直顶升法进行建模, 研究得到随着顶升力的增加, 开口环与相邻环之间发生的最大错台变形也增加。作为一个仍处在探索阶段的施工新技术, 目前已有学者对竖向顶管施工引起的周边土体和盾构隧道变形进行了初步研究。在理论方面, 彭加强等^[12]根据 Mindlin 解和随机介质理论计算摩擦力、顶管推力及土体损失引起的土体变形; 在数值模拟方面, 孙樵等^[13]采用 Midas GTS NX 进行建模, 分析可得竖向顶管顶升引起的周边土体及管廊沉降较小, 具有较好的施工效益。但现有研究大多存在于理论分析和数值模拟阶段, 尚且没有真正意义上的工程运用和实际操作。因此需要设计相关室内模型试验进行进一步研究。

本文将设计一种竖向顶管室内缩尺模型试验, 通过试验所得数据探究竖向顶管顶升过程中对盾构隧道内部弯矩和地表位移的影响, 并讨论不同影响因素对竖向顶管施工的影响。

1 室内模型试验

为探究竖向顶管施工对周边环境的影响, 尤其针

对周边地表土体及盾构隧道的影响, 本文设计几何相似比为 1 : 20 的竖向顶管室内缩尺模型。通过位移计量测地表竖向位移, 通过应变片量测隧道内侧应变, 并通过微型土压力盒量测顶管顶部土压力。

1.1 相似比

竖向顶管模型试验的相似比为 1 : 20, 弹性模量的相似比可通过 $C_E=C_\gamma C_L$ 推导, C_γ 通常为 1, 因而可得到 $C_E=C_L=1 : 20$ 。在模型试验中, 为保证试验的可行性, 一般相似材料不能严格按照相似比去设定。因而本试验中, 在准确控制几何相似比为相似的主要参数的前提下, 对材料属性相似比的控制进行了适当简化。本文所述模型试验相关相似比参数见表 1, 其中部分原型数据参考文献[13]。

表 1 试验材料参数相似关系表					
Table 1 Similarity relations of parameters of test materials					
材料	类别	原型几何物理量/m	模型几何物理量/m	原型弹性模量/GPa	模型弹性模量
盾构隧道	内径	8	0.40	35	2
	外径	9	0.45		
	长度	20	1.00		
	埋深	9	0.45		
顶管	内径	1.80	0.09	210	115
	外径	2.00	0.10		

1.2 试验装置

本文所述试验装置主要由模型主体系统、加载装置系统和数据量测系统 3 部分组成, 图 1 为试验装置组成示意图。

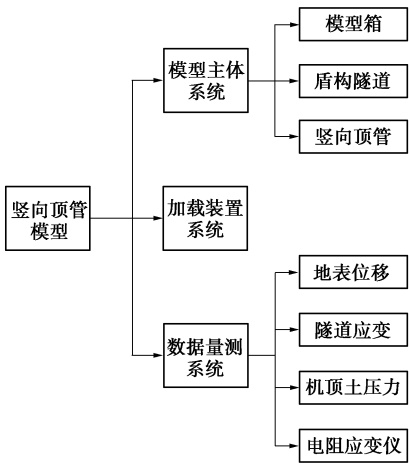


图 1 试验装置组成

Fig. 1 Composition of test devices

(1) 模型主体系统

模型主体系统主要分为模型箱、盾构隧道和竖向顶管。其中, 模型箱作为模型试验的主要试验场地, 用于承载盾构隧道和试验所用砂土。模型箱净尺寸为长 1.2 m, 宽与高均为 1.0 m, 为方便对试验过程进行

观察, 模型箱四周与底部由有机玻璃制作而成。模型箱顶部对边分别开挖高 55, 110 mm 的凹槽, 便于试验前将方钢管放入顶部凹槽内并布置位移计。考虑缩尺试验可操作性, 盾构隧道使用有机玻璃材料, 且模型不做圆柱形隧道而采用半圆柱形隧道。如图 2 所示, 其底边可贴合模型箱底部, 并通过模型箱底部的有机玻璃片进行定位, 在试验开始前将模型箱与盾构隧道接触边处打满玻璃胶以固定盾构隧道并防止漏水现象产生。盾构隧道模型尺寸为外径 450 mm, 厚度 50 mm, 长度为 1000 mm 并均匀分为五环。隧道中心环与模型箱底部中心处均进行开口处理, 便于试验前将顶管模型从模型箱顶部穿过隧道模型放置于液压千斤顶上, 其中模型箱开口直径为 0.4 m, 隧道开口直径为 0.13 m。



图 2 盾构隧道放置于模型箱内

Fig. 2 Placement of shield tunnel in the model box

竖向顶管由顶管管节、机头顶盖和圆盘连杆装置组成(见图 3), 为模拟实际工程中顶管掘进机尺寸比顶管后续管节略大^[14]的情况, 将两段尺寸不同的圆柱形钢管焊接成一整根钢管。为了试验更具可操作性, 后续管节将不再划分多节管节。顶管机头外径为 120 mm, 高 20 mm, 后续管节外径为 100 mm, 高 570 mm, 两者壁厚均为 5 mm。顶管机头与后续管节之间用圆环状钢板相连, 圆环外径为 120 mm, 内径为 90 mm。



图 3 顶管模型

Fig. 3 Model for pipe jacking

(2) 加载装置系统

如图 4 所示, 本文所述模型试验的加载装置主要

由液压千斤顶及液压油泵组成, 其中液压千斤顶吨位为 50 t, 最大行程为 500 mm。试验设置 750 W 电动液压油泵、1.5 kW 电动液压油泵和手动液压泵 3 种不同液压油泵, 不同千斤顶液压油泵在正常工作下对应不同的顶升速度。顶升速度的选取参考水平顶管顶进速度, 根据《城市给排水工程规划设计概预算与定额施工及验收实用全书》^[15]所述, 顶管在砂性土中顶进速度约为 1 mm/s, 并参考《工程测量学》^[16], 得顶管掘进速度可达 3.33 mm/s 以上。经试验测量, 在均装满油的情况下, 750 W 电动液压油泵对应平均顶升速度为 3.12 mm/s, 1.5 kW 电动液压油泵对应平均顶升速度为 5.00 mm/s, 手动液压泵对应平均顶升速度控制为 0.76 mm/s, 均在文献[16]所述顶管通常顶进速度误差范围内。



图 4 电动液压油泵及液压千斤顶

Fig. 4 Electric hydraulic oil pump and hydraulic jack

(3) 数据量测系统

试验量测系统由各测量元件和导线、计算机、网线、静态电阻应变仪以及外接电源等装置组成。测量元件包含应变片、位移计和土压力盒, 分别用以测量盾构隧道内侧应变、地表位移及顶管机头土压力。布置好各测量元件后, 需将测量元件导线接入静态电阻应变仪, 并通过网线与计算机连接, 试验过程中通过计算机获取并处理相关试验数据(见图 5)。每次试验前需通过数据采集软件检查各测量元件是否正常工作, 若出现过载现象, 则需要对测量元件进行检查。当各测量元件均正常工作时, 方可开始正式试验。

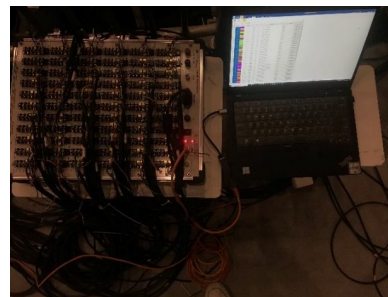


图 5 计算机连接应变仪

Fig. 5 Connection of computer and strain gauge

1.3 试验材料

如图 6 所示, 本次室内模型试验所用试验材料为海砂, 除土层含水的对比工况外, 试验前均将海砂进行室内烘干处理得到干砂, 试验用砂具体参数见表 2。



图 6 试验用砂
Fig. 6 Sand for tests

表 2 试验海砂基本物理力学指标

Table 2 Basic physical and mechanical indexes of sea sand for tests

干密度 $\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	湿密度 $\rho'/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	内摩 擦角 $\varphi/(^{\circ})$	黏聚 力 c/kPa	孔隙 比 e	压缩 模量 E_s/MPa
1.613	1.877	34.3	0	0.482	6.28

1.4 试验简化

由于本文重点研究竖向顶管施工对周边环境的影响, 再加上试验受到可操作性的影响, 笔者对本文所述模型试验做了如下简化。

(1) 盾构隧道的简化

a) 实际工程中城市综合管廊为空心圆柱体结构, 本文将之简化为空心半圆柱体结构。简化原因是, 模型箱为底部开口且本文试验有含水工况。模型简化后, 可以防止含水工况下, 水流通过模型箱开口处流出, 导致污染试验环境。此外, 本文试验相似比为 1:20。简化后的模型有利于试验设备制造, 更具备可操作性。

b) 实际工程中盾构隧道为多环管片拼接而成, 本文试验仅考虑将盾构隧道分环处理, 而不再将每一环管片分块处理, 且简化螺栓等细部结构, 管片环之间通过玻璃胶连接为整体, 不过多考虑盾构隧道的结构对试验的影响。

(2) 竖向顶管模型的简化

a) 实际工程中顶管常为多节管节拼接而成, 本文试验仅考虑顶管为一整根钢管节, 不考虑中继间等细部结构, 对竖向顶管的施工步骤简化为只顶升而不再考虑管节之间的焊接等其它工作。

b) 实际工程中, 随着顶管顶进, 需将渣土不断排出。本文试验为了对顶管排土的过程进行考虑, 设计了模拟排土装置。模拟排土装置通过定制机头顶盖和圆盘连杆装置完成 (见图 7), 机头顶盖顶部为“米”字形镂空状, 中心设有圆形平台。圆盘连杆装置分为

圆杆、底部圆盘及上钢板三部分, 圆杆穿过圆形平台与底部圆盘及上钢板焊接为一体, 圆盘尺寸与顶管管节内径相同。试验前需将圆盘放置于顶管内部, 并和已固定在模型箱上部的方钢管通过螺栓连接, 试验过程中, 随着顶管的不断顶升, 土体被机头顶盖“切削”进入顶管内部, 以此模拟顶管排土过程。

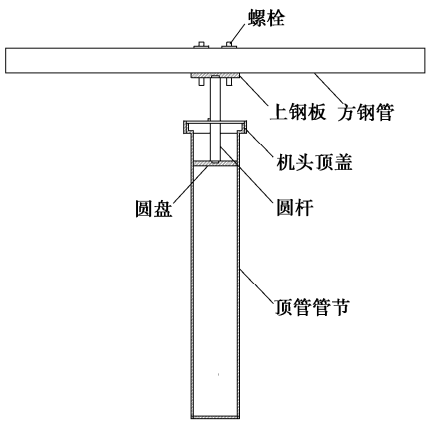


图 7 排土装置示意图

Fig. 7 Diagram of soil discharge device

(3) 试验材料的简化

将土体简化为均匀土层并只使用单一土体。

1.5 测点布置

(1) 隧道应变测点布置

为研究竖向顶管施工对盾构隧道开口环及临近环内侧的影响, 在隧道内侧沿轴向贴满应变片 (见图 8), 其中横纵方向每两个应变片间距均为 100 mm。设定 1—1, 2—2, 3—3 横轴测点连线沿隧道横轴方向, a—a, b—b, c—c 纵轴测点连线沿隧道纵轴方向, 3—3 横轴测点连线与隧道轴线重合, b—b, c—c 纵轴测点连线沿纵向对称轴对称。

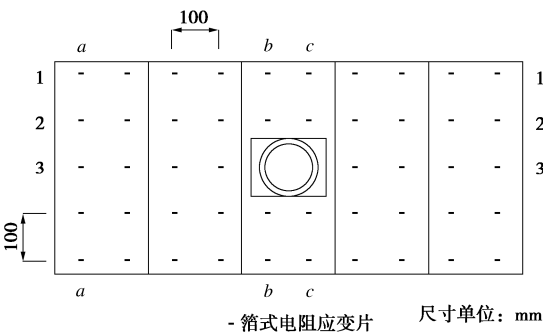


图 8 隧道内侧应变片布点示意图

Fig. 8 Schematic diagram of layout of strain gauges inside tunnel

(2) 地表位移测点布置

如图 9 所示, 通过位移计测量地表竖向位移, 位移计按“十”字形排列, 等间距布置测点, 每两个测点之间间距大小为 100 mm, 共计布置 9 个位移测点。



图9 地表位移测点布点照片

Fig. 9 Photo of measuring points for surface displacement

(3) 机头顶盖土压力测点布置

通过微型土压力盒测量机顶土压力, 仅在机头顶盖靠近中心处布置一个土压力测点。

1.6 试验工况

针对不同顶进速度、不同覆土高度及土层是否含水3种影响因素, 本文共设计6组不同试验工况进行研究(表3), 并选取试验1作为本文所述试验的标准工况。

表3 试验工况

Table 3 Test conditions

试验编号	液压油泵种类	覆土高度/m	土层干湿状态
#1	750 W 电动液压泵	0.45	干砂
#2	1.5 kW 电动液压泵	0.45	干砂
#3	手动液压泵	0.45	干砂
#4	750 W 电动液压泵	0.40	干砂
#5	750 W 电动液压泵	0.50	干砂
#6	750 W 电动液压泵	0.45	湿砂

1.7 试验步骤

根据试验土层是否加水, 分别对加水工况和不加水工况的试验步骤进行介绍。

(1) 不加水工况试验步骤

a) 在水平隧道内侧按规范要求粘贴应变片, 并利用 DHDAS 动态信号采集分析系统软件检查各应变片是否正常工作。对应变片涂抹硅橡胶进行绝缘和保护, 并用绝缘胶带对导线进行固定。应变片粘贴完成后, 将隧道模型放置于模型箱底部。

b) 将隧道开口处涂抹黄油, 可以减摩润滑, 也可密封洞口, 减少洞口处漏砂。将竖向顶管从模型箱顶部沿洞口放置于千斤顶上, 并固定好圆盘连杆装置。

c) 将试验所用海砂晒干, 并从模型箱顶部均匀倒入模型箱内直至达到试验预设标高处, 其中覆土高度达到每 50 mm 时整平一次。

d) 在地表安装位移传感器, 并将各测量元件的连接导线接入电阻应变仪, 再次检查各测量元件是否正常工作, 并调整测量软件相关参数, 准备试验。

e) 打开液压油泵开关, 将竖向顶管向上顶升并记录试验数据, 其中模拟顶管每一节顶升高度通过试验前在顶管机身和液压千斤顶活塞杆做标记来完成。

(2) 加水工况试验步骤

图 10 所示为模拟含水土层的工况, 对土层进行加水处理。为防止向模型箱加水后, 隧道开口处及隧道与模型箱接触处漏水, 采用如下止水措施:

a) 将隧道与模型箱所有接触边打玻璃胶, 待其静置 24 h 自然凝固后, 在玻璃胶外包裹一层保鲜膜并用胶带粘贴。

b) 在隧道上方铺一层薄布, 薄布在隧道开口处剪开, 使其与顶管机身外径相同。将竖向顶管穿过薄布与隧道的开口处, 并在所有缝隙处均打满泡沫胶, 以减少水从洞口处的流失。

c) 覆土前将所有干砂均作浸水处理, 使其与水充分接触。将湿砂倒入模型箱, 并于每 50 mm 高度时注水一次, 覆土完成后整体静置 24 h。试验过程中需要及时注水保证水位线始终保持与地表齐平。



(a) 试验人员打胶

(b) 隧道洞口处理

图 10 止水处理

Fig. 10 Treatment of water stop

2 模型试验结果分析

假定每顶进高度 25 mm 为顶进 1 节, 标准工况下覆土高度为 450 mm, 共需顶进 18 节, 因顶进第 18 节时顶管机头已顶出地表, 所测数据误差影响较大且中心测点位移无法取值, 故每次试验仅顶进前 17 节。

2.1 隧道内侧弯矩分析

本试验中隧道模型主要受隧道自重、竖向土压力、侧向水平土压力、模型箱承载力、顶升引起土体卸载及管土摩擦力等力的作用, 其受力主要是由顶管的顶升以及上覆土引起的。

图 11 为竖向顶管顶升全过程中盾构隧道内侧沿横轴测点附加弯矩曲线。由图 11 可知, 顶管顶升过程中, 隧道内侧弯矩整体呈“W”型分布, 且随着顶管的不断顶升, 除 3—3 横轴出现极小负弯矩测点处, 其余每一处测点弯矩不断增大。在与隧道径向对称轴距离 100 mm 内, 出现一个极小弯矩值, 所测最小弯矩值可达 $-431.5 \text{ N}\cdot\text{m}$, 出现在顶进 17 节节管时 3—3 横轴测点处。在与隧道径向对称轴距离 $0\sim 200, 200\sim 400 \text{ mm}$ 区间内各出现一个极大正弯矩, 所测最大弯矩值可达 $364.0 \text{ N}\cdot\text{m}$, 出现在顶进 17 节节管时 3—3 横轴测点处。

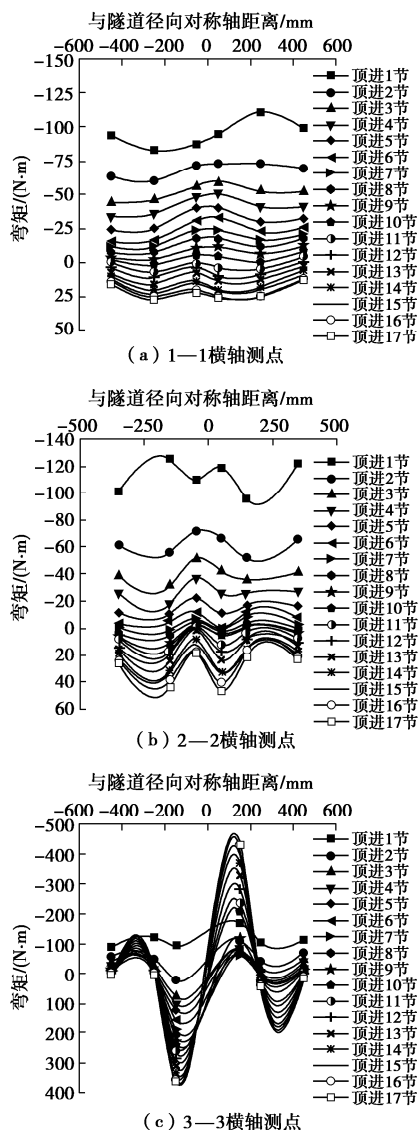


图 11 沿横轴测点全过程弯矩曲线

Fig. 11 Curves of bending moment in whole process of measuring points along transverse axis

隧道呈现出中间受压两侧受拉的状态,这是因为,初始状态下隧道受到覆土影响,隧道下部受拉,在靠近开口位置,顶管向上顶升会产生作用在土体上的向上摩擦力,因而弯矩值减小。3—3 横轴测点两端点处弯矩近似为 0,原因在于隧道两端被玻璃胶固定,稍靠近中心处两侧受覆土影响较大,而中间部位受到顶管向上顶升,且存在着土体损失的影响,从而促使出现正弯矩减小直至出现负弯矩的现象。对比 1—1, 2—2, 3—3 横轴测点弯矩曲线,可以得到距离隧道开口中心点越近,隧道弯矩值越大,且弯矩曲线波动越剧烈,表明受顶管顶升的影响越大。

图 12 为竖向顶管顶升全过程中盾构隧道内侧沿 $a-a$ 纵轴方向测点附加弯矩曲线。由图 12 可知,顶管顶升过程中,隧道内侧弯矩曲线同样呈“W”型分布,在距隧道轴线距离 100 mm 处,出现两个较大正弯矩,分别为顶进 17 节时的 23.2, 25.2 N·m,在两端测点及

中心测点处出现一个极小弯矩值,弯矩值为顶进 1 节时的 -122.0 N·m,变形后整个隧道截面近似三角形(图 13)。

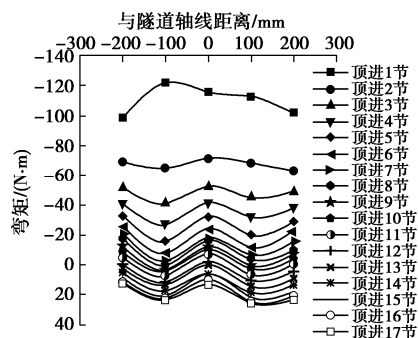


图 12 沿纵轴测点全过程弯矩曲线

Fig. 12 Curves of bending moment in whole process of measuring points along longitudinal axis

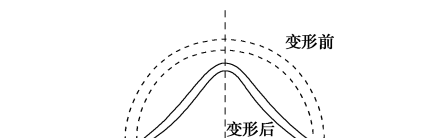


图 13 隧道变形示意图

Fig. 13 Diagram of tunnel deformation

2.2 地表位移分析

图 14 为竖向顶管向上顶升过程中,沿隧道轴向的地表位移曲线。由图 14 可看出,在远离顶管开挖中心处(距离顶管开挖中心点 100 mm 以外),地表竖向位移以沉降为主,所测最大沉降达 8.1 mm,而在近顶管开挖中心处(距离顶管开挖中心点 100 mm 以内),地表沉降减小。随着顶管不断顶升,刀盘切削土体不充分,切削速度逐渐滞后于顶升速度,在顶管开挖正上方地表出现了隆起现象,最大隆起为 8.5 mm(图 15),隆起值与沉降值的分界点出现在顶管顶升至 12 节,即开挖到 300 mm 高度时。因此在竖向顶管开挖至 12 节左右,需要注意中心土体开始出现的隆起现象。

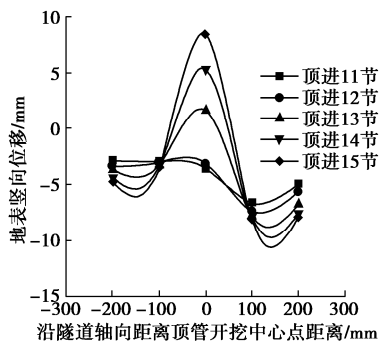


图 14 沿隧道轴向测点位移曲线

Fig. 14 Curves of displacement at measuring points along tunnel axis

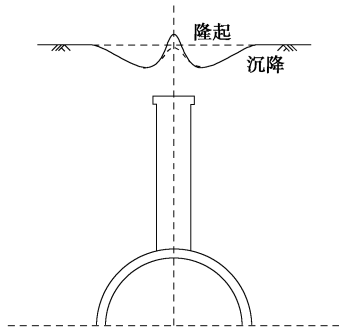


图 15 地表位移变形示意图

Fig. 15 Diagram of surface displacement and deformation

图 16 为竖向顶管向上顶升过程中,垂直于隧道轴向的地表位移曲线。结合图 14, 16 可以看出,随着顶管向上顶升的高度不断增加,顶管顶升过程对土体的扰动不断加大。对比两个位移曲线图可得,在沉降区范围内,垂直于隧道轴向方向的地表沉降更大,所测最大沉降可达 9.9 mm,这是因为,沿轴向方向正下方存在盾构隧道,这使得土体可沉降范围缩小。

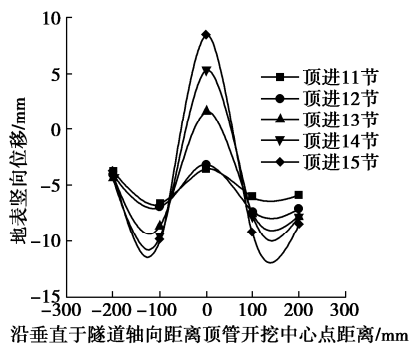


图 16 沿垂直于隧道轴向测点位移曲线

Fig. 16 Curves of displacement at measuring points along direction perpendicular to tunnel axis

2.3 顶管机头土压力分析

图 17 为顶管顶升全过程中,顶管机头土压力变化曲线。由图 17 可以看出,在顶管顶升之初,机头土压力迅速增大,在顶升至第 5 节前维持小幅波动,随后迅速减小,随着顶升高度的增加,降低幅度逐渐减小。顶管机头土压力的最大值为 75.2 kPa,出现在顶升 5 节管节时,即开挖到 125 mm 时。

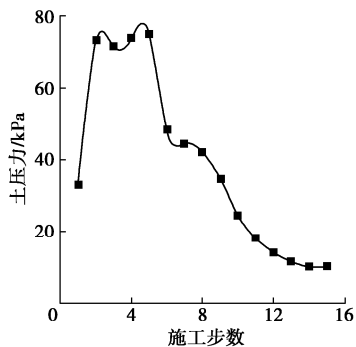


图 17 顶管机头土压力变化曲线

Fig. 17 Change curves of earth pressure of pipe jacking head

2.4 不同顶升速度研究

本节选取试验#1, #2, #3 作对比分析,即仅改变千斤顶的液压油泵,不考虑其它因素的改变,探究不同顶升速度下,隧道内侧弯矩和地表位移等参数的变化规律。

不同顶升速度条件下,竖向顶管向上顶升至 17 节时,水平隧道内侧沿 3—3 横轴测点附加弯矩见图 18。由图 18 可知,3 种液压油泵所测弯矩曲线均为“W”型分布,但顶升速度为 0.76 mm/s 时弯矩值明显变大,且对比另两种顶升速度,其弯矩曲线变化幅度更为剧烈,所测最大正弯矩达到 492.1 N·m,而所测最大负弯矩可达-487.7 N·m。这是因为当顶升速度较快时,应力传递距离短,对周围土体扰动较小。而顶升速度较慢时,应力卸载较慢,影响范围较大,周边土体受扰动时间较长,难以处于长期的稳定态,因而对隧道的影 响更大。因此,在实际工程中,为减少顶管顶升对隧道的影 响,应提高顶升速度,缩短应力传递距离和开挖时间。对比两组顶升速度较快的电动液压泵弯矩曲线可得,两者弯矩曲线差距不明显,表明在千斤顶顶升速度达到一定程度时,对隧道的影 响可以近似忽略。

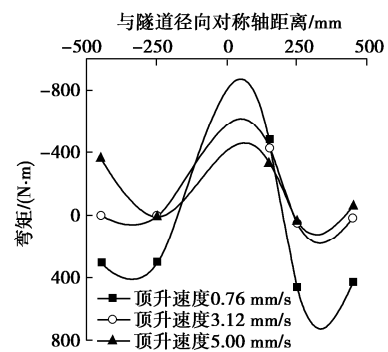


图 18 不同顶升速度弯矩曲线

Fig. 18 Curves of bending moment at different jacking speeds

图 19 为不同顶升速度条件下,沿隧道轴向的地表位移曲线。由图 19 可知,顶升速度对地表竖向位移的影响主要集中于沉降区,在远离顶管开挖中心处(距离顶管开挖中心点 100 mm 以外),随着顶升速度的加快,土体沉降会有较为明显的减小,当顶升速度为 0.76 mm/s 时,地表所测沉降最大可达 10.2 mm,而顶升速度为 5.00 mm/s 时最大沉降则为 5.1 mm。顶升速度的增加对于近顶管开挖中心处(距离顶管开挖中心点 100 mm 以内)的隆起区影响较小,所测隆起最大值为 1.7 mm,最小值为 0.6 mm,因此,在实际工程中,当顶升速度发生改变时,需要注意两边土体的沉降情况,防止由于顶升速度的改变而引起的较为严重的土体塌陷危险。出现该现象的原因在于,当千斤顶顶升

速度较快时,刀盘切削速度滞后于顶升速度,处于中心区域的地表土体由于没有充分被机头切削而进入顶管内部,导致所测电动液压泵隆起值比起手动液压泵略有上升。当千斤顶顶升速度较慢时,应力传递距离较长,顶管对土体扰动时间变长,对土体的影响范围更大,因而对周边地表沉降的影响较为明显。

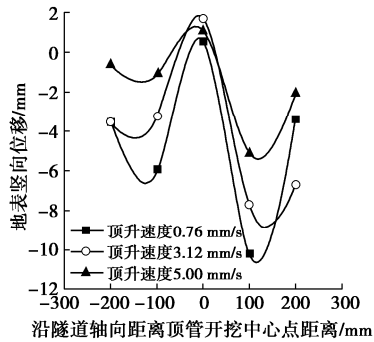


图 19 不同顶升速度位移曲线

Fig. 19 Curves of displacement at different jacking speeds

2.5 不同覆土高度研究

本节选取试验#1, #4, #5 作对比分析,仅改变盾构隧道的埋深,设置埋深高度分别为覆土高度 400 mm、覆土高度 450 mm 和覆土高度 500 mm,不考虑其它因素的改变,探究不同覆土高度时,隧道内侧弯矩和地表位移等参数的变化规律。

图 20 为不同覆土高度下,竖向顶管向上顶升至最后一节时,隧道内侧沿 2—2 横轴测点的附加弯矩曲线。对比图 20 中覆土高度分别为 400, 500 mm 时的附加弯矩曲线可得,随着覆土高度的增加,隧道的弯矩值也越大,所测最大弯矩值可达 447.7 N·m。原因在于,覆土增高后,隧道外部围压增大,隧道受到覆土的影响变大,从而造成隧道内侧进一步受拉。但覆土高度 450 mm 时所测隧道弯矩值与其它两条曲线数值相差较大,原因可能在于模型试验存在着偶然误差,导致部分测量数据与理想模型数据相差较大,需在后续研究中对模型装置进行进一步的改良。

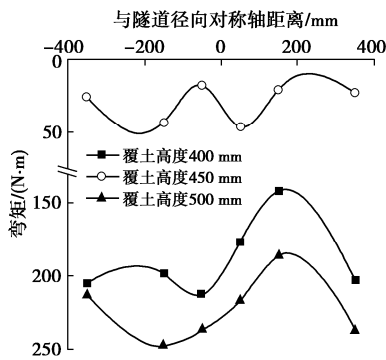


图 20 不同覆土高度弯矩曲线

Fig. 20 Curve of bending moment at different overburden soil heights

不同覆土高度时沿隧道轴向的地表位移曲线见图 21。以覆土高度 450 mm 顶升至 14 节为标准,将覆土高度 400 mm 工况顶升至 12 节,覆土高度 500 mm 工况顶升至 16 节得出数据进行分析。由图可知,覆土高度 400~450 mm 区间内,随着隧道覆土高度的增加,处于沉降区的位移测点沉降变大,最大沉降值发生于覆土高度 450 mm 时离开开挖中心距离 100 mm 测点,对应沉降值为 7.7 mm。覆土高度对于隆起区的位移测点影响较小,最大隆起值差距不大,所测最大隆起值发生于覆土高度 450 mm 时的中心测点处,对应沉降值为 5.4 mm。当覆土高度进一步增高到 500 mm 时,土体隆起现象消失,所有测点均处于沉降状态,且最大沉降值小于覆土高度 450 mm 时的最大沉降值。这是因为,当覆土高度增加到一定程度时,开挖中心处土体受到顶管机头充分切削更容易进入顶管内部,且由于顶管顶升的过程中隧道开口处会出现一部分土体损失,因而更多地呈现出沉降的特征。覆土高度越高,沉降槽的范围也会越大,从而使最大地面沉降值减小。

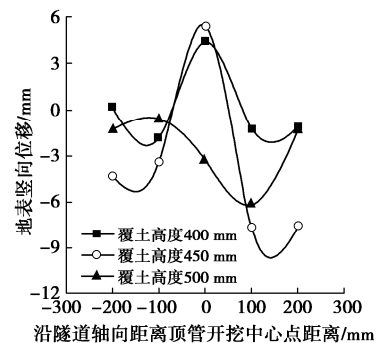


图 21 不同覆土高度位移曲线

Fig. 21 Curves of displacement at different overburden soil heights

2.6 含水土层研究

本节选取试验#1、#6 作对比分析,即在仅改变土层干湿状态,不考虑其它因素改变的情况下,探究隧道内侧弯矩和地表位移等参数的变化规律。

竖向顶管向上顶升至最后一节时,土层含水与不含水工况下盾构隧道内侧沿 2—2 横轴测点的附加弯矩见图 22。由图 22 可知,土层加水后,隧道内侧弯矩明显变大,且各测点之间变化幅度较剧烈,所测弯矩最大值达 238.0 N·m。这是因为加水后土层密度加大,隧道受到围压变大,隧道受到整体影响和扰动也随之变大。

将竖向顶管顶升至 14 节时含水土层与不含水土层两类工况下,沿隧道轴向的地表位移见图 23。由图 23 可知,加水后地表竖向位移更多表现为隆起现象,且隆起值比不含水土层有明显增大,最大值达 7.9

mm, 而不加水土层最大隆起值仅为 5.4 mm。这是因为含水土层受到水的浮力作用, 自重应力减小, 且砂土在含水的情况下流动性变差, 顶管机头排土效果减弱, 从而使土体整体沉降减小。又由于顶管不断朝上顶升土体, 土体受到影响产生隆起现象。在实际施工时需要时刻注意地表的隆起变化。

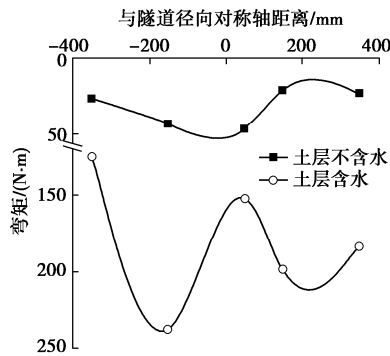


图 22 土层是否含水弯矩曲线

Fig. 22 Curves of bending moment of soil layer with or without water

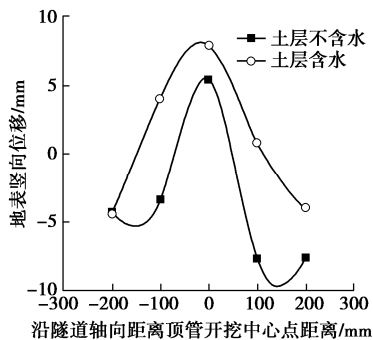


图 23 土层是否含水位移曲线

Fig. 23 Curves of displacement of soil layers with or without water

3 结 论

本文主要对盾构隧道内竖向顶管施工室内模型试验装置及试验过程进行了阐述, 并对试验所得数据进行了分析, 主要得到以下 4 点结论。

(1) 顶管顶升过程中, 隧道内侧弯矩整体呈“W”型分布, 随着顶管不断顶升, 测点弯矩不断增大; 在远离顶管开挖中心位置, 地表竖向位移以沉降为主, 在靠近顶管开挖中心位置, 地表沉降减小, 随着顶管的不断顶升, 在顶管开挖正上方地表出现了隆起现象, 隆起值与沉降值的分界点出现在顶管顶升至 12 节时。

(2) 顶升速度较慢时, 顶管对土体扰动时间变长, 应力传递距离较长, 对土体的影响范围更大, 因而隧道弯矩值明显变大, 弯矩曲线变化幅度更为剧烈, 且

地表沉降会有较为明显的增大。需要注意的是, 顶升速度对地表竖向位移的影响主要集中于沉降区。

(3) 随覆土高度增加, 隧道外部围压增大, 隧道的弯矩值也越大。覆土高度 400~450 mm 区间内, 随覆土高度增加, 处于沉降区的地表位移测点沉降变大; 而当覆土高度进一步增高到 500 mm 时, 中心处土体受到顶管机头充分切削更容易进入顶管内部, 且存在一部分土体损失, 因而所有测点均处于沉降状态。

(4) 对土层进行加水处理后, 土体密度变大, 隧道受到的围压变大, 因而隧道内侧的弯矩明显变大, 且各测点之间变化幅度较为剧烈; 对于地表竖向位移, 在土层含水的情况下, 土体受到水的浮力作用, 自重应力减小, 且由于砂土在含水的情况下流动性变差, 因而顶管机头排土效果减弱, 整体表现为隆起现象。

本文所述模型装置的设计存在着一定的不足, 在后续的研究中将针对模型试验装置进行进一步的改良, 并考虑更多影响因素带来的变化。

参考文献:

- [1] 孙臣生. 藏山隧道竖井施工技术研究与实践[J]. 现代隧道技术, 2019, 56(4): 149 - 153. (SUN Chen-sheng. Research and practice of vertical shaft construction technology for the Cangshan tunnel project[J]. Modern Tunnelling Technology, 2019, 56(4): 149 - 153. (in Chinese))
- [2] 陈建勋, 乔怀玉, 尹增廉. 公路隧道通风竖井施工方法[J]. 筑路机械与施工机械化, 2006, 23(5): 5 - 7. (CHEN Jian-xun, QIAO Huai-yu, YIN Zeng-lian. Airing shaft construction of highway tunnel[J]. Road Machinery & Construction Mechanization, 2006, 23(5): 5 - 7. (in Chinese))
- [3] 韩瑀萱, 冷希乔, 严金秀, 等. 米仓山特长隧道竖井施工技术[J]. 现代隧道技术, 2019, 56(3): 133 - 138. (HAN Yu-xuan, LENG Xi-qiao, YAN Jin-xiu, et al. Construction technology for the shaft of extra-long Micangshan tunnel[J]. Modern Tunnelling Technology, 2019, 56(3): 133 - 138. (in Chinese))
- [4] 夏安琳. 软弱地质深竖井施工[J]. 现代隧道技术, 2005, 42(4): 55 - 59. (XIA An-lin. Construction of a deep shaft in soft ground[J]. Modern Tunnelling Technology, 2005, 42(4): 55 - 59. (in Chinese))
- [5] 赵 辉, 吴红云, 岳德金. 竖井施工引起的地表沉降数据分析[J]. 建筑技术, 2007, 38(6): 449 - 451. (ZHAO Hui, WU Hong-yun, YUE De-jin. Data analysis of ground surface settlement due to construction of silo[J]. Architecture Technology, 2007, 38(6): 449 - 451. (in Chinese))
- [6] 李立云, 邱忠旺, 杜修力, 等. 地铁竖井施工过程中周边环境

- 境响应分析[J]. 工程地质学报, 2018, **26**(4): 1086 - 1094. (LI Li-yun, QIU Zhong-wang, DU Xiu-li, et al. Response of surrounding environment during excavating of subway shaft adjacent to building[J]. Journal of Engineering Geology, 2018, **26**(4): 1086 - 1094. (in Chinese))
- [7] KONDO F, SAKAMOTO H, TAKAISHI T, et al. Construction of three vertical shafts using upward shield machine: the Bandai-Hannan sewer tunnel construction works[J]. IET Electric Power Applications, 2004, **7**(5): 391 - 399.
- [8] ITO K, SAKAE T, HARA S, et al. Development of upward shield method[J]. Tunnelling & Underground Space Technology, 2004, **19**(4/5): 488 - 489.
- [9] 江中孚. 垂直顶升系统设计简介[J]. 地下工程与隧道, 1989(3): 2 - 6. (JIANG Zhong-fu. Brief introduction of vertical jacking system design[J]. Underground Engineering and Tunnels, 1989(3): 2 - 6. (in Chinese))
- [10] 沙俊强. 引水隧道垂直顶升技术的研究及施工控制要点[J]. 中国给水排水, 2016, **32**(18): 118 - 122. (SHA Jun-qiang. Research and construction control points of vertical jacking technology for water diversion tunnel[J]. China Water & Wastewater, 2016, **32**(18): 118 - 122. (in Chinese))
- [11] WANG L Z, WANG Z, LI L L, et al. Construction behavior simulation of a hydraulic tunnel during standpipe lifting[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2011, **26**(6): 674 - 685.
- [12] 彭加强, 闫自海, 魏新江, 等. 多因素下竖向顶管施工引起的土体变形研究[J]. 低温建筑技术, 2019, **41**(4): 100 - 105. (PENG Jia-qiang, YAN Zi-hai, WEI Xin-jiang, et al. Study on the soil deformation caused by the construction of vertical pipe jacking under multiple factors[J]. Low Temperature Architecture Technology, 2019, **41**(4): 100 - 105. (in Chinese))
- [13] 孙 樵, 魏 纲, 王 霄, 等. 竖向顶管施工对周围环境影响的数值模拟[J]. 低温建筑技术, 2019, **41**(7): 92 - 96, 118. (SUN Qiao, WEI Gang, WANG Xiao, et al. Numerical simulation of the influence of vertical pipe jacking construction on surrounding environment[J]. Low Temperature Architecture Technology, 2019, **41**(7): 92 - 96, 118. (in Chinese))
- [14] 陈 楠. 复杂环境中大直径钢顶管的受力特性研究[D]. 上海: 上海交通大学, 2012. (CHEN Nan. Mechanical Characteristics of Steel Pipe-Jacking with Large Diameter in Complex Environment[D]. Shanghai: Shanghai JiaoTong University, 2012. (in Chinese))
- [15] 霍晓卫. 城市给排水工程规划设计概预算与定额施工及验收实用全书(下册)[M]. 北京: 中国环境科学出版社, 2000. (HUO Xiao-wei. Urban Water Supply and Drainage Engineering Planning and Design Estimated Budget, Quota Construction and Acceptance Practical Complete Book (Volume 2) [M]. Beijing: China Environmental Science Press Club, 2000. (in Chinese))
- [16] 张正禄, 李广云, 潘国荣. 工程测量学[M]. 武汉: 武汉大学出版社, 2005. (ZHANG Zheng-lu, LI Guang-yun, PAN Guo-rong. Engineering Geodesy[M]. Wuhan: Wuhan University Press, 2005. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202201006

筋箍碎石桩桩-土界面摩擦特性试验研究及离散元模拟

张玲^{1, 2, 3}, 徐泽宇^{1, 2, 3}, 姚攀^{1, 2, 3}, 赵明华^{1, 2, 3}, 陈龙^{1, 2, 3}

(1. 湖南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410082; 2. 湖南大学建筑安全与节能教育部重点实验室, 湖南 长沙 410082;

3. 湖南大学建筑安全与环境国际联合研究中心, 湖南 长沙 410082)

摘要: 筋箍碎石桩复合地基桩-土界面摩擦特性对其荷载传递机理极为重要。首先通过室内大型直剪试验, 研究了法向应力、软土含水率、碎石料相对密实度、筋材设置等因素对筋箍碎石桩桩-土界面摩擦特性的影响。在此基础上, 采用离散元方法分析了筋材设置、筋材开孔率、筋材抗拉刚度等因素对界面摩擦特性的影响。室内试验及数值分析结果表明: 桩土界面抗剪强度随法向应力、碎石料相对密实度、筋材开孔率、筋材抗拉刚度的增大而增大, 随软土含水率的增加而降低; 界面摩擦系数则随法向应力、软土含水率的增大而减小, 随碎石料相对密实度、筋材开孔率的增大而提高, 筋材抗拉刚度对其影响较小。

关键词: 筋箍碎石桩; 桩-土界面; 直剪试验; 室内试验; 离散元模型

中图分类号: TU470

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)01-0072-10

作者简介: 张玲(1982—), 女, 浙江临海人, 副教授, 博士生导师, 主要从事桩基础和特殊土地基处理方面等研究工作。E-mail: zhanglhd@163.com。

Experimental study and discrete element simulation on interface friction of geo-encased stone columns

ZHANG Ling^{1, 2, 3}, XU Ze-yu^{1, 2, 3}, YAO Pan^{1, 2, 3}, ZHAO Ming-hua^{1, 2, 3}, CHEN Long^{1, 2, 3}

(1. School of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China; 2. Key Laboratory of Building Safety and Energy

Efficiency of the Ministry of Education, Hunan University, Changsha 410082, China; 3. National Center for International Research

Collaboration in Building Safety and Environment, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: The friction characteristics of the column-soil interface is important to the load transfer mechanism of geo-encased stone columns. In this study, model tests are conducted using a large direct shear device to investigate the effects of the normal stress, water content of soft soil, relative density of stone materials and geosynthetic on the characteristics of the column-soil interface. On this basis, the discrete element method is adopted to study the influences of geosynthetic application, aperture ratio of geosynthetic and geosynthetic stiffness. The results indicate the interfacial shear strength increases with the increase of the normal stress, relative density of stone materials, aperture ratio of geosynthetic and geosynthetic stiffness, and decreases with the increase of the water content in soft soil. The interfacial friction coefficient decreases with the increase of the normal stress and water content in soft soil, and increases with the increase of the relative density of stone materials and the aperture ratio of geosynthetics. The influences of geosynthetic stiffness are insignificant to the interfacial friction angle.

Key words: geo-encased stone column; column-soil interface; direct shear test; laboratory test; discrete element model

0 引言

筋箍碎石桩是在普通碎石桩外包裹土工格栅等抗拉性能良好的筋材形成的一种新型桩体(图1), 其作为竖向增强体可置换部分软基以形成复合地基, 支承上部结构荷载, 加速软土地基固结, 减小地基总沉降与差异沉降, 提高地基承载力和整体稳定性^[1-3]。筋箍碎石桩复合地基技术已成功应用于公(铁)路路基处治工程实践。

路堤荷载下, 由于桩土刚度差异, 桩-土界面处

将产生竖向相对剪切位移。研究筋箍碎石桩桩-土界面摩擦特性对复合地基荷载传递机理至关重要, 是准确预测承载变形特性的前提。Castro等^[4]和Pulko等^[5]基于轴对称单元体模型, 视碎石桩为弹塑性材料, 推导出筋箍碎石桩复合地基沉降计算解析解, 但未考虑桩-土界面摩阻力。桩承式路堤系统中, 桩-土间

基金项目: 国家自然科学基金项目(52078205); 湖南省基金项目(2020JJ3013); 湖南省研究生科研创新项目(QL20210108)

收稿日期: 2021-03-23

存在差异沉降^[6-7], 桩 - 土界面摩擦效应对其承载变形特性的影响不容忽视^[8]。因此采用等应变假设、忽略桩土界面摩擦效应不能准确反映筋箍碎石桩的荷载传递机理。Zhang等^[9-10]、Zhou等^[11]提出了考虑桩 - 土界面剪切滑移的复合地基沉降及桩身鼓胀变形计算方法, 其中界面摩阻力参考Wu等^[12]提出的桩土界面极限摩阻力表达式。Deb等^[13]、Zhou等^[14]将桩周土的剪切变形视为以桩轴线为轴心的同心圆, 得到桩 - 土界面及径向相邻土体单元间的竖向摩阻力。总的来说, 目前筋箍碎石桩桩 - 土界面摩阻力表达式大多参考刚性桩桩土界面摩阻力的理论推导, 基于室内试验或数值模拟的筋箍碎石桩界面摩擦效应研究的相关成果甚少。近年来, 国内外学者针对筋箍碎石桩承载变形机理开展了大量试验研究^[15-23]。然由于测试难度问题, 目前试验研究大多未关注到桩 - 土间剪切滑移和由此产生的界面摩擦问题。



图 1 筋箍碎石桩工程图片

Fig. 1 Geo-encased stone column in engineering practice

界面摩擦特性的研究通常可借助室内直剪试验。Liu等^[24]通过大型直剪试验定量分析了砂土中加筋体对筋土界面抗剪强度的贡献; 徐超等^[25]开展了直剪试验研究了法向应力、剪切速率和筋材性质对筋 - 土界面强度的影响; 凌天清等^[26]通过室内试验获得了筋材类型、填料压实度等因素对筋土界面强度的影响规律。然而, 现有研究主要涉及筋 - 土界面摩擦特性, 仅考虑两种材料, 即上、下剪切盒内为同一性质土样, 盒间布置土工材料。而筋箍碎石桩桩 - 土界面摩擦特性涉及碎石 - 筋材 - 土3种材料之间复杂的相互作用, 相关研究鲜有报道。

综上所述, 有必要开展筋箍碎石桩桩 - 土界面摩擦特性研究。本研究拟采用大型直剪仪, 分析法向应力、桩周软土含水率、碎石料相对密实度、筋材设置等因素对桩 - 土界面抗剪强度特性以及界面摩擦特性的影响。此外, 基于离散元数值方法模拟室内大型直剪试验, 进一步揭示筋箍碎石桩桩 - 土界面摩擦特性,

为准确预测筋箍碎石桩复合地基承载变形特性提供依据。

1 室内直剪试验

1.1 试验设备

试验采用 Geotest 摩擦 - 剪切仪 S2450, 剪切盒尺寸为 300 mm×300 mm×75 mm。水平及竖向位移均由 LVDT 传感器进行测量。本试验使用文献[27]建议的剪切速率 (2 mm/min), 当剪切位移达到 60 mm 时停止试验。

1.2 试验材料

本次直剪试验所用材料如图 2 所示。



图 2 试验材料

Fig. 2 Materials used in tests

桩周土取自湘江枯水期的淤泥质土, 天然含水率 w 在 30%~60%, 其他主要物理参数如表 1 所示。根据本试验方案, 将软土制成 4 种不同含水率 ($w=25\%$, 30%, 35%, 40%) 的土样。由直剪试验可得: w 从 25%增大至 40%, 黏聚力由 16.36 kPa 减小至 3.20 kPa, 内摩擦角由 13.21° 减小至 0.61°。碎石料选自湖南益阳段石灰岩采石场, 碎石颗粒级配曲线见图 3, 相对密实度 $D_r=0.5$ 时的物理力学参数见表 2。试验所用土工格栅由聚丙烯材料切割而成, 格栅网孔尺寸为 8 mm×8 mm, 肋宽 8 mm, 力学参数见表 3。

表 1 软土物理参数

Table 1 Physical properties of soft soil

土粒相对质 量密度 G_s	最大干密度 $\rho_{dmax} / (g \cdot cm^{-3})$	液限 $w_L / \%$	塑限 $w_p / \%$	塑性指数 I_p
2.55	1.73	45.8	19.6	26.3

表 2 碎石料物理力学参数

Table 2 Physical and mechanical properties of stone particles

不均匀 系数 C_u	曲率 系数 C_c	黏聚力 c / kPa	内摩 擦角 $\varphi / (^\circ)$	最大干密度 $\rho_{max} / (g \cdot cm^{-3})$	最小干密度 $\rho_{min} / (g \cdot cm^{-3})$
6.22	2.34	4	42	1.719	1.607

表 3 土工格栅力学参数

Table 3 Mechanical properties of geogrids

拉伸强度/ $(kN \cdot m^{-1})$	伸长率/%	抗拉刚度/ $(kN \cdot m^{-1})$
42.0	16.0	262.5

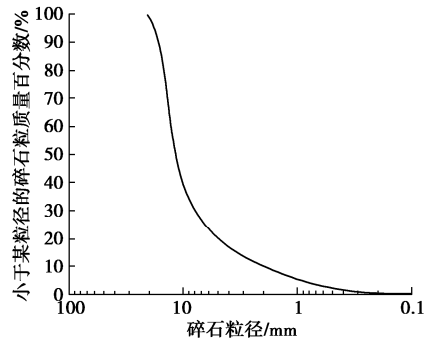


图 3 碎石料颗粒级配曲线

Fig. 3 Grain-size distribution curve of stone particles

1.3 试验方案

碎石桩外增设土工格栅套筒，通过筋材的环箍效应，可与碎石料形成刚度较大的整体，且由于碎石多棱角，套筒与碎石接触面较粗糙，故路堤荷载下桩土相对滑移可能主要出现在筋材和软土界面处或紧挨桩身的桩周土局部范围内。为尽可能模拟上述实际可能出现的滑动剪切面，参考普通加筋土直剪试验试样布置形式，再考虑到一般情况下，软土的压缩量大于碎石料，直剪试验试样布置如图 4 所示，直剪仪上盒充填软土，下盒充填碎石料，碎石料和软土之间铺设土工格栅，筋材的四角用钢条固定在直剪仪下盒。此外，室内直剪试验由于仪器尺寸限制，所采用材料与实际工程中筋箍碎石桩中的材料类型、尺寸、规格有所差异，同时直剪试验难以模拟桩体鼓胀导致的碎石挤出格栅套筒的现象，故结果可能与实际工程情况有一定偏差。本文直剪试验可反映筋箍碎石桩桩-筋-土发生相对剪切位移时的界面摩擦特性。

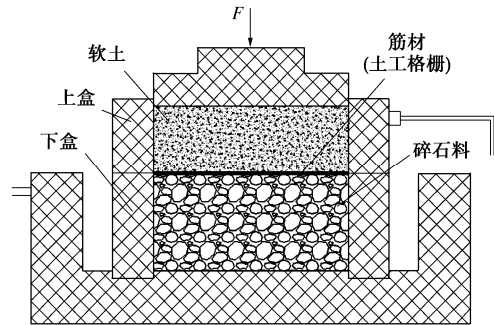


图 4 直剪试验试样布置示意图

Fig. 4 Arrangement of sample in the shear test

试验方案见表 4，A 组研究软土含水率的影响， $w=25\%$ ， 30% ， 35% ， 40% ；B 组研究碎石料相对密实度的影响， $D_r=0.3$ ， 0.5 ， 0.8 ；C 组研究筋材设置情况的影响。每组试验通过控制碎石料相对密实度和软土的含水率以保证试验结果的可比性。碎石料按照所选颗粒级配采用搅拌机拌和均匀，根据碎石料相对密实度和填筑体积称量出所需质量，随后分层压实填入剪切盒中。软土按设定好的含水率配置土样，放置 24 h 后再分层压实填入剪切盒。

表 4 试验方案

Table 4 Test programs of shear tests

组名	软土含水率 $w/\%$	碎石料相对密实度 D_r	筋材	法向应力/kPa
A	25, 30, 35, 40	0.5	有	25, 50, 100, 150, 200
B	30	0.3, 0.5, 0.8	有	25, 50, 100, 150, 200
C31-T35	30	0.5	有, 无	25, 50, 100, 150, 200

2 桩-土界面强度特性分析

本次直剪试验所得应力-位移曲线均无峰值，依据《公路土工试验规程：JTGE40—2007》，取沿剪切方向应变达 10%（30 mm）时对应的剪切应力作为界面抗剪强度。

2.1 桩周土含水率对界面抗剪强度特性的影响

图 5 为碎石料相对密实度 $D_r=0.5$ ，设置土工格栅加筋材料，软土含水率分别为 25%，30%，35%，40% 时，桩-土界面抗剪强度与法向应力关系曲线。界面抗剪强度随法向应力呈线性增加。根据莫尔库仑强度准则，界面抗剪强度与法向应力的关系为

$$\tau_{ps} = c_{ps} + \sigma \tan \varphi_{ps} \quad (1)$$

式中， τ_{ps} 为桩-土界面抗剪强度， σ 为法向应力， c_{ps} 为界面黏聚力， φ_{ps} 为界面摩擦角。

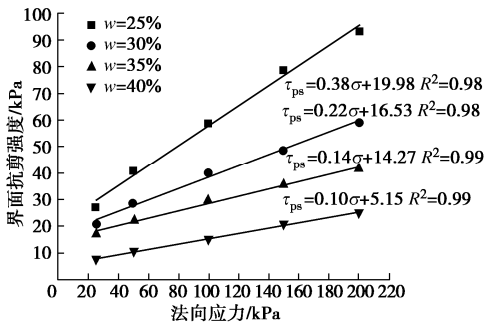


图 5 不同软土含水率时界面抗剪强度与法向应力的关系曲线

Fig. 5 Relationship between interfacial shear strength and normal stress under different water contents of soil

表 5 为不同含水率下界面抗剪强度指标：界面黏聚力 c_{ps} （对应图 5 拟合直线的截距）和界面摩擦角 φ_{ps} （对应图 5 拟合直线与 x 轴的夹角）。由图 5 及表 5 可见，软土含水率对界面抗剪强度 τ_{ps} 及抗剪强度指标（ c_{ps} 、 φ_{ps} ）存在明显影响：①同一法向应力下，界面抗剪强度随软土含水率增加而减小。例如：图 5 中法向应力 $\sigma=150$ kPa， w 从 25% 增加到 40% 时，界面抗剪强度 τ_{ps} 由 82 kPa 减至 21 kPa，降低 74.4%。②随含水率 w 增加，界面黏聚力 c_{ps} 及界面摩擦角 φ_{ps} 逐渐减小。 w 从 25% 增加到 40% 时， c_{ps} 从 19.98 kPa 减至 5.15 kPa，降低 74.22%； φ_{ps} 从 20.81° 减至 5.71° ，降低 72.56%。上述现象可从两个方面解释：①宏观方面，

随含水率增加, 软土抗剪强度和抗剪强度指标减小, 而桩土界面抗剪强度与软土抗剪强度正相关^[28]; ②微观方面, 软土含水率增加时, 水在较大颗粒表面形成润滑剂, 降低土颗粒间的摩阻力。对细小颗粒而言, 结合水膜随含水率的增加而增厚, 甚至会形成富余的自由水, 使土粒间的电分子引力减弱, 因此表现出土样抗剪强度指标随含水率增加而降低的现象。虽然直剪试验无法测定出剪切过程中的排水固结情况, 但不同含水率情况下的直剪试验可间接反映筋箍碎石桩排水固结对界面摩擦效应的影响。设置筋箍碎石桩可加速软土排水固结, 强化桩土界面摩擦性能, 提高桩侧摩阻力和地基承载力。

表 5 不同软土含水率下的桩 - 土界面抗剪强度指标

Table 5 Shear strength properties of column-soil interface under different water contents of soil		
含水率 $w/\%$	界面黏聚力 c_{ps}/kPa	界面摩擦角 $\varphi_{ps}/(^{\circ})$
25	19.98	20.81
30	16.53	12.41
35	14.27	7.97
40	5.15	5.71

2.2 碎石料相对密度对界面抗剪强度的影响

图 6 为软土含水率 $w=30\%$, 设置加筋材料, 碎石料相对密度 $D_r=0.3, 0.5, 0.8$ 时, 界面抗剪强度与法向应力关系。由图 6 可得: ①界面抗剪强度随碎石料相对密度增加而提高。当法向应力 $\sigma=100\text{ kPa}$, D_r 从 0.3 增大至 0.8 时, 界面抗剪强度由 33.4 kPa 增大至 44.8 kPa, 提高 34.13%。②碎石料相对密度 D_r 对桩土界面抗剪强度的影响主要表现在界面黏聚力 c_{ps} 的增长, 对界面摩擦角 φ_{ps} 的影响较小。例如, 当 D_r 从 0.3 增大至 0.8 时, c_{ps} 从 11.89 kPa 增加至 21.44 kPa, 增加 80.32%; 对应的 φ_{ps} 从 11.97° 增加至 12.41° , 仅增加 3.67%。这是因为碎石颗粒相对密度越大, 颗粒间孔隙小、接触更紧密, 碎石颗粒间的咬合、嵌锁作用越强, 界面附近的碎石颗粒在剪应力作用下难以发生旋转、滑移, 故碎石相对密实度的增加强化了颗粒嵌锁形成的桩土界面黏聚力。

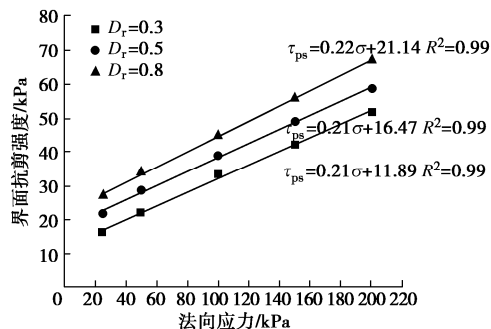


图 6 不同碎石料相对密度下界面抗剪强度与法向应力的关系曲线

Fig. 6 Relationship between interfacial shear strength and normal stress under different relative compactnesses of stone

2.3 筋材对界面抗剪强度的影响

图 7 为软土含水率 $w=30\%$, 碎石料相对密度 $D_r=0.5$ 时, 有、无加筋两种情况下, 桩 - 土界面抗剪强度与法向应力的关系曲线。

由图 7 可见, 有筋材时的界面抗剪强度低于无筋材时的情况。例如, 当 $\sigma=200\text{ kPa}$ 时, 无筋材与有筋材时的桩 - 土界面抗剪强度分别是 77.6, 59.0 kPa, 后者较前者降低了 23.97%。此外, 筋材铺设情况对界面抗剪强度指标也存在明显影响。无筋材和有筋材时的界面黏聚力 c_{ps} 分别为 22.32, 16.34 kPa, 后者较前者减小 26.79%; 相应的界面摩擦角 φ_{ps} 分别为 15.65° , 12.13° , 后者较前者减小 22.49%。以上结果表明, 就本文所选筋材, 土工格栅不仅未能提高桩土界面摩擦性能, 反而弱化了界面的抗剪强度和抗剪强度参数。原因是本文所选筋材的表面较为光滑, 且缺少鼓出节点和加强肋, 无法约束界面附近颗粒位移, 而筋材面积占整个桩土界面的 74%, 筋材降低了碎石 - 软土的接触面积, 使得筋 - 土界面抗剪强度增长幅度小于界面抗剪强度减小的幅度, 所以表现为桩土界面抗剪强度因加筋而降低的现象。

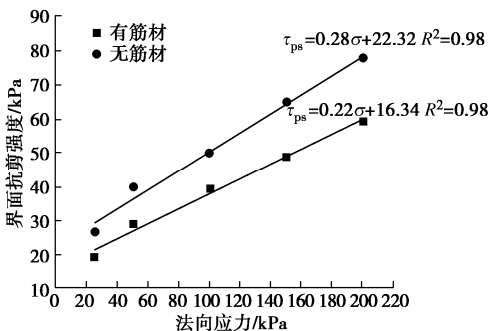


图 7 有无铺设筋材时界面抗剪强度与法向应力关系曲线

Fig. 7 Relationship between interfacial shear strength and normal stress with or without geogrids

3 桩 - 土界面摩擦特性分析

桩 - 土界面特性除界面强度特性 (抗剪强度 τ_{ps} , 界面抗剪强度指标 c_{ps} 、 φ_{ps}), 还包括界面摩擦系数 μ 。参考文献^[29], 界面摩擦系数 μ 定义为界面最大剪应力 $\tau_{\max}$ 和对应法向应力 σ 的比值:

$$\mu = \frac{\tau_{\max}}{\sigma} \quad (2)$$

3.1 软土含水率的影响

图 8 为不同软土含水率时桩 - 土界面摩擦系数与法向应力的关系曲线。由图 8 可见: 界面摩擦系数随法向应力增大而减小, 如 $w=30\%$ 时, $\sigma=25\text{ kPa}$ 和 200 kPa 时界面摩擦系数分别为 0.72 和 0.33, 减小 54.17%。虽然界面摩擦系数随法向应力增大而减小, 但并不意

味界面强度降低,相反,由前所述,界面强度随法向应力增大而提高。产生上述规律的原因是,随法向应力 σ 增大,界面最大剪应力 $\tau_{\max}$ 增量较小,导致 $\tau_{\max}/\sigma$ 的比值降低。界面摩擦系数在法向应力较大时趋于稳定,说明此时法向应力增量引起的界面最大剪应力 $\tau_{\max}$ 增量变大,因此界面摩擦系数不会继续降低。以上现象与文献[29]所得结论类似,符合客观规律。由于界面摩擦系数不是一个常量,故分析筋箍碎石桩荷载传递时,需考虑桩体所受围压随深度增大这一因素,对所选界面摩擦系数进行适当折减。另外,桩-土界面摩擦系数随含水率增大而减小,例如:法向应力 $\sigma=150$ kPa时,软土含水率 w 从25%增大到40%时,摩擦系数从0.58降低至0.14,降低75.9%。原因是含水率的增加导致软土颗粒间的粒间引力和粒间摩擦力减弱。这从侧面也反映出:实际工程中,经筋箍碎石桩排水固结后,桩周软土含水率降低,桩土摩擦系数提高,即摩擦系数将随桩周软土固结度的增加而提高。

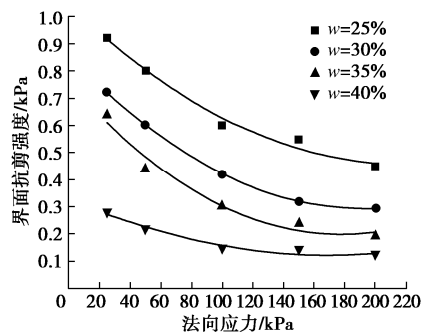


图8 不同软土含水率时界面摩擦系数与法向应力的关系曲线

Fig. 8 Relationship between interfacial friction coefficient and normal stress under different water contents of soil

3.2 碎石料相对密度的影响

图9给出了不同碎石料相对密度下界面摩擦系数与法向应力关系曲线。由图9可知,对于相同法向应力,摩擦系数随碎石料相对密度的增加而增加,但增长幅度较小。如 $\sigma=200$ kPa,相对密度 D_r 从0.3增加到0.5时,界面摩擦系数从0.26增加到0.29,增长11.54%。这是由于界面抗剪强度随相对密度的增加而增加,而摩擦系数定义为界面抗剪强度与法向应力的比值,故界面摩擦系数会随相对密度的增加而增加。

3.3 土工格栅的影响

图10是桩土界面有、无筋材情况下界面摩擦系数与法向应力关系曲线。可以看出,无筋材时界面摩擦系数大于有筋材时。法向应力 $\sigma=200$ kPa时,无、有筋材的界面摩擦系数分别是0.41和0.30,后者较前者降低26.83%。原因是本试验所用筋材表面光滑且缺乏鼓出节点和加强肋,使加筋材料对界面附近颗粒的约束能力不强,难以形成较大的格栅被动阻力[30]。

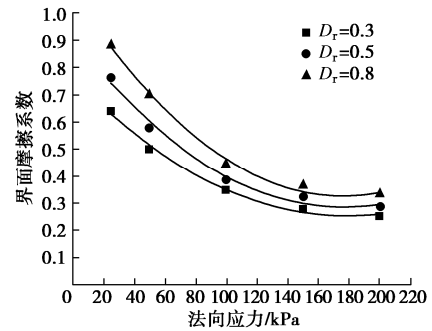


图9 不同碎石料相对密度下摩擦系数与法向应力关系曲线

Fig. 9 Relationship between interfacial friction coefficient and normal stress under different stone relative compactnesses

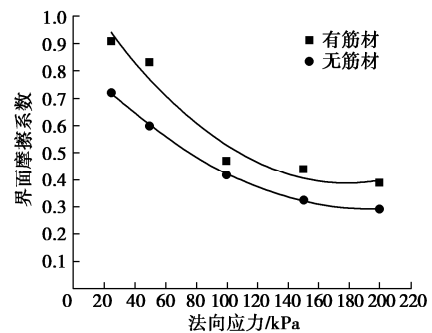


图10 有筋材铺设时界面摩擦系数与法向应力关系曲线

Fig. 10 Relationship between the interfacial friction coefficient and the normal stress with or without geogrids

4 离散元数值分析

4.1 数值模型的建立与验证

本文采用PFC^{3D}颗粒流软件建立数值模型,模型长×宽×高为0.3 m×0.3 m×0.15 m,与室内模型试验尺寸一致,如图11所示。参考文献[31],软土和筋材颗粒间的接触采用平行黏结模型,碎石颗粒间的接触采用接触黏结模型。在数值试验前对各材料参数进行标定。对碎石和黏土颗粒进行数值三轴试验,如图12所示。由于软土、碎石粒径较小,若按原尺寸模拟,在离散元中极难实现,为提高数值模型计算效率,参考文献[32]中的处理办法,以材料的重要力学参数(即碎石的摩擦角,软土的黏聚力)为判断依据,在多次尝试的基础上,合理放大颗粒粒径。本文数值直剪试验中取软土粒径范围3~5 mm,颗粒数目为15268个,碎石粒径范围6~10 mm,颗粒数目为2115个。

图13为室内试验和数值试验得到的碎石材料在不同围压下的内摩擦角,室内试验和数值试验在围压100, 200, 300 kPa条件下内摩擦角值分别为50.9°, 44.2°, 41.8°和53.4°, 44.7°, 40.0°,可见两种情况下碎石料摩擦角随围压增大而减小,其演化趋势一致且获得的摩擦角值相当接近。

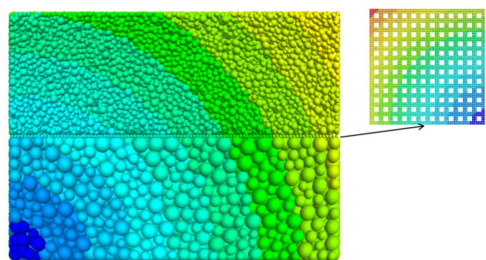


图 11 颗粒流数值模型图

Fig. 11 Numerical model used in particle flow analysis

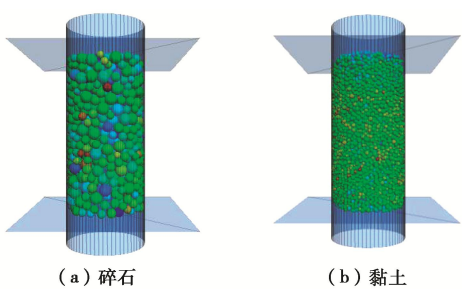


图 12 数值三轴试验

Fig. 12 Numerical triaxial tests

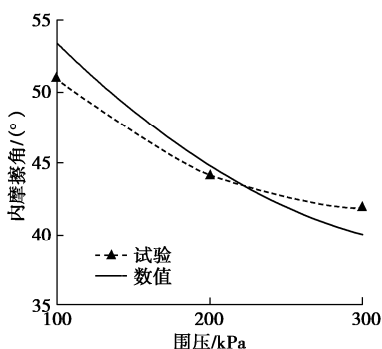


图 13 不同围压下碎石料内摩擦角室内试验和数值试验结果

Fig. 13 Results of laboratory and numerical tests on friction angle of stone materials under different confining pressures

参考 Gu 等^[33]提出的方法以黏聚力为判别依据对黏土材料进行标定。考虑到黏土材料模拟的复杂性,仅标定含水率 $w=40\%$ 的细观参数,其黏聚力 c_u 为 3.2 kPa。黏土的数值三轴试验模型如图 12 (b),黏土三轴试验的应力应变关系曲线如图 14 所示,最大竖向应力值为 6.4 kPa,此时轴向应变为 0.9%。由于不固结不排水三轴试验中,试样有效围压为零,取竖向应力最大值的一半即为黏土黏聚力,可得黏聚力为 3.2 kPa,与室内三轴试验所得黏聚力一致。同时根据理论公式^[34],黏土弹性模量可估算得: $E=200c_u=640$ kPa;由图 14 得弹性模量 E 为最大竖向应力与轴向应变的比值,即 710 kPa,由此可见离散元结果与理论值比较接近。

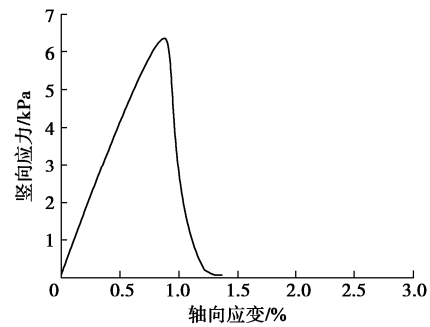


图 14 黏土数值三轴试验应力 - 应变曲线

Fig. 14 Stress-strain curve of clay obtained by numerical triaxial tests

土工格栅网孔尺寸为 $8\text{ mm}\times 8\text{ mm}$,肋宽为 8 mm,肋条由四个直径为 2 mm 的 ball 颗粒黏结而成。对土工格栅进行数值拉拔试验,对比室内拉拔试验结果完成标定,如图 15 所示。离散元拉拔模型与室内试验保持一致,土工格栅上端固定,下端施加恒定速度,并记录应力 - 应变关系,结果如图 15 (c) 所示。可知离散元结果与室内拉拔试验结果接近,离散元方法能准确模拟土工格栅特性。各材料的细观参数见表 6~8。

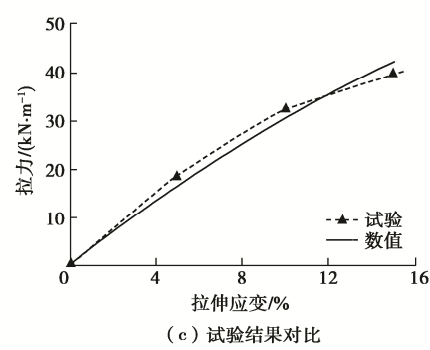
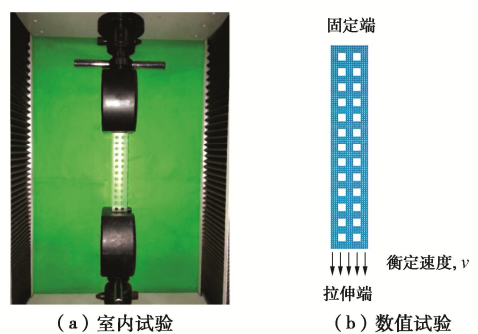


图 15 土工格栅筋材拉拔试验

Fig. 15 Tensile tests on geogrids

表 6 碎石细观力学参数

Table 6 Micromechanical properties of crushed stone

参数	k_n	k_s	f_{ric}	C_{b_tenf}	C_{b_shearf}
取值	6×10^7	1×10^7	0.8	300	150

注: k_n , k_s 分别为法向和切向刚度; f_{ric} 为摩擦系数; C_{b_tenf} 分别为法向和 C_{b_shearf} 切向黏接刚度。

表 7 软土细观力学参数

Table 7 Micromechanical properties of soft soil

μ_b	k_n	k_s	k_{npb}	k_{spb}
0.25	4×10^4	4×10^4	3.2	3.2

表 8 土工格栅细观力学参数

Table 8 Micromechanical properties of geogrid

μ_b	k_{npb}	k_{spb}	t_{pb}	c_{pb}
0.5	1.65×10^{11}	1.65×10^5	3×10^9	3×10^9

注：表 7~8 中 μ_b 、 k_{npb} 、 k_{spb} 、 t_{pb} 、 c_{pb} 分别为颗粒摩擦系数、平行黏接法向刚度、平行黏接剪切刚度、平行黏接法向强度、平行黏接剪切强度。

在各材料（软土、碎石料、土工格栅）细观力学参数得到合理标定的前提下，通过对比室内试验得到的应力应变曲线验证本文所建数值模型的合理性，如图 16 所示。基于此，采用该数值模型进一步分析筋材设置、筋材开孔率和筋材抗拉刚度等因素对桩土界面摩擦特性的影响。

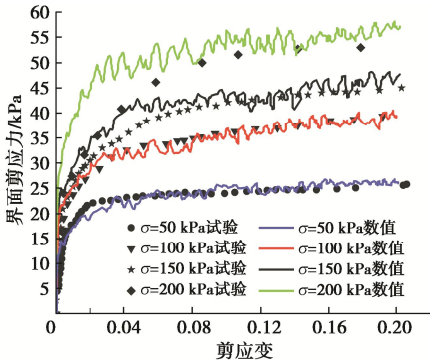


图 16 颗粒流数值拟合结果与直剪试验的对比分析

Fig. 16 Comparison between numerical and experimental results

4.2 筋材设置的影响

由图 17 可见，有加筋时碎石料相对密实度对界面的黏聚力有较大影响，界面黏聚力随相对密实度增加而增加；无加筋时，碎石料相对密实度对黏聚力的影响较小，且界面黏聚力随相对密实度增加反而略有减小。无加筋时（碎石 - 黏土界面），当碎石料相对密实度 D_r 从 0.3 增至 0.8 时，界面黏聚力 c_{ps} 从 18.66 kPa 减至 16.83 kPa，降低 9.81%，而加筋时， c_{ps} 从 11.89 kPa 增至 21.14 kPa，提高 78%。原因可能是碎石料属于散体材料，自身没有黏聚力，碎石 - 黏土界面的黏聚力主要来自黏土黏聚力的贡献，当碎石料相对密实度增加时，剪切过程中碎石料会发生剪胀，碎石料在桩土界面所占比例增加，黏土所占比例减小，故而使得碎石 - 黏土界面黏聚力减小。但对于有加筋的情况（碎石 - 筋材 - 黏土复合界面），筋材可限制碎石料剪胀变形，同时为碎石料提供似黏聚力，碎石料相对密实度越大，

碎石 - 筋材界面压力越大，筋材约束效应越明显，相应的似黏聚力越大。

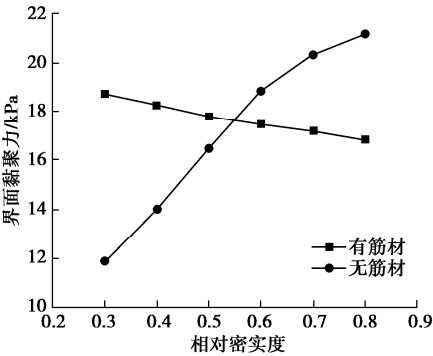


图 17 界面黏聚力与碎石料相对密实度的关系曲线

Fig. 17 Relationship between interfacial cohesion and relative compactness of stone

此外，相对密实度较小 ($D_r < 0.55$) 时，无加筋时碎石 - 黏土界面黏聚力大于有加筋时碎石 - 筋材 - 黏土复合界面黏聚力。原因可能是复合界面的黏聚力主要来自两个部分：黏土自身黏聚力和筋材设置引起的似黏聚力。对于碎石 - 黏土界面，增设筋材后，界面处黏土所占比例减小，黏土黏聚力对界面黏聚力的贡献骤减。当碎石料相对密实度较小时，筋材设置引起的似黏聚力增量不足以补偿黏土黏聚力衰减量，故此时无加筋时界面黏聚力大于有加筋时的情况，且相对密实度越小，两者的差异越大。随着相对密实度增加，筋材设置引起的似黏聚力逐渐发挥并占主导地位，故碎石料相对密实度较大（图 17 中 $D_r > 0.55$ ）时，无加筋时界面黏聚力小于有加筋时的情况，且相对密实度越大，两者的差异越大。

图 18 为桩土界面摩擦角随碎石料相对密实度的变化情况。图 18 中，有加筋时（碎石 - 筋材 - 黏土复合界面），碎石料相对密实度的变化对界面摩擦角的影响较小；但无加筋时（碎石 - 黏土界面），界面摩擦角随相对密实度的增加而显著提高，当碎石料相对密实度 D_r 从 0.3 增至 0.8 时，碎石 - 黏土界面摩擦角从 12.91° 增至 19.95° ，提高 54.53%。原因可能是碎石 - 黏土界面摩擦主要来自土粒间表面粗糙产生的滑动摩擦以及土粒间相互嵌入所产生的咬合摩擦，碎石料密实度越高，剪切面上碎石颗粒所占比例越大，其对界面摩擦的贡献越大，故而摩擦角越大；但在碎石 - 黏土界面铺设土工格栅后，格栅表面相对光滑，且减少了界面上的碎石颗粒所占面积，导致加筋时界面摩擦角减小。

4.3 筋材开孔率的影响

本节主要讨论剪切面上筋材面积对桩土界面摩擦特性的影响。引入“开孔率 R_H ”表征此特点，即筋材

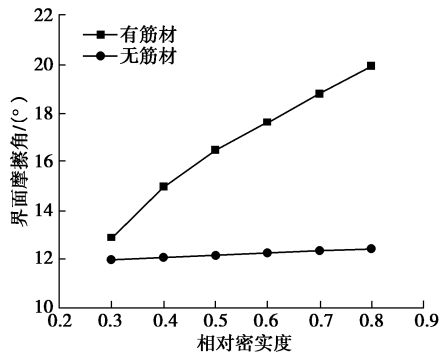


图 18 界面摩擦角与碎石料相对密实度的关系曲线

Fig. 18 Relationship between interfacial friction angle and relative compactness of stone

网孔面积与整个直剪面积的比值。图 19 给出了碎石 - 筋材 - 黏土复合界面的黏聚力和摩擦角随筋材开孔率的变化情况。由图 19 可见, 界面黏聚力和摩擦角均随开孔率的增大而增大。例如, 当开孔率从 0 增大到 0.44 时, 对应的界面黏聚力从 21.2 kPa 增大至 22.5 kPa, 提高 6.13%, 界面摩擦角从 11.3° 增大至 14.2°, 提高 25.66%。这是由于开孔率增大, 增加了剪切面上碎石与黏土的接触面积, 进一步印证了界面强度与碎石 - 黏土接触面积呈正相关。

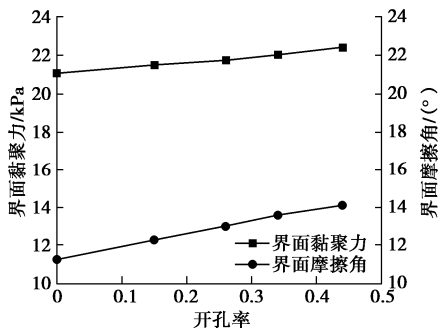


图 19 筋材开孔率对界面黏聚力和界面摩擦角的影响

Fig. 19 Influences of aperture ratio of geosynthetics on interfacial cohesion and friction angle

4.4 筋材抗拉刚度的影响

图 20 是土工格栅抗拉刚度从 1 kN/m 增加至 20 kN/m, 筋箍碎石桩桩土界面摩擦角及界面黏聚力的变化情况。由图 20 可见, 筋箍碎石桩桩 - 土界面黏聚力随格栅抗拉刚度的变化较小, 但界面摩擦角随格栅刚度增加而增大。格栅抗拉强度从 1 kN/m 增加至 20 kN/m, 界面黏聚力在 16.5~18.5 kPa 范围内变化, 而界面摩擦角从 12.57° 增至 14.78°, 增加了 17.58%。即格栅抗拉刚度对碎石 - 筋材 - 黏土复合界面抗剪强度的影响主要反映在对界面摩擦角的增长上。

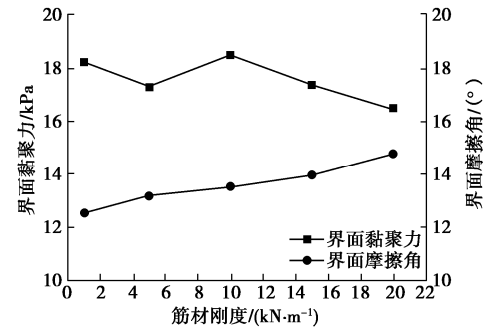


图 20 筋材抗拉刚度对界面黏聚力和界面摩擦角的影响

Fig. 20 Influences of geosynthetic stiffness on interfacial cohesion and friction angle

5 结 论

本文基于室内大型直剪试验和离散元数值模拟试验, 对筋箍碎石桩桩土界面摩擦特性展开研究, 主要得到以下 5 点结论。

(1) 桩 - 土界面抗剪强度随法向应力的增大而线性增大, 符合莫尔库仑强度准则; 但桩 - 土界面摩擦系数随法向应力的增大而减小, 且逐渐趋于稳定。

(2) 筋箍碎石桩桩 - 土界面抗剪强度和界面摩擦系数均随桩周软土含水率的增大而减小。因此, 使用排水性能良好的筋箍碎石桩, 可使桩 - 土界面摩擦性能随固结度的增长而不断强化, 有利于提高地基承载力。

(3) 桩 - 土界面抗剪强度和界面摩擦系数随碎石料相对密实度的增加而增加, 主要表现为界面黏聚力的增加, 而对界面摩擦角的影响较小。

(4) 因本试验中所选用筋材表面光滑, 此类筋材的设置弱化了桩 - 土界面的抗剪强度和摩擦系数。界面抗剪强度和界面摩擦系数随开孔率增大而提高。

(5) 增大土工格栅抗拉刚度提高了界面摩擦角, 然而对界面黏聚力及界面摩擦系数影响较小。

参考文献:

- [1] ALMEIDA M S S, HOSSEINPOUR I, RICCIO M, et al. Behavior of geotextile-encased granular columns supporting test embankment on soft deposit[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2015, **141**(3): 04014116.
- [2] SCHNAID F, WINTER D, SILVA A E F, et al. Geotextile encased columns (GEC) used as pressure-relief system. Instrumented bridge abutment case study on soft soil[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2017, **45**(3): 227 - 236.
- [3] NAGULA S S, NGUYEN D M, GRABE J. Numerical modelling and validation of geosynthetic encased columns in soft soils with installation effect[J]. Geotextiles and

- Geomembranes, 2018, **46**(6): 790 – 800.
- [4] CASTRO J, SAGASETA C. Deformation and consolidation around encased stone columns[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2011, **29**(3): 268 – 276.
- [5] PULKO B, MAJES B, LOGAR J. Geosynthetic-encased stone columns: analytical calculation model[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2011, **29**(1): 29 – 39.
- [6] HAN J, GABR M A. Numerical analysis of geosynthetic-reinforced and pile-supported earth platforms over soft soil[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, **128**(1): 44 – 53.
- [7] HUANG J, HAN J, OZTOPRAK S. Coupled mechanical and hydraulic modeling of geosynthetic-reinforced column-supported embankments[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **135**(8): 1011 – 1021.
- [8] 曹文贵, 赵聚才, 贺敏, 等. 柔性基础下筋箍碎石桩复合地基变形机理及其沉降分析方法[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(5): 818 – 826. (CAO Wen-gui, ZHAO Ju-cai, HE Min. Deformation mechanism and settlement analysis method of reinforced hoop-gravel-pile composite ground under flexible foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(5): 818 – 826. (in Chinese))
- [9] ZHANG L, ZHAO M H, SHI C J, et al. Settlement calculation of composite foundation reinforced with stone columns[J]. International Journal of Geomechanics, 2013, **13**(3): 248 – 256.
- [10] ZHANG L, ZHAO M H. Deformation analysis of geotextile-encased stone columns[J]. International Journal of Geomechanics, 2015, **15**(3): 04014053.
- [11] ZHOU Y, KONG G Q, YANG Q, et al. Deformation analysis of geosynthetic-encased stone column using cavity expansion models with emphasis on boundary condition[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2019, **47**(6): 831 – 842.
- [12] WU C S, HONG Y S. The behavior of a laminated reinforced granular column[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2008, **26**(4): 302 – 316.
- [13] DEB K, MOHAPATRA S R. Analysis of stone column-supported geosynthetic-reinforced embankments[J]. Applied Mathematical Modelling, 2013, **37**(5): 2943 – 2960.
- [14] ZHOU Y, KONG G Q. Deformation analysis of geosynthetic-encased stone column-supported embankment considering radial bulging[J]. International Journal of Geomechanics, 2019, **19**(6): 04019057.
- [15] 高明军, 刘汉龙, 左威龙. 格栅碎石桩技术及现场试验研究[J]. 西部探矿工程, 2008, **20**(12): 11 – 14. (GAO Ming-jun, LIU Han-long, ZUO Wei-long. The technique of geogrid stone cased pile and field experiment[J]. West-China Exploration Engineering, 2008, **20**(12): 11 – 14. (in Chinese))
- [16] 赵明华, 顾美湘, 张玲, 等. 竖向土工加筋体对碎石桩承载变形影响的模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(9): 1587 – 1593. (ZHAO Ming-hua, GU Mei-xiang, ZHANG Ling, et al. Model tests on influence of vertical geosynthetic-encasement on performance of stone columns[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(9): 1587 – 1593. (in Chinese))
- [17] OUYANG F, ZHANG J J, LIAO W M, et al. Characteristics of the stress and deformation of geosynthetic-encased stone column composite ground based on large-scale model tests[J]. Geosynthetics International, 2016: 1 – 13.
- [18] MIRANDA M, DA COSTA A, CASTRO J, et al. Influence of geotextile encasement on the behaviour of stone columns: Laboratory study[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2017, **45**(1): 14 – 22.
- [19] GHAZAVI M, NAZARI A J. Bearing capacity of geosynthetic encased stone columns[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2013, **38**: 26 – 36.
- [20] ALI K, SHAHU J T, SHARMA K G. Model tests on single and groups of stone columns with different geosynthetic reinforcement arrangement[J]. Geosynthetics International, 2014, **21**(2): 103 – 118.
- [21] 陈建峰, 王波, 魏静, 等. 加筋碎石桩复合地基路堤模型试验[J]. 中国公路学报, 2015, **28**(9): 1 – 8. (CHEN Jian-feng, WANG Bo, WEI Jing, et al. Model test of embankment on composite foundation reinforced with geosynthetic-encased stone columns[J]. China Journal of Highway and Transport, 2015, **28**(9): 1 – 8. (in Chinese))
- [22] 欧阳芳, 张建经, 付晓, 等. 包裹碎石桩承载特性试验研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(7): 1929 – 1936. (OUYANG Fang, ZHANG Jian-jing, FU Xiao, et al. Experimental analysis of bearing behavior of geosynthetic encased stone columns[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(7): 1929 – 1936. (in Chinese))
- [23] 张玲, 徐泽宇, 赵明华. 循环荷载作用下筋箍碎石桩复合地基工作性状试验研究[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(12): 2198 – 2205. (ZHANG Ling, XU Ze-yu, ZHAO Ming-hua. Experimental research on behaviors of geogrid-encased stone column-improved composite foundation under cyclic loads[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(12):

- 2198 - 2205. (in Chinese))
- [24] LIU C N, HO Y H, HUANG J W. Large scale direct shear tests of soil/PET-yarn geogrid interfaces[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2009, **27**(1): 19 - 30.
- [25] 徐 超, 孟凡祥. 剪切速率和材料特性对筋-土界面抗剪强度的影响[J]. *岩土力学*, 2010, **31**(10): 3101 - 3106. (XU Chao, MENG Fan-xiang. Effects of shear rate and material properties on shear strength of geosynthetic-soil interface[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, **31**(10): 3101 - 3106. (in Chinese))
- [26] 凌天清, 周 滨, 吴春波, 等. 筋土界面摩擦特性影响因素分析[J]. *交通运输工程学报*, 2009, **9**(5): 7 - 12. (LING Tian-qing, ZHOU Bin, WU Chun-bo, et al. Study of influence factors on tendons-soil interface characteristic[J]. *Journal of Traffic and Transportation Engineering*, 2009, **9**(5): 7 - 12. (in Chinese))
- [27] 杨广庆, 李广信, 张保俭. 土工格栅界面摩擦特性试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2006, **28**(8): 948 - 952. (YANG Guang-qing, LI Guang-xin, ZHANG Bao-jian. Experimental studies on interface friction characteristics of geogrids[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, **28**(8): 948 - 952. (in Chinese))
- [28] 闫澍旺, 林 澍, 贾沼霖, 等. 海洋土与钢桩界面剪切强度的大型直剪试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2018, **40**(3): 495 - 501. (YAN Shu-wang, LIN Shu, JIA Zhao-lin, et al. Large-scale direct shear tests on shear strength of interface between marine soil and steel piles[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, **40**(3): 495 - 501. (in Chinese))
- [29] 王家全, 周 健, 黄柳云, 等. 土工合成材料大型直剪界面作用宏细观研究[J]. *岩土工程学报*, 2013, **35**(5): 908 - 915. (WANG Jia-quan, ZHOU Jian, HUANG Liu-yun, et al. Macroscopic and mesoscopic studies of interface interaction on geosynthetics by use of large direct shear tests[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2013, **35**(5): 908 - 915. (in Chinese))
- [30] 王协群, 张俊峰, 邹维列, 等. 格栅-土界面抗剪强度模型及其影响因素[J]. *土木工程学报*, 2013, **46**(4): 141 - 149. (WANG Xie-qun, ZHANG Jun-feng, ZOU Wei-lie, et al. A shear strength model of geogrid-soil interface and its influence factors[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2013, **46**(4): 141 - 149. (in Chinese))
- [31] GU M, HAN J, ZHAO M H. Three-dimensional discrete-element method analysis of stresses and deformations of a single geogrid-encased stone column[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2017, **17**(9): 04017070.
- [32] 顾美湘. 筋箍碎石桩复合地基承载变形特性的三维离散元模型试验研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2017. (GU Mei-xiang. Three-Dimensional DEM Analysis and Model Tests on Geosynthetic Encased Stone Columns[D]. Changsha: Hunan University, 2017. (in Chinese))
- [33] GU M, HAN J, ZHAO M H. Three-dimensional DEM analysis of axially loaded geogrid-encased stone column in clay bed[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2020, **20**(3): 04019180.
- [34] HAN J. Principles and Practice of Ground Improvement[M]. Hoboken: Wiley, 2015: 133 - 156.

DOI: 10.11779/CJGE202201007

气压和温度变化共同作用下垃圾填埋场边坡稳定性研究

舒实^{1, 2}, 施建勇^{*1, 2}

(1. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210024; 2. 河海大学岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210024)

摘要: 城市生活垃圾填埋场在高渗沥液水位情况下发生边坡失稳滑坡的工程事故已多次发生, 初步分析认为滑坡由渗沥液水位、垃圾降解产气和温度升高等因素共同引起。目前尚未见考虑渗沥液水位、气压和温度共同影响填埋场边坡稳定性研究的报道。通过简化垃圾填埋场气压和温度分布的计算, 利用瑞典条分法进行考虑渗沥液水位、气压和温度共同影响的填埋场边坡稳定性分析。计算结果表明: 考虑气压和温度的影响使得填埋场边坡稳定安全系数降低24.7%~43.0%; 建议在同时考虑渗沥液水位、气压和温度的影响进行填埋场边坡稳定分析时, 控制最小安全系数大于1.0可保证填埋场安全运行。本研究可为垃圾填埋场的设计、施工和运行管理提供理论支撑。

关键词: 垃圾填埋场; 气压; 温度; 边坡稳定; 安全系数

中图分类号: TU449

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)01-0082-08

作者简介: 舒实(1986—), 男, 博士, 副教授, 主要从事环境岩土工程相关问题的科研工作。E-mail: shushi@hhu.edu.cn。

Slope stability of municipal solid waste landfills under combined effects of gas pressure and temperature changes

SHU Shi^{1, 2}, SHI Jian-yong^{1, 2}

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China;

2. Geotechnical Engineering Research Institute, Hohai University, Nanjing 210024, China)

Abstract: Engineering accidents of slope failure in municipal solid waste (MSW) landfills under the high leachate level have occurred many times. The preliminary analysis indicates that the slope failure is caused by various factors such as leachate level, gas production and temperature increase caused by the waste degradation. However, very limited researches have been conducted to analyze slope stability of landfills considering the combined effects of leachate level, gas pressure and temperature. In this study, by simplifying the calculation of gas pressure and temperature distribution of landfills, the Sweden slice method is used to analyze the slope stability of landfills under the combined effects of leachate level, gas pressure and temperature. The calculated results show that considering the influences of gas pressure and temperature, the safety factor of slope stability of landfills is reduced by 24.7%~43.0%. When analyzing the slope stability considering the combined effects of leachate level, gas pressure and temperature, it is recommended to control the minimum safety factor to be greater than 1.0 to ensure the safe operation of landfills. This study can provide theoretical support for the design, construction and operation management of MSW landfills.

Key words: MSW landfill; gas pressure; temperature; slope stability; safety factor

0 引言

边坡稳定是城市生活垃圾填埋场运行管理中最需要关注的问题之一, 一旦发生滑坡将引起严重的社会经济以及生态负面影响^[1-6]。已有文献分析认为, 渗沥液水位是影响填埋场边坡稳定性的主要因素^[6-12], 因此, 降低渗沥液水位成为预防填埋场边坡失稳的推荐措施。Merry等^[3]研究发现, 填埋场中的垃圾降解产气也是影响边坡稳定的重要因素, 并进行了考虑渗沥液水位作用的垃圾气压力计算研究。另外, 有机物降解会导致填埋场内部温度会升高^[13-14]; 温度升高引起

填埋场边坡失稳的研究已经开展^[15-16]。此外, 渗沥液水位又是影响填埋场气压力和温度分布的重要因素^[17-18]。在进行填埋场边坡稳定分析时, 除考虑渗沥液水位的主因, 还应考虑由此引起的气压力和温度升高的作用, 相关的研究工作尚处于起步阶段^[11, 15]。

本文根据填埋场气压和温度的变化, 采用瑞典条分法对填埋场边坡稳定性进行计算, 分析气压和温度

基金项目: 国家自然科学基金项目(41877222, 42007253)

收稿日期: 2021-03-29

*通信作者(E-mail: soft-ground@hhu.edu.cn)

对填埋场边坡稳定的影响规律, 为填埋场边坡稳定控制提供建议, 本研究可为垃圾填埋场的设计、施工和运行管理提供理论支撑。

1 同时考虑气压和温度的垃圾填埋场边坡稳定计算方法

关于垃圾填埋场中气压力的计算, 从 Townsend 等提出一维条件下气压力解析解后, 目前已经取得较好的进展^[19-23]。Shu 等^[24]给出了垃圾气压力 u_a (kPa) 的简化计算公式:

$$u_a = \frac{Qg}{2k_a}(2HZ - Z^2) \quad (1)$$

式中, k_a 为气体渗透系数 (m/s), Q 为单位体积垃圾的产气速率 ($\text{kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{s})$), g 为重力加速度 (m/s^2), Z 为气压力计算点在渗沥液以下的深度 (m), H 为在渗沥液以下垃圾总填埋高度 (m), 如图 1 所示。

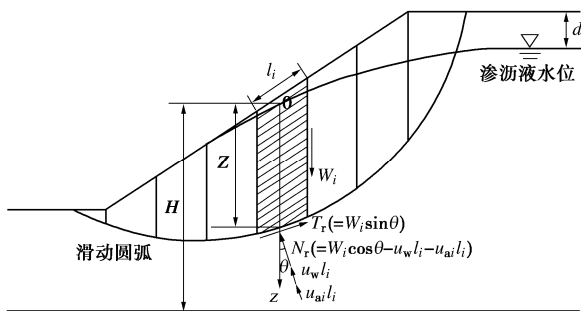


图1 滑动土条上作用力示意图^[24]

Fig. 1 Schematic diagram of forces acting on soil slice^[24]

图 1 中, d 为渗沥液水位埋深 (m), c_i 为第 i 垃圾土条底部的黏聚力 (kPa), φ_i 为第 i 垃圾土条底部的内摩擦角 ($^\circ$), l_i 为第 i 垃圾土条底部滑弧长度 (m), W_i 为第 i 垃圾土条的重量 (kN/m), θ 为垃圾土条底部法向和垂直方向的夹角 ($^\circ$)。叠加土条底部渗沥液压力和垃圾气压力^[3], 由平衡条件可以得到考虑气压力的边坡稳定安全系数公式:

$$F_s = \frac{\sum [c_i l_i + (W_i \cos \theta_i - u_{wi} l_i - u_{ai} l_i) \tan \varphi_i]}{\sum W_i \sin \theta_i} \quad (2)$$

式中, u_{wi} 为第 i 垃圾土条底部的渗沥液压力 (kPa), u_{ai} 为第 i 垃圾土条底部的垃圾气压力 (kPa)。

据多场耦合作用分析, 温度升高会引起流体压力的升高^[25]。但在填埋场开敞条件下且垃圾体的渗透系数较高, 温度升高引发的压力升高是有限的^[26]; 温度升高的作用主要体现在对垃圾土和衬里界面剪切强度特性的影响^[27]; 垃圾土强度对圆弧滑动破坏计算影响更加直接。根据填埋场温度变化监控试验结果^[13-18], 可以简化填埋场温度随填埋深度变化的计算方法, 如

图 2。图 2 中 T_0 , T_m 和 T_b 分别为填埋场表面温度、最高温度和底部温度。当渗沥液水位高过填埋深度一半时 ($d > H$, 相对深度大于 0.5), 渗沥液水位以上垃圾土温度从 T_0 随深度线性增加至 T_m , 渗沥液水位以下温度保持不变 (图 2 (a)); 当渗沥液水位低于填埋深度一半时 ($d < H$), 填埋深度一半以上温度随深度线性增加, 填埋深度一半以下随深度线性降低 (图 2 (b))。另外, 姜兆起^[27]开展了在不同的恒定温度下垃圾土三轴剪切试验研究, 结果认为温度变化对垃圾土内摩擦角的影响很小, 黏聚力随温度升高以 $0.5 \text{ kPa}/^\circ\text{C}$ 的比例减小。因此, 在进行温度影响的填埋场边坡稳定分析时, 以 20°C 为参考基础温度, 温度每升高 1°C 黏聚力减小 0.5 kPa , 内摩擦角保持不变, 并代入式 (2) 进行修正。

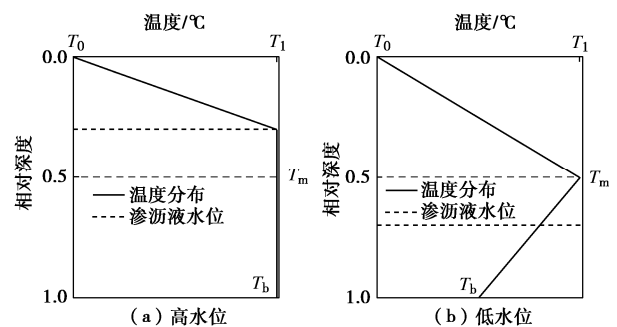


图2 温度随深度分布简化示意图^[16]

Fig. 2 Schematic diagram of temperature distribution of landfill with depth^[16]

2 产气速率对填埋场边坡稳定安全系数的影响

由式 (1) 可见, 垃圾土的气体渗透系数 k_a 和降解产气速率 Q 是影响填埋场气压的主要参数。魏海云等^[28]对苏州七子山填埋场进行垃圾土现场取样, 并在接近饱和条件下试验得到气体渗透系数为 $2.5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/(\text{kPa} \cdot \text{s})$, 即 $3.17 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ 。施建勇等在类似的试验条件下得到气体渗透系数分别为 $4.24 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ ^[29] 和 $3.16 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ ^[30]。Townsend 等^[31]在进行填埋场气压计算时取垃圾土气体渗透系数为 $9.25 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ 。由此可见, 垃圾土的气体渗透系数基本在 10^{-7} m/s 的数量级。本文取垃圾土的气体渗透系数为 $3.17 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ 进行填埋场气压的计算。

产气速率随着垃圾土填埋时间呈现先增加后降低再保持稳定的规律^[32]。根据现有文献报道, 垃圾土产气速率一般在 $1 \times 10^{-8} \sim 1 \times 10^{-5} \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{s})$ 的范围内变化 (如表 1)。另外, 根据无锡垃圾填埋场从 2017

年 11 月到 2019 年 4 月垃圾进场量统计和产气量的试验结果,发现产气量和垃圾进场量有一定的正相关性,计算得到平均产气速率约为 $1.21 \times 10^{-6} \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{s})$ ^[24]。

表 1 垃圾填埋场产气速率统计

Table 1 Summary of gas generation rate of landfill	
产气速率 $Q/(\text{kg} \cdot \text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$	数据来源
1.21×10^{-6}	Shu 等 ^[24]
4.40×10^{-7}	Townsend 等 ^[31]
$1.14 \times 10^{-5} \sim 1.34 \times 10^{-4}$	Shi 等 ^[32]
$1.64 \times 10^{-9} \sim 5.33 \times 10^{-8}$	马小飞等 ^[33]
$8.20 \times 10^{-10} \sim 5.45 \times 10^{-8}$	Gao 等 ^[34]
$1.39 \times 10^{-7} \sim 3.13 \times 10^{-7}$	金涛等 ^[35]
$1.55 \times 10^{-7} \sim 1.90 \times 10^{-3}$	刘盛涛等 ^[36]

分别取垃圾土产气速率为 1.0×10^{-8} , 1.0×10^{-7} , 1.0×10^{-6} , $1.0 \times 10^{-5} \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{s})$, 对一坡高 h 为 50 m, 坡比 m 为 1:3 的垃圾填埋场边坡进行稳定性分析^[8]。渗沥液埋深 d 分别考虑 5, 20, 35 m 三种情况。垃圾土的重度 γ 取 $15 \text{ kN}/\text{m}^3$, 20°C 时黏聚力 c 取 15 kPa , 内摩擦角 φ 分别考虑 15° , 20° , 25° , 30° , 40° 五种情况^[37]。根据前人文献报道,填埋场表面温度 T_0 、最高温度 T_m 和底部温度 T_b 分别取 20°C , 50°C 和 20°C ^[13-15]。计算得到产气速率对填埋场边坡稳定安全系数 F_s 的影响,如图 3 所示。在图 3 (a) 中,当渗沥液埋深为 5 m 时,在不同垃圾土内摩擦角的情况下产气速率从 $1.0 \times 10^{-8} \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{s})$ 增加到 $1.0 \times 10^{-6} \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{s})$,安全系数降低 8.0%左右;而产气速率从 $1.0 \times 10^{-6} \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{s})$ 增加到 $1.0 \times 10^{-5} \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{s})$,安全系数降低 96.8%。说明产气速率在 $1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-6} \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{s})$ 的范围内对填埋场边坡稳定的影响并不明显,而当产气速率大于 $1.0 \times 10^{-6} \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{s})$ 时,产气速率会显著影响填埋场边坡稳定。对比图 3 (b), (c) 可以看出,渗沥液水位埋深越小,即渗沥液水位越高,产气速率对安全系数的影响越明显。当渗沥液埋深为 35 m 时,产气速率从 $1.0 \times 10^{-8} \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{s})$ 增加到 $1.0 \times 10^{-5} \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{s})$,安全系数仅降低 0.9%左右,产气速率对填埋场边坡稳定几乎不产生影响。

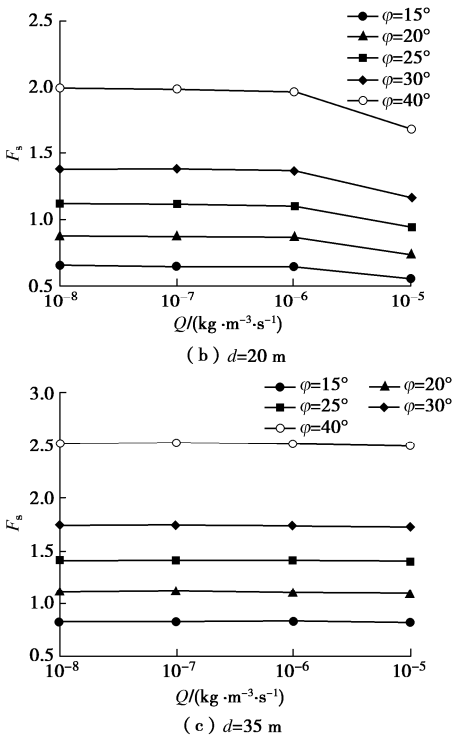
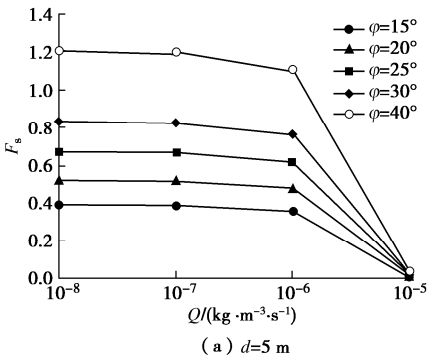


图 3 产气速率对填埋场边坡稳定安全系数的影响

Fig. 3 Influences of gas generation rate on safety factor of slope stability of landfill

3 温度对填埋场边坡稳定安全系数的影响

根据现有文献报道,填埋场内部最高温度一般在 $40^\circ\text{C} \sim 70^\circ\text{C}$ (如表 2)。因此,分别取填埋场内部最高温度为 40°C , 50°C , 60°C 和 70°C , 仍然对坡高 h 为 50 m, 坡比 m 为 1:3 的垃圾填埋场边坡进行稳定性分析。垃圾土产气速率取 $1.0 \times 10^{-6} \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{s})$, 20°C 时黏聚力 c 取 25 kPa 。渗沥液埋深 d 、垃圾土的重度 γ 、内摩擦角 φ 和气体渗透系数 k_a , 以及填埋场地表温度 T_0 和底部温度 T_b 与第 2 节的取值保持一致。计算得到最高温度对填埋场边坡稳定安全系数的影响,如图 4 所示。

表 2 填埋场内部最高温度统计^[18]

Tbale 2 Summary of peak temperatures in landfills ^[18]	
填埋场位置	最高温度 $T_m/^\circ\text{C}$
Montech (法国)	60.0
Seoul (韩国)	63.2
Tokyo (日本)	65.3
British Columbia (加拿大)	49.2
Melbourne (澳大利亚)	65.3
Gyal (匈牙利)	56.2
California (美国)	60.3
夷陵 (中国)	56.7
无锡 (中国)	42.0

从图 4 可以看出,填埋场边坡稳定安全系数随着最高温度的增加呈线性减小。在图 4 (a) 中,当渗沥

液埋深为 5 m 时, 最高温度从 40℃增加到 70℃, 安全系数降低 17.1%~38.0%, 说明最高温度对填埋场边坡稳定的影响显著。对比图 3 (b), (c) 可以看出, 渗沥液水位埋深越小, 即渗沥液水位越高, 温度对安全系数的影响越明显。当渗沥液埋深为 35 m 时, 填埋场最高温度从 40℃增加到 70℃, 安全系数仅降低 5.3%~12.7%。

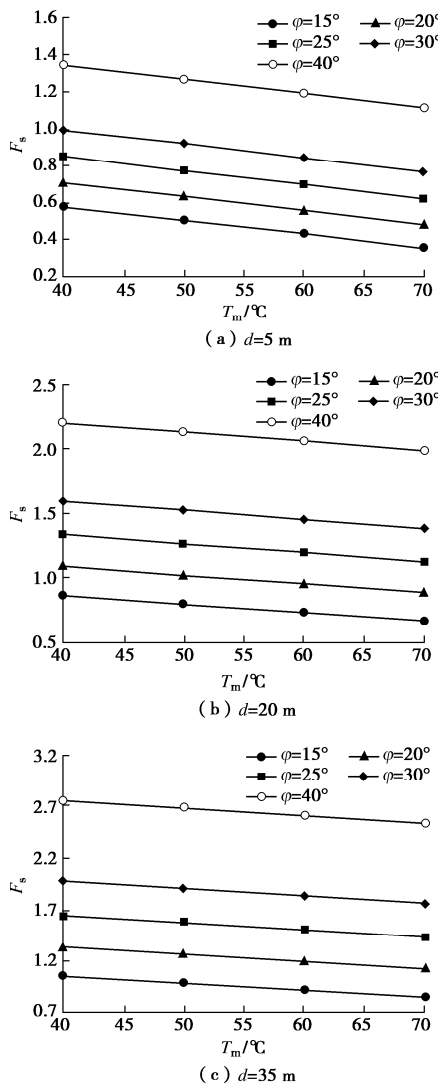


图 4 最高温度对填埋场边坡稳定安全系数的影响

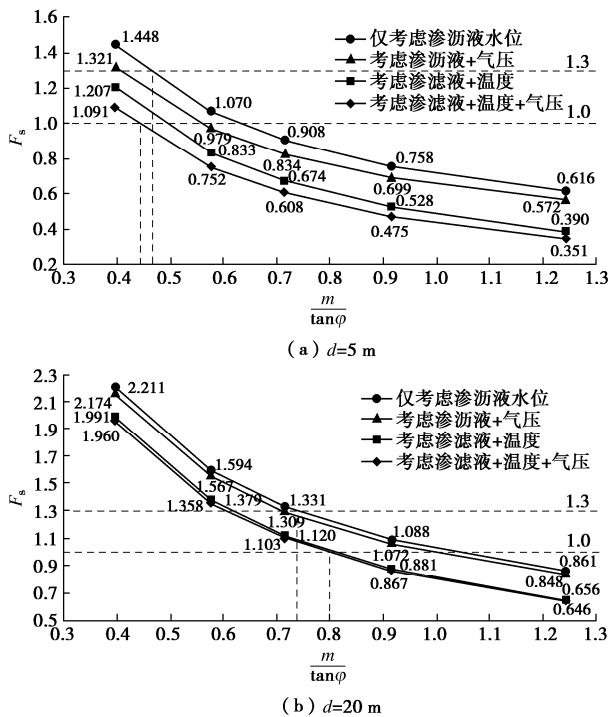
Fig. 4 Influences of peak temperature on safety factor of slope stability of landfill

4 气压和温度升高共同作用下填埋场边坡稳定计算分析

仍然对一坡高 h 为 50 m, 坡比 m 为 1:3 的垃圾填埋场边坡进行了稳定性分析。垃圾土的重度 γ 、黏聚力 c 、内摩擦角 φ 和气体渗透系数 k_a 的取值与第 2 节保持一致。地表温度 T_0 、最高温度 T_m 和底部温度 T_b 分别取 20℃, 50℃和 20℃。分别考虑平均产气速率为 $1.21 \times 10^{-6} \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{s})$ 进行气压计算。对于填埋场边坡, 坡比与内摩擦角正切值的比值 ($m/\tan\varphi$ 值) 反

映了垃圾土坡的性质。因此, 在进行填埋场边坡稳定的参数分析时, 考虑 $m/\tan\varphi$ 值对安全系数的影响。以平均产气速率为 $1.21 \times 10^{-6} \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{s})$ 进行填埋场气压计算, 得到在渗沥液水位埋深 d 分别为 5, 20, 35 m 情况下考虑垃圾气压力和温度升高作用时, $m/\tan\varphi$ 值对填埋场边坡稳定安全系数 F_s 的影响, 如图 5。从图 5 可以看出, 安全系数随 $m/\tan\varphi$ 值的增大而降低; 考虑气压和温度的影响, 安全系数呈现不同程度的降低。例如, 当 $d=5\text{ m}$ 时, 对于坡高为 50 m 的填埋场边坡, 同时考虑渗沥液水位和气压时的安全系数比仅考虑渗沥液水位时的安全系数低 7.1%~8.8%, 而同时考虑渗沥液水位和温度的安全系数则降低 16.6%~36.7%, 同时考虑渗沥液水位、气压和温度情况下的安全系数最低, 比仅考虑渗沥液水位时的安全系数低 24.7%~43.0%。从图 5 (b), (c) 可以看出, 随着渗沥液水位埋深的增大, 气压和温度对安全系数的影响减小。当 d 为 20, 35 m 时, 增加考虑气压仅使得安全系数分别降低 1.6%和 0.1%左右, 说明此时气压几乎对安全系数不产生影响; 而增加考虑温度使得安全系数分别降低 16%和 13%左右, 温度对填埋场边坡稳定的影响较明显。

另外, 在以往的研究中, 仅考虑渗沥液水位而不考虑气压和温度对填埋场边坡稳定的影响时, 提出保证填埋场安全运行的最小安全系数为 1.3^[38]。在图 5 中, 仅考虑渗沥液水位情况下安全系数 1.3 所对应的边坡 ($m/\tan\varphi$ 值), 同时考虑气压和温度时, 其安全系数接近 1.0。因此, 建议在同时考虑渗沥液水位、气压和温度的影响进行填埋场边坡稳定分析时, 控制边坡稳定的最小安全系数可取为 1.0。



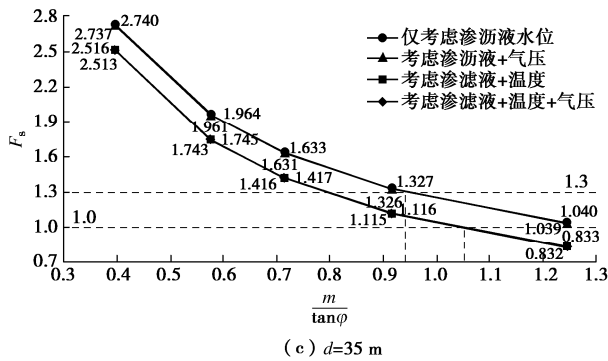


图5 考虑渗沥液水位、气压以及温度的填埋场边坡稳定计算结果

Fig. 5 Calculated results of slope stability of landfill considering leachate level, gas pressure and temperature

5 简化计算误差分析

由图1和式(1)可见,在计算土条底部的垃圾气压力时,垃圾土层的厚度、渗沥液水位高度都是按划分的土条几何参数进行取值的,可方便气压力计算和程序编写。严格分析,这样计算是存在误差的。实际垃圾气压力应寻找最短消散路径消散,对土条底部垃圾气压力沿垂直于渗沥液水位线的方向消散路径最短。另外,在计算垃圾气压力时没有考虑渗沥液水位以上部分非饱和垃圾土中产生的气压力。以滑动圆弧上点 $P(80.0, 3.57)$ 为例,如图6所示,在点 P 处的竖直方向上, $H_p=21.33$ m, $Z_p=17.76$ m。计算气压力时取渗沥液水位以下气体渗透系数 3.17×10^{-7} m/s, 渗沥液水位以上气体渗透系数 3.17×10^{-6} m/s, 产气速率 1.21×10^{-6} kg/(m³·s), 由式(1)计算得出 P 点的气压力为8.442 kPa。但是,如果考虑气压力消散最短路径, $H'_p=20.86$ m, $Z'_p=17.16$ m, 由式(1)计算得到的气压力为8.085 kPa, 小于本文简化计算的结果。因此,现有垃圾气压力和安全系数的计算结果偏保守。

根据上述计算,控制渗沥液、气压力、温度是提高填埋场边坡稳定性考虑的方向。降低渗沥液水位可提高垃圾土边坡的稳定性,因渗沥液水位降低时垃圾土中有机成分降解会加快,垃圾气压力和温度均会升

高^[18],故在降低渗沥液水位工程中应加强监测和计算分析,确保垃圾土边坡的稳定。从计算分析上看,降低垃圾气压力同样可提高垃圾土边坡的稳定性,但在饱和状态下降低垃圾气压力的效果取决于透气闭水材料的性能^[39],是在材料问题解决后还可以尝试的方法。降低垃圾土的温度,可以通过低温水注入调节的方法达成^[17, 40],实施过程中也需要加强监测。在进行垃圾土边坡增稳处置时,应综合考虑处置措施的正反向作用,并加强处置过程的监测。

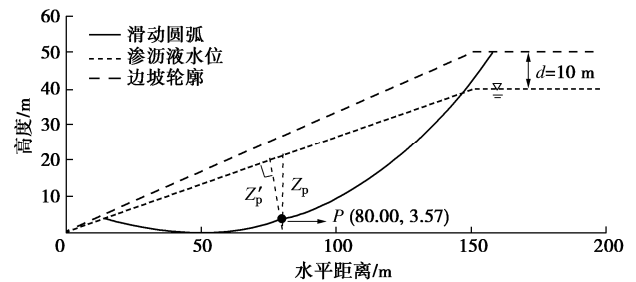


图6 气压影响稳定性分析计算误差示意图

Fig. 6 Schematic diagram of calculation error of gas pressure in stability analysis

6 广州兴丰填埋场边坡稳定计算实例分析

据报道,2017年在广州兴丰填埋场南坡发生了两次滑坡,滑坡方量达到 $(4 \sim 5) \times 10^4$ m³,滑坡距离达到15 m^[12]。Ma等^[12]通过现场监测和稳定计算,分析了滑坡的位置和原因。根据中国填埋场温度监测试验^[17-18],可对该边坡进行考虑垃圾气压力和温度升高共同作用的稳定计算分析。图7为广州兴丰填埋场南坡剖面图,渗沥液水位约在坡面以下5 m,垃圾土垃圾土的重度、黏聚力和内摩擦角分别为11 kN/m³, 32 kPa 和 14°^[12]。取产气速率和气体渗透系数分别为 1.21×10^{-6} kg/(m³·s)和 3.17×10^{-7} m/s。利用本文提出的条分法对兴丰填埋场南坡进行边坡稳定分析,分别考虑3个工况:①仅考虑渗沥液水位;②同时考虑渗沥液水位和气压;③同时考虑渗沥液水位、气压和温度。3种工况下的圆弧滑动线及安全系数,如图7所示。

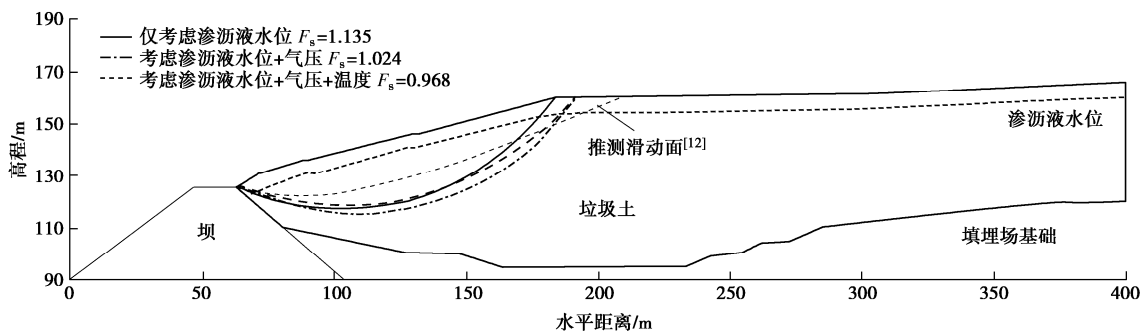


图7 广州兴丰填埋场滑坡计算结果

Fig. 7 Calculated results of slope failure in Xingfeng landfill of Guangzhou

从图7可以看出,仅考虑渗沥液水位时的边坡稳定安全系数为1.135,而另外两种工况的安全系数分别为1.024和0.968,说明考虑气压使得安全系数降低9.8%,而同时考虑气压和温度使得安全系数降低14.7%。工况3更接近填埋场的实际情况,且发生了边坡滑动。综合本文分析,建议在同时考虑渗沥液水位、气压和温度的影响进行填埋场边坡稳定分析时,控制最小安全系数大于1.0,填埋场边坡是安全的。

7 结论与建议

本文在考虑渗沥液水位影响垃圾填埋场边坡稳定计算方法的基础上,通过简化垃圾土气压力和温度分布的计算,提出了同时考虑气压和温度影响的填埋场边坡稳定计算方法,主要得到以下4点结论。

(1) 垃圾土产气速率在 $1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-6} \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{s})$ 的范围内对填埋场边坡稳定的影响并不明显,而当产气速率大于 $1.0 \times 10^{-6} \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{s})$ 时,产气速率会显著影响填埋场边坡稳定。最高温度在 $40^\circ\text{C} \sim 70^\circ\text{C}$ 范围内显著影响填埋场的边坡稳定,而且渗沥液水位越高影响越明显。

(2) 针对坡高为50 m,坡比为1:3,渗沥液水位为45 m的填埋场边坡,同时考虑渗沥液水位、气压和温度情况下的安全系数比仅考虑渗沥液水位的工况低24.7%~43.0%。

(3) 建议在同时考虑渗沥液水位、气压和温度的影响进行填埋场边坡稳定分析时,控制最小安全系数为1.0,可保证填埋场边坡安全。

(4) 对广州兴丰填埋场南坡进行边坡稳定实例分析,发现同时考虑气压和温度使得安全系数降低了14.7%,建议在新填垃圾体中加强气压和温度监测,同时控制渗沥液水位、填埋体气压和温度,控制填埋过程的边坡稳定性。

参考文献:

- [1] MITCHELL J K, SEED R B, SEED H B. Kettleman hills waste landfill slope failure. I: liner-system properties[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1990, **116**(4): 647 - 668.
- [2] KENTER R J, SCHMUCKER B O, MILLER K R. Day the earth didn't stand still: the Rumpke landslide[J]. Waste Age, 1997, **28** (3): 66 - 74.
- [3] MERRY S M, FRITZ W U, BUDHU M, et al. Effect of gas on pore pressures in wet landfills[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, **132**(5): 553 - 561.
- [4] JAYAWEERA M, GUNAWARDANA B, GUNAWARDANA M, et al. Management of municipal solid waste open dumps immediately after the collapse: an integrated approach from Meethotamulla open dump, Sri Lanka[J]. Waste Management, 2019, **95**: 227 - 240.
- [5] BONAPARTE R, BACHUS R C, GROSS B A. Geotechnical stability of waste fills: lessons learned and continuing challenges[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2020, **146**(11): 05020010.
- [6] ZHANG Z, WANG Y, FANG Y, et al. Global study on slope instability modes based on 62 municipal solid waste landfills[J]. Waste Management & Research, 2020, **38**(12): 1389 - 1404.
- [7] 詹良通, 罗小勇, 陈云敏, 等. 垃圾填埋场边坡稳定安全监测指标及警戒值[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(7): 1305 - 1312. (ZHAN Liang-tong, LUO Xiao-yong, CHEN Yun-min, et al. Field monitoring items and warning values for slope safety of MSW landfills[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(7): 1305 - 1312. (in Chinese))
- [8] XU Q Y, TOLAYMAT T, TOWNSEND T G. Impact of pressurized liquids addition on landfill slope stability[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, **138**(4): 472 - 480.
- [9] REDDY K R, KULKARNI H S, KHIRE M V. Two-phase modeling of leachate recirculation using vertical wells in bioreactor landfills[J]. Journal of Hazardous, Toxic, and Radioactive Waste, 2013, **17**(4): 272 - 284.
- [10] 彭 赵, 兰吉武, 詹良通, 等. 塘渣反压在垃圾填埋场局部滑移治理中的应用[J]. 浙江大学学报(工学版), 2018, **52**(4): 710 - 718. (PENG Zhao, LAN Ji-wu, ZHAN Liang-tong, et al. Application of loading berm in landfill partial slip control[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2018, **52**(4): 710 - 718. (in Chinese))
- [11] FENG S J, CHEN Z W, CHEN H X, et al. Slope stability of landfills considering leachate recirculation using vertical wells[J]. Engineering Geology, 2018, **241**: 76 - 85.
- [12] MA P C, KE H, LAN J W, et al. Field measurement of pore pressures and liquid-gas distribution using drilling and ERT in a high food waste content MSW landfill in Guangzhou, China[J]. Engineering Geology, 2019, **250**: 21 - 33.
- [13] YEŞİLLER N, HANSON J L, OETTLE N K, et al. Thermal analysis of cover systems in municipal solid waste landfills[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008, **134**(11): 1655 - 1664.
- [14] HANSON J L, YEŞİLLER N, OETTLE N K. Spatial and

- temporal temperature distributions in municipal solid waste landfills[J]. *Journal of Environmental Engineering*, 2010, **136**(8): 804-814.
- [15] JAFARI N H, STARK T D, THALHAMER T. Progression of elevated temperatures in municipal solid waste landfills[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2017, **143**(8): 05017004.
- [16] SHI J Y, SHU S, AI Y B, et al. Effect of elevated temperature on solid waste shear strength and landfill slope stability[J]. *Waste Management & Research*, 2021, **39**(2): 351 - 359.
- [17] SHI J Y, ZHANG T, ZHANG J F, et al. Prototype heat exchange and monitoring system at a municipal solid waste landfill in China[J]. *Waste Management*, 2018, **78**: 659 - 668.
- [18] ZHANG T, SHI J Y, QIAN X D, et al. Temperature and gas pressure monitoring and leachate pumping tests in a newly filled MSW layer of a landfill[J]. *International Journal of Environmental Research*, 2019, **13**(1): 1 - 19.
- [19] YU L, BATLLE F, LLORET A. A coupled model for prediction of settlement and gas flow in MSW landfills[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2010, **34**(11): 1169 - 1190.
- [20] LIU X D, SHI J Y, QIAN X D, et al. One-dimensional model for municipal solid waste (MSW) settlement considering coupled mechanical-hydraulic-gaseous effect and concise calculation[J]. *Waste Management*, 2011, **31**(12): 2473 - 2483.
- [21] LI Y C, ZHENG J, CHEN Y M, et al. One-dimensional transient analytical solution for gas pressure in municipal solid waste landfills[J]. *Journal of Environmental Engineering*, 2013, **139**(12): 1441 - 1445.
- [22] SHI J Y, CHEN M H, QIAN X D, et al. Analytical modeling to simulate gas production for various tested landfill cells[J]. *Journal of Environmental Engineering*, 2016, **142**(3): 04015088.
- [23] FENG S J, ZHENG Q T, XIE H J. A gas flow model for layered landfills with vertical extraction wells[J]. *Waste Management*, 2017, **66**: 103 - 113.
- [24] SHU S, LI Y P, SUN Z M, et al. Effect of gas pressure on municipal solid waste landfill slope stability[J]. *Waste Management & Research: the Journal for a Sustainable Circular Economy*, 2021: 0734242X2110014.
- [25] NIU J J, WANG X K, GONG S L, et al. Exact solutions for investigating thermal response of saturated soil induced by temperature change[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2020, **20**(10): 04020177.
- [26] 吴 珣. 城市生活垃圾填埋场中热-气-液耦合运移理论研究[D]. 南京: 河海大学, 2019. (WU Xun. Research on Heat-Gas-Liquid Coupled Behaviors of Municipal Solid Waste and Its Application[D]. Nanjing: Hohai University, 2019. (in Chinese))
- [27] 姜兆起. 温度影响下高塑料含量垃圾土强度变形特性试验研究[D]. 南京: 河海大学, 2018. (JIANG Zhao-qi. Experimental Study on Strength and Deformation Characteristics of Solid Waste with High Plastic Content under the Influence of Temperature[D]. Nanjing: Hohai University, 2018. (in Chinese))
- [28] 魏海云, 詹良通, 陈云敏. 城市生活垃圾的气体渗透性试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2007, **26**(7): 1408 - 1415. (WEI Hai-yun, ZHAN Liang-tong, CHEN Yun-min. Experimental study on gas permeability of municipal solid waste[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2007, **26**(7): 1408 - 1415. (in Chinese))
- [29] 施建勇, 赵 义. 气体压力和孔隙对垃圾土体气体渗透系数影响的研究[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(4): 586 - 593. (SHI Jian-yong, ZHAO Yi. Influence of air pressure and void on permeability coefficient of air in municipal solid waste (MSW) [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(4): 586 - 593. (in Chinese))
- [30] SHI J Y, WU X, AI Y B, et al. Laboratory test investigations on soil water characteristic curve and air permeability of municipal solid waste[J]. *Waste Management & Research*, 2018, **36**(5): 463 - 470.
- [31] TOWNSEND T G, WISE W R, JAIN P. One-dimensional gas flow model for horizontal gas collection systems at municipal solid waste landfills[J]. *Journal of Environmental Engineering*, 2005, **131**(12): 1716 - 1723.
- [32] SHI J Y, QIAN X D, WU X, et al. Organic degradation and gas generation of MSW under controlled constant temperatures[J]. *Journal of Hazardous, Toxic, and Radioactive Waste*, 2018, **22**(3): 04018005.
- [33] 马小飞. 垃圾填埋场抽气试验及填埋气收集量评估方法[D]. 杭州: 浙江大学, 2013. (MA Xiao-fei. Extraction Test and Evaluation Method of Landfill Gas for Municipal Solid Waste Landfills[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2013. (in Chinese))
- [34] GAO W, CHEN Y M, ZHAN L T, et al. Engineering properties for high kitchen waste content municipal solid waste[J]. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical*

- Engineering, 2015, 7(6): 646 - 658.
- [35] 金 涛. 长沙市城市固体废物处理场填埋气产生与迁移模型研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2017. (JIN Tao. Study on Landfill Gas Generation and Migration Model in Municipal Solid Waste Disposal Field in Changsha City[D]. Changsha: Hunan University, 2017. (in Chinese))
- [36] 刘盛涛, 郑有飞. 基于产气模型对填埋场垃圾产气速率与气压的估算[J]. 科学技术与工程, 2017, 17(26): 334 - 339. (LIU Sheng-tao, ZHENG You-fei. Estimation of biogas production rate and pressure in landfill based on biogas production model[J]. Science Technology and Engineering, 2017, 17(26): 334 - 339. (in Chinese))
- [36] 刘盛涛, 郑有飞. 基于产气模型对填埋场垃圾产气速率与气压的估算[J]. 科学技术与工程, 2017, 17(26): 334 - 339. (LIU Sheng-tao, ZHENG You-fei. Estimation of biogas production rate and pressure in landfill based on biogas production model[J]. Science Technology and Engineering, 2017, 17(26): 334 - 339. (in Chinese))
- [37] ZHAN T L T, CHEN Y M, LING W A. Shear strength characterization of municipal solid waste at the Suzhou landfill, China[J]. Engineering Geology, 2008, 97: 97 - 111.
- [37] ZHAN T L T, CHEN Y M, LING W A. Shear strength characterization of municipal solid waste at the Suzhou landfill, China[J]. Engineering Geology, 2008, 97(3/4): 97 - 111.
- [38] 钱学德, 施建勇, 刘晓东. 现代卫生填埋场的设计与施工[M]. 2 版 北京: 中国建筑工业出版社, 2011. (QIAN Xue-de, SHI Jian-yong, LIU Xiao-dong. Design and Construction of Modern Sanitary Landfills[M]. 2nd ed. Beijing: Chinese Architecture and Building Press, 2011. (in Chinese))
- [39] SAKAKI T, LIMSUWAT A, ILLANGASEKARE T H. An improved air pressure measuring method and demonstrated application to drainage in heterogeneous soils[J]. Vadose Zone Journal, 2011, 10(2): 706 - 715.
- [40] ZHANG T, SHI J, QIAN X, et al. Temperature monitoring during a water-injection test using a vertical well in a newly filled MSW layer of a landfill[J]. Waste Management & Research, 2019, 37(5): 530 - 541.

中国土工合成材料工程协会召开第二届科技进步奖评审会

2021 年 12 月 21 日, 中国土工合成材料工程协会(CTAG)第二届科技进步奖评审会在北京顺利召开。评审委员会由中国科学院院士、浙江大学陈云敏教授任主任, 协会理事长、中国国家铁路集团有限公司周诗广正高工任副主任, 协会顾问、清华大学李广信教授、河海大学束一鸣教授等 12 位土工合成材料业内知名专家参加了会议。

协会副理事长兼秘书长、石家庄铁道大学杨广庆教授介绍了协会第二届科技进步奖的社会申报、形式审查、网络评审等前期工作情况。评审委员会明确了奖励等级、评定数量以及评审程序等细节要求, 听取了候选项目主要完成人的答辩汇报, 查阅了候选项目申报书及其支撑材料。

根据协会科技奖励管理办法, 评审委员会投票选出了协会

第二届科技进步奖一等奖 1 项、二等奖 4 项。“路基绿色加固关键技术与应用”项目获一等奖, “生态护岸建设中土工合成材料研究及应用”“复杂条件下加筋路基作用机理研究及工程应用”“多机联动式喷丝法糙面土工膜生产装备”和“新型黑臭水体处理及海洋工程用高性能管袋脱水系统的研发及应用”等 4 个项目获二等奖。

两年一度的协会科技进步奖聚焦土工合成材料在铁路公路、水利水电、机场港口、节能环保等领域的应用创新和生产制造环节的工艺创新, 旨在促进土工合成材料科技成果与我国经济社会的融合发展、提升我国土工合成材料行业技术水平。宁缺毋滥和公平公正的办奖原则使得其在我国土工合成材料业内乃至土木工程领域的影响力得以显著提升。

(中国土工合成材料工程协会秘书处供稿)

DOI: 10.11779/CJGE202201008

冻融及不同温度下石灰改良盐渍土动力参数研究

徐永丽¹, 董子建¹, 周吉森², 谭洪亮², 周舰航²

(1. 东北林业大学土木工程学院, 黑龙江 哈尔滨 150000; 2. 龙建路桥第六工程有限公司, 黑龙江 哈尔滨 150000)

摘要: 为研究季冻区石灰改良盐渍土路基稳定性, 室内试验分析了冻融及低温环境下的动力参数变化规律。以哈肇公路沿线盐渍土为研究对象, 采用英国 GDS 动三轴试验系统 (GDSTAS), 对不同动荷载频率、围压、温度及冻融循环次数下的石灰改良盐渍土动剪切模量和阻尼比进行试验测定, 结果表明: 转折点动剪切模量可以反映动剪切模量的变化趋势; 温度降低、围压增加及频率增加条件下, 动剪切模量增加且阻尼比减小, 其中温度对动力参数影响更加显著; 随着冻融循环次数增加, 动剪切模量减小且阻尼比增加; 提出温度修正系数和冻融修正系数, 对动剪切模量和阻尼比进行修正并曲线拟合, 拟合曲线显示修正系数转折点分别为 -6°C 处和 3 次冻融循环处。在此基础上提出动力参数预测模型, 可为石灰改良盐渍土路基稳定性分析提供参考。

关键词: 盐渍土; 石灰改良; 动剪切模量; 阻尼比; 低温; 冻融循环

中图分类号: TU448; U416

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)01-0090-08

作者简介: 徐永丽(1977—), 女, 工学博士, 教授, 主要从事道路结构与材料研究工作。E-mail: xuyongli77@163.com。

Dynamic parameters of lime-improved saline soil under freeze-thaw and different temperatures

XU Yong-li¹, DONG Zi-jian¹, ZHOU Ji-sen², TAN Hong-liang², ZHOU Jian-hang²

(1. School of Civil Engineering, Northeast Forestry University, Harbin 150000, China; 2. Heilongjiang Long Jian Road and Bridge Sixth Limited Comany, Harbin 150000, China)

Abstract: In order to study the stability of lime-improved saline soil roadbed in seasonal freezing areas, laboratory tests are conducted to analyze the change of the dynamic parameters under freeze-thaw and low-temperature environments. The British GDS dynamic triaxial test system (GDSTAS) is adopted to measure the dynamic shear modulus and damping ratio of lime-improved saline soil under different dynamic load frequencies, confining pressures, temperatures and numbers of freeze-thaw cycles. The results show that the dynamic shear modulus at the turning point can reflect the changing trend of the dynamic shear modulus of the sample. The decrease in temperature, the increase in frequency and the increase in confining pressure can increase the dynamic shear modulus and decrease the damping ratio of the sample. The temperature has a more significant impact on the dynamic characteristics. When the number of freeze-thaw cycles increases, the dynamic shear modulus and the damping ratio increase. The temperature correction coefficient and freeze-thaw correction coefficient are proposed to correct the dynamic shear modulus and damping ratio, and the curve fitting is performed. The fitting curve shows that the turning points of the correction coefficient are at -6°C and the three freeze-thaw cycles respectively. On this basis, a dynamic parameter prediction model is proposed as reference for the stability design of lime-improved saline soil roadbed.

Key words: saline soil; lime improvement; dynamic shear modulus; damping ratio; low temperature; freeze-thaw cycle

0 引言

盐渍土具有溶陷、冻胀及腐蚀等特殊工程性质, 盐渍土地区修建道路在工程上常采用换填土层处理。黑龙江省处于季冻区, 路基土受到交通动荷载、冬季低温及冻融循环综合作用, 路基土的力学性能和动力特性因此发生改变, 主要体现在土体动剪切模量和阻尼比的变化^[1]。目前对于盐渍土的研究主要包括温度变化下水盐迁移运动研究^[2-3], 通过室内试验结果, 分

析水盐运动主要影响因素, 建立温度梯度下盐渍土水-热-盐多场耦合模型, 揭示水盐运动规律; 土体冻胀和溶陷特性研究, 将湿陷和溶陷加以区分, 提出峰值溶陷系数以描述不同含盐量对压缩、湿陷和溶陷的影响。考虑冻胀和盐胀综合作用, 分析冻胀影响因素^[4-6];

基金项目: 黑龙江省龙建路桥股份有限公司科技项目 (230000100004258210006)

收稿日期: 2021-06-11

表 1 盐渍土离子含量测定值
Table 1 Measured values of ion content of saline soil (%)

阳离子					阴离子				
K ⁺	Na ⁺	Ca ²⁺	Mg ²⁺	总量	CO ₃ ²⁻	HCO ₃ ⁻	SO ₄ ²⁻	Cl ⁻	总量
0.21	0.2173	0.0244	0.0357	0.4870	0.2205	0.1086	0.0622	0.1134	0.5047

盐渍土改性剂种类和掺量以及改良盐渍土的静力性质研究, 采用不同改性剂对盐渍土进行改良, 并对改良盐渍土抗剪强度及破坏强度进行测定, 根据试验结果, 建立考虑多重因素的改良盐渍土破坏强度及抗剪强度预测模型^[7-8]。以上研究多针对未处理盐渍土, 或主要考虑改良盐渍土静力性质。若通过石灰改良含盐量较低的盐渍土, 使其满足路基力学性能的要求, 可以降低成本并节约土壤资源。综上, 目前对于季冻区低温及冻融循环作用下的石灰改良盐渍土动力特性研究偏少但其影响不容忽视。

本文以黑龙江省哈肇公路沿线盐渍土为研究对象, 经石灰改良后进行循环三轴试验, 研究其在不同动荷载频率、围压、温度以及冻融循环作用下的动剪切模量及阻尼比变化规律。并基于 Hardin 双曲线模型进行曲线拟合, 分析石灰改良盐渍土动力参数在不同因素下的响应规律, 为工程设计提供动力参数, 并为进一步研究不同改性剂种类及不同盐分种类的改良盐渍土动力特性提供理论基础。

1 试验材料与试验方案

1.1 试验材料

试验土样取自黑龙江省哈肇公路沿线, 依据《公路土工试验规程: JTG E40—2007》, 测得土样基本物理参数: 天然含水率为 6.85%, 液限为 21.2%, 塑限为 14.2%, 最大干密度为 1.79 g/cm³, 最佳含水率为 16%。土样的颗粒级配曲线如图 1 所示, 由试验结果可知该土样属于低液限黏土, 土样中各离子种类及含量如表 1 所示。由试验结果可知此土样总含盐量为 0.5047%, 其中 CO₃²⁻ 离子含量最高达 0.2205%, 夹杂有含量 0.1086% 的 HCO₃⁻ 离子和 0.1134% 的 Cl⁻ 离子, 由此判定此土样为含有少量 Cl⁻ 的碳酸盐渍土且含盐量较低。

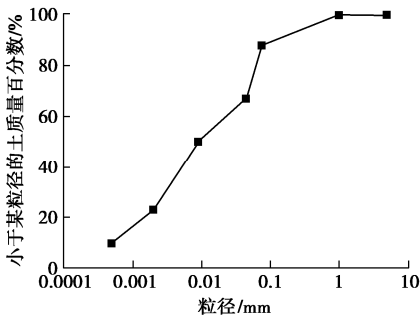


图 1 试验用土颗粒级配曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curves of test specimens

1.2 试样制备

依据《公路路基设计规范: JTG D30—2015》选择压实度为 96%, 并查阅相关文献及结合工程实际, 确定石灰掺量为 6%^[9]。

试样制备采用击实法, 烘干土样经 0.25 mm 土工标准筛筛分, 并与蒸馏水充分混合后装入塑料袋中后闷料 24 h。按照石灰掺量称取一定质量的石灰均匀拌入盐渍土中, 称取所需质量的土样, 分 3 层制成直径 39.1 mm, 高 80 mm 的圆柱试样, 将其密封后进行恒温恒湿养护 28 d。

1.3 试验仪器

试验采用英国 GDS 公司的动态三轴试验系统 (GDSTAS), 仪器可以施加最大荷载为 10 kN, 荷载频率范围为 1~5 Hz, 最大围压为 200 MPa, 温度调节范围为-20℃~20℃。冻融循环过程采用 DP.CDR-2 型快速冻融试验设备。

1.4 试验条件和方案

试验主要控制条件为温度和冻融循环次数。根据相关文献及该地区路基冬季低温温度范围^[10-11], 低温试验温度设置为 20℃, 0℃, -2℃, -4℃, -6℃, -8℃, -10℃, -16℃共 8 个温度变化梯度, 养护后的试样在设定温度下冻结 24 h 后, 进行温度控制的循环加载试验。冻融循环次数为 0, 1, 3, 5, 7, 9 次, 冻融循环试验的冻结温度为-16℃, 融化温度为 20℃。

研究动荷载频率及围压对动力特性影响时采用未冻融试样, 试验温度为 20℃。荷载参数^[12-14]参考公路交通荷载设置频率为 1, 3, 5 Hz, 围压为 50, 100, 150 kPa。试验方案见表 2。

表 2 试验方案

Table 2 Test plan

试验 编号	试验温度 /℃	频率 /Hz	有效围压 /kPa	冻融循 环次数
S1	20	1	100	0
S2~S3	20	3, 5	100	0
S4~S6	20	1	50, 100, 150	0
S7~S13	0, -2, -4, -6, -8, -10, -16	1	100	0
S14~ S18	20	1	100	1, 3, 5, 7, 9

养护完成的试样进行试验前, 需在动三轴仪器上进行 CO₂ 排气, 水头差饱和、多级反压饱和, 当 B 值

大于 0.95 时结束饱和。试样等压固结后,施加分级正弦波荷载,固结过程及动荷载加载过程见图 2。进行低温加载试验时,养护后的试样经饱和后需按照设定温度冻结 24 h,并预先将试验仪器温度控制在设定温度后再进行试验。终止加载条件为轴向变形达到 5% 或破坏。

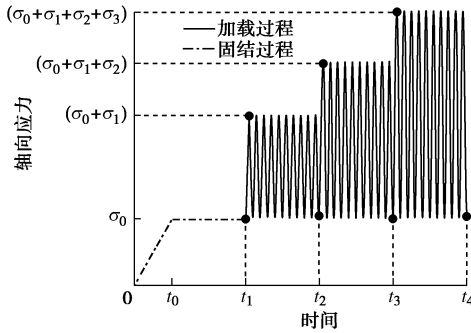


图 2 正弦形式轴向动荷载示意图

Fig 2 Schematic diagram of sinusoidal axial dynamic load

2 试验结果与分析

2.1 不同频率下动力参数的变化

未冻融,围压 100 kPa,温度 20℃,不同频率石灰改良盐渍土动剪切模量变化如图 3(a) 所示。3 种频率下,随着剪应变的增大,动剪切模量呈衰减趋势,曲线形式为上凸形。剪应变较小时,动剪切模量衰减速度较慢。剪应变较大时,动剪切模量衰减速度加快。在动剪切模量-剪应变曲线变化过程中存在转折点, Lin 等^[15]认为转折点动剪切模量可以评价不同因素对于动剪切模量的影响。动荷载频率由 1 Hz 增加到 5 Hz,转折点动剪切模量增加 168%。

不同频率下阻尼比变化情况如图 3(b) 所示,3 种频率下,随着剪应变的增大,阻尼比逐渐增加,较低剪应变水平时阻尼比增长缓慢,较高剪应变水平时阻尼比迅速增长,频率增大引起阻尼比降低。以剪应变最小时对应的阻尼比为最小阻尼比,当动荷载频率由 1 Hz 增长到 5 Hz,最小阻尼比下降 0.06。

对不同频率下的动剪切模量-剪应变,阻尼比-剪应变曲线按照 Hardin 等^[16-17]的双曲线模型进行拟合,拟合公式为

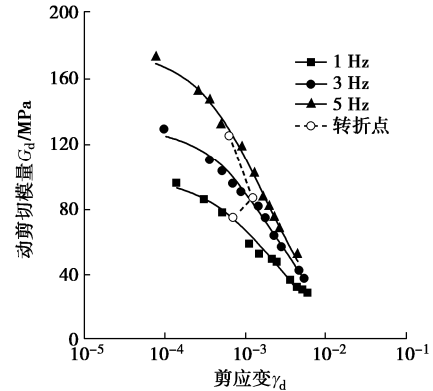
$$\tau_d = \frac{\gamma_d}{a + b\gamma_d}, \quad (1)$$

$$G_d = \frac{\tau_d}{\gamma_d} = \frac{1}{\gamma_d(a + b\gamma_d)}, \quad (2)$$

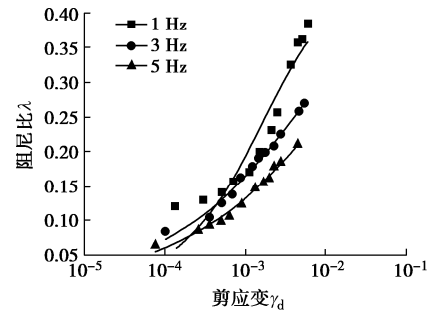
$$\lambda = \lambda_{\max} \left(1 - \frac{G}{G_{\max}} \right)^n = \lambda_{\max} \left(1 - \frac{1}{1 + \frac{\gamma_d}{c}} \right)^n. \quad (3)$$

式中 τ_d 为动应力; $\lambda_{\max}$ 为最大阻尼比; a, b, c, n

为拟合参数,拟合参数如表 3 所示,拟合曲线如图 3 所示。



(a) 不同频率下动剪切模量拟合曲线



(b) 不同频率下阻尼比拟合曲线

图 3 不同频率下动剪切模量及阻尼比拟合曲线

Fig. 3 Fitting curves of dynamic shear modulus and damping ratio at different frequencies

当式(2)中 $\gamma_d \rightarrow 0$ 时

$$G_{\max} = \frac{1}{a}; \quad (4)$$

当式(2)中 $\gamma_d \rightarrow +\infty$ 时,得到

$$\tau_{\text{dult}} = \frac{1}{b}. \quad (5)$$

式中, $G_{\max}$ 为最大动剪切模量, τ_{dult} 为最终动应力幅值。由式(3)可以得到 $\lambda_{\max}$, 由式(4)可以得出不同温度下的 $G_{\max}$ 。不同频率下 $G_{\max}$ 及 $\lambda_{\max}$ 如表 4 所示。

曲线变化的原因与试样中土粒重新排列有关,较低剪应变水平时,石灰与土体形成稳定结构使得土体变形较小,动剪切模量和阻尼比变化缓慢。较高剪应变水平时,石灰与土体形成的稳定结构逐渐破坏,土粒重新排列,黏滞性水膜在荷载作用下发生流动,产生较大变形,动剪切模量和阻尼比迅速变化。对于不同频率而言,频率增大使得加载速率提高,相同加载周次中塑性变形积累速度变慢,达到同样塑性变形所需动应力增加。同时,试样中黏滞性水膜流动和重新排列效应减弱,土粒重组时间减少,塑性变形相应减弱,塑性变形耗能降低,表现出动剪切模量增加,阻尼比降低的特性。

表 3 不同频率及围压下动剪切模量及阻尼比的拟合参数

Table 3 Fitting parameters of dynamic shear modulus and damping ratio under different frequencies and confining pressures

频率/Hz	动剪切模量 G_d			阻尼比 λ			
	a	b	R^2	$\lambda_{\max}$	c	n	R^2
1	0.0101	4.7873	0.9865	0.46	0.0025	0.6845	0.9183
3	0.0076	3.4389	0.9886	0.39	0.0096	0.3665	0.9893
5	0.0056	3.3365	0.9887	0.36	0.0169	0.3469	0.9950

围压/kPa	动剪切模量 G_d			阻尼比 λ			
	a	b	R^2	$\lambda_{\max}$	c	n	R^2
50	0.0145	4.7686	0.9942	0.55	0.0036	0.4693	0.9940
100	0.0101	4.7873	0.9865	0.46	0.0025	0.6845	0.9183
150	0.0080	3.4256	0.9941	0.43	0.1306	0.2455	0.9802

表 4 不同频率及围压下最大动剪切模量及阻尼比

Table 4 Maximum dynamic shear modulus and damping ratios under different frequencies and confining pressures

参数	频率/Hz			围压/kPa		
	1	3	5	50	100	150
$G_{d\max}/\text{MPa}$	98.81	130.89	177.31	69.11	98.81	125.31
$\lambda_{\max}$	0.46	0.39	0.36	0.55	0.46	0.42

表 5 不同温度下动剪切模量及阻尼比的拟合参数

Table 5 Fitting parameters of dynamic shear modulus and damping ratio under different temperatures

温度/ $^{\circ}\text{C}$	动剪切模量 G_d			阻尼比 λ			
	a	b	R^2	$\lambda_{\max}$	c	n	R^2
20	0.0101	4.7873	0.9865	0.4546	0.0025	0.6845	0.9183
0	0.0073	4.1682	0.9965	0.3928	0.0018	0.5971	0.9384
-2	0.0041	3.2572	0.9728	0.3718	0.0016	0.6851	0.9707
-4	0.0031	2.7513	0.9908	0.2818	0.0015	0.6153	0.9330
-6	0.0028	2.5054	0.9989	0.2170	0.0013	0.5750	0.9742
-8	0.0024	2.5351	0.9966	0.1915	0.0010	0.6831	0.9409
-10	0.0024	2.1925	0.9811	0.1441	0.0008	0.5857	0.9024
-16	0.0024	1.7242	0.9247	0.0700	0.0006	0.4172	0.9567

2.2 不同围压下动力参数的变化

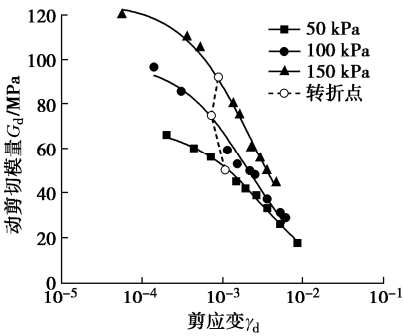
未冻融, 20 $^{\circ}\text{C}$, 1Hz 加载的石灰改良盐渍土动剪切模量在不同围压下的变化情况如图 4 (a) 所示, 不同围压曲线变化趋势与频率相同, 围压增加, 转折点动剪切模量增加, 阻尼比下降。转折点动剪切模量增加 84%, 最小阻尼比降低 0.05。围压增加, 试样中土颗粒发生位移, 孔隙得到填充, 土体结构性得到增强, 强度得到提升。不同围压下拟合曲线如图 4 所示, 拟合参数如表 3 所示, 不同围压下 $G_{d\max}$ 及 $\lambda_{\max}$ 如表 4 所示。

由表 3 不同频率及围压下石灰改良盐渍土动剪切模量和阻尼比的拟合参数 $\lambda_{\max}$, 得到最大阻尼比, 并通过式 (4) 计算不同频率及围压下石灰改良盐渍土最大动剪切模量, 如表 4 所示。

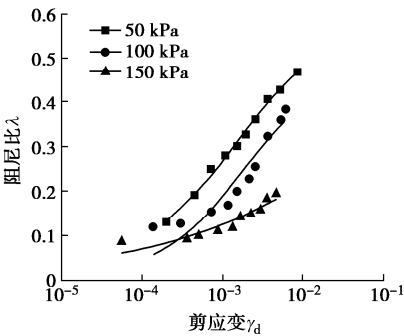
2.3 温度对动力参数影响及温度修正系数

不同温度下的动剪切模量 - 剪应变, 阻尼比 - 剪应变曲线同样按照式 (1) ~ (3) 进行拟合, 拟合参数如表 5 所示, 拟合曲线见图 5。

由表 5 不同温度下石灰改良盐渍土动剪切模量和阻尼比的拟合参数 $\lambda_{\max}$ 得到最大阻尼比, 并通过式 (4) 计算不同温度下石灰改良盐渍土最大动剪切模量, 如表 6 所示。



(a) 不同围压下动剪切模量拟合曲线



(b) 不同围压下阻尼比拟合曲线

图 4 不同围压下动剪切模量及阻尼比拟合曲线

Fig. 4 Fitting curves of dynamic shear modulus and damping ratio under different confining pressures

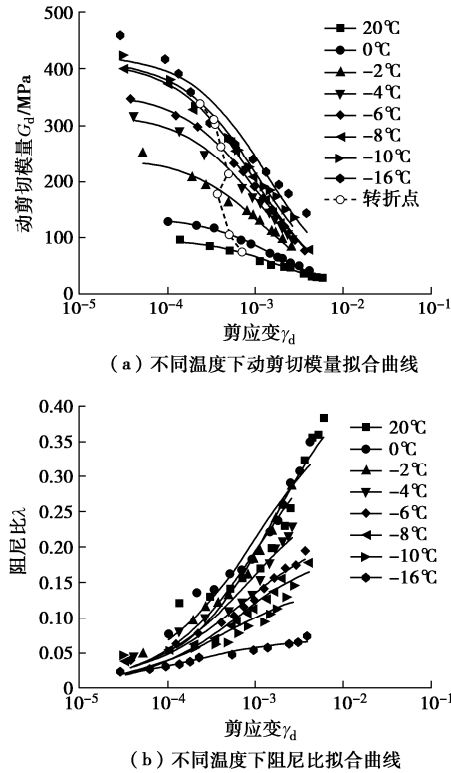


图5 不同温度下动剪切模量及阻尼比拟合曲线

Fig. 5 Fitting curves of dynamic shear modulus and damping ratio under different temperatures

表6 不同温度下最大动剪切模量及阻尼比

Table 6 Maximum dynamic shear modulus and damping ratios under different temperatures		
温度/°C	G_{dmax}/MPa	λ_{max}
20	98.81	0.46
0	137.17	0.39
-2	242.13	0.37
-4	320.51	0.28
-6	357.14	0.22
-8	413.22	0.19
-10	414.94	0.14
-16	423.73	0.07

随着温度的降低,动剪切模量增加,阻尼比降低。温度由20℃降低至-16℃,转折点动剪切模量增加263 MPa (75→338 MPa),阻尼比减小0.10。随着温度降低,土中水分不断结冰,土体结构更加致密使黏结力增大。抗动荷载能力及抗变形能力增加,动剪切模量增大,达到相同动应力幅值所需能量降低,阻尼比减小。

根据不同温度下动力参数试验结果,提出温度修正系数:

$$G'_{dmax} = \alpha_G G_{dmax} \quad (6)$$

$$\lambda'_{dmax} = \alpha_\lambda \lambda_{dmax} \quad (7)$$

式中, α_G 为动剪切模量的温度修正系数, α_λ 为阻尼比的温度修正系数。基于孙锐等^[18]对于负温下的黏土动力参数预测公式,对 α_G 和 α_λ 进行拟合分析:

$$\alpha_G = \alpha_1 \left(\frac{A_1 - A_2}{1 + e^{(T-T_0)/r_1}} + A_2 \right) + \alpha_2 (y_0 + A_0 e^{-T/r_2}), \quad (8)$$

$$\alpha_\lambda = y_0 + A'_0 e^{T/r'_2} \quad (9)$$

拟合参数如表7所示,拟合曲线如图6所示。得到温度修正系数表达式为

$$\alpha_G = 0.53 \left(\frac{2.76 + 0.29}{1 + e^{(T+0.76)/2.26}} - 0.29 \right) + 0.66(4.48 - 3.12e^{-T/4.32}), \quad (10)$$

$$\alpha_\lambda = -0.019 + 0.91e^{T/11.42} \quad (11)$$

表7 温度修正系数的拟合参数

Table 7 Fitting parameters of temperature correction coefficient						
A_1	A_2	T_0	r_1	A_0	y_0	r_2
2.76	-0.29	-0.76	2.26	-4.32	4.48	-3.12
α_1	α_2	R^2	y'_0	A'_0	r'_2	R^2
0.53	0.66	0.991	-0.019	0.91	11.42	0.990

由图6可知,温度修正系数转折点位于-6℃附近, $T < -6^\circ\text{C}$ 时,温度修正系数下降缓慢; $T > -6^\circ\text{C}$ 时,温度修正系数迅速下降。

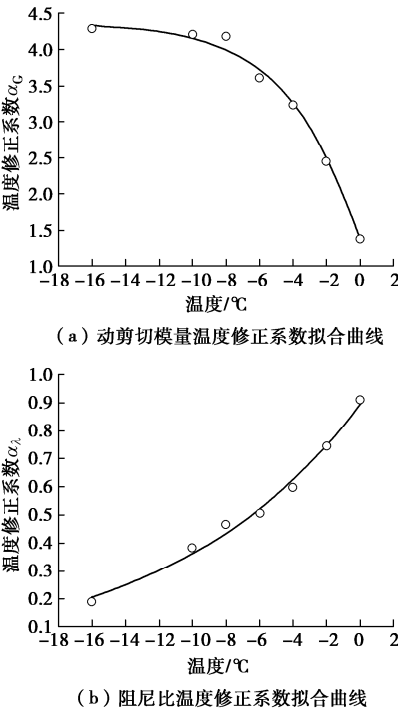


图6 动剪切模量和阻尼比温度修正系数拟合曲线

Fig. 6 Fitting curves of temperature correction coefficient for dynamic shear modulus and damping ratio

2.4 冻融循环作用对动力参数影响及冻融修正系数

在不同冻融循环次数下,动剪切模量-剪应变、阻尼比-剪应变曲线按式(1)~(3)拟合, a_2 , b_2 , c_2 , n_2 为拟合参数,拟合参数如表8所示,拟合曲线如图7所示。

表 8 不同冻融循环次数动剪切模量及阻尼比的拟合参数

Table 8 Fitting parameters of dynamic shear modulus and damping ratio under different freeze-thaw cycles

冻融循环次数	动剪切模量 G_d			阻尼比 λ			
	a_2	b_2	R^2	$\lambda_{\max}$	c_2	n_2	R^2
0	0.0102	4.7873	0.9865	0.4649	0.0025	0.6972	0.8884
1	0.0145	6.1150	0.9960	0.5675	0.0040	0.7006	0.9551
3	0.0214	6.1155	0.9984	0.6641	0.0049	0.6692	0.9631
5	0.0227	6.9325	0.9951	0.6827	0.0061	0.7094	0.9558
7	0.0262	7.8786	0.9953	0.7022	0.0075	0.7610	0.9514
9	0.0283	7.6030	0.9983	0.7124	0.0085	1.0048	0.9741

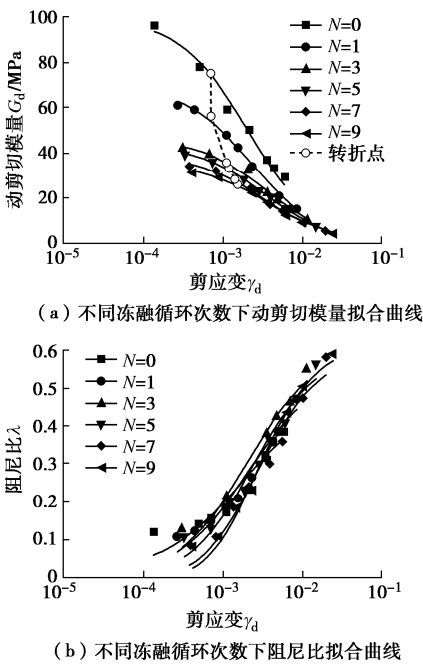


图 7 不同冻融循环次数下动剪切模量及阻尼比拟合曲线

Fig. 7 Fitting curves of dynamic shear modulus and damping ratio under different freeze-thaw cycles

由表 8 不同冻融循环次数下石灰改良盐渍土动剪切模量和阻尼比的拟合参数 $\lambda_{\max}$ ，得到最大阻尼比，并通过式 (4) 计算不同冻融循环次数下石灰改良盐渍土最大动剪切模量，如表 9 所示。

表 9 不同冻融循环次数下最大动剪切模量及阻尼比

Table 9 Maximum dynamic shear modulus and damping ratios under different freeze-thaw cycles

冻融循环次数	$G_{d\max}/\text{MPa}$	$\lambda_{\max}$
0	98.81	0.47
1	70.08	0.57
3	46.53	0.66
5	43.80	0.68
7	39.26	0.70
9	35.65	0.71

由图 7 (a) 可知，动剪切模量在冻融循环作用后显著下降，尤其是第 3 次冻融后，动剪切模量下降 40 MPa (75→35 MPa)，降幅约为 47%。当冻融循环次数超过 3 次后，动剪切模量衰减趋于稳定。第 9 次冻融循环作用后，较高剪应变水平时，试件的动剪切模量衰减至较低数值，强度几乎损失殆尽。随着冻融循

环作用次数的增加，阻尼比不断增大，3 次冻融循环作用后，阻尼比变化不明显。

土体冻结伴随着盐胀作用，土体中孔隙增加。融化后土体中的孔隙仍然存在，石灰胶结土体的稳定结构受到一定程度的破坏，导致土体结构较冻融前更加松散。在动荷载作用下土体塑性变形增加，动剪切模量大幅降低。达到同样动应力幅值需要的能量增加使得阻尼比提升。随着冻融循环作用次数的增加，特别是冻融循环次数超过 3 次后，试样土体结构中孔隙大幅增加，石灰胶结土体的稳定结构遭到破坏。同时试样土体内的楔形力不断增长，内部的应力累计超过土体自身黏结力导致土体结构破坏，但由于没有来自外界的水分补充，这种破坏效应逐渐停止，动剪切模量降低到较低状态后趋于稳定。

根据不同冻融循环次数下动力参数试验结果，提出冻融修正系数：

$$G'_{d\max} = \beta_G G_{d\max} \quad (12)$$

$$\lambda'_{\max} = \beta_\lambda \lambda_{\max} \quad (13)$$

式中， β_G 为动模量的冻融修正系数， β_λ 为阻尼比的冻融修正系数。

根据严晗等^[19]、张向东等^[20]提出的冻融修正系数公式，对本试验的冻融修正系数进行拟合分析，拟合公式为

$$\beta_G = a_3 b_3 e^{\frac{-N}{c_3}} \quad (14)$$

$$\beta_\lambda = a_4 - b_4 e^{c_4 N} \quad (15)$$

拟合参数如表 10 所示，拟合曲线如图 8 所示。

表 10 冻融循环修正系数的拟合参数

Table 10 Fitting parameters of freeze-thaw cycle correction

coefficient			
a_3	b_3	c_3	R^2
0.56	1.87	0.38	0.991
a_4	b_4	c_4	R^2
1.53	-0.50	0.65	0.980

得到冻融修正系数：

$$\beta_G = 0.56 - 1.87e^{\frac{-N}{0.38}} \quad (16)$$

$$\beta_\lambda = 1.53 - 0.50e^{0.65N} \quad (17)$$

由图 8 可知，冻融转折点为第 3 次冻融循环，第

3次冻融循环之前,曲线变化急促,当冻融循环次数大于3时,冻融修正系数曲线趋于平缓。这也同样印证冻融循环作用使得土体内水分冻结,融化后对土体产生不可逆破坏,土体动剪切模量大幅下降。由于缺少外界水分的补充,在冻融循环3次之后,动剪切模量修正系数的衰减趋于停止。

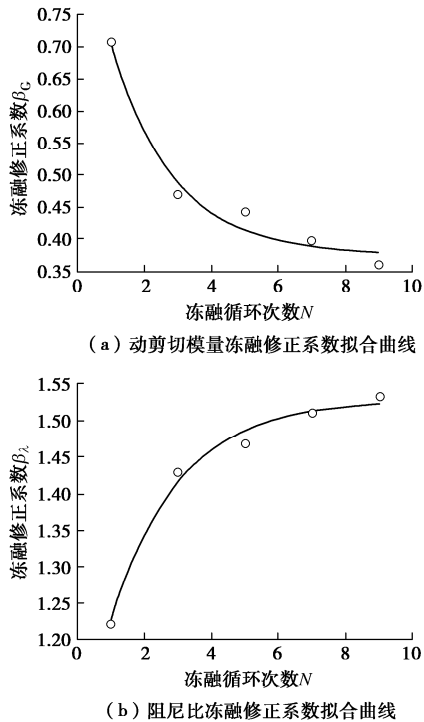


图8 动剪切模量和阻尼比冻融修正系数拟合曲线

Fig. 8 Fitting curves of freeze-thaw correction coefficient for dynamic shear modulus and damping ratio

3 结 论

针对季冻区低温冻融环境下,采用GDS冻土动三轴试验系统,对不同试验温度、不同冻融循环次数下的石灰改良盐渍土的动力参数进行研究,并提出两种修正系数,根据建立的动力参数的预测模型,为工程设计中提供所需的动力参数,同时对长期冻融循环劣化作用后石灰改良盐渍土路基稳定性分析提供参考。

(1) 随剪应变的增加石灰改良盐渍土的动剪切模量不断衰减,存在动剪切模量转折点,经过转折点后动剪切模量衰减速度加快;阻尼比随剪应变的增加而增加。动荷载频率及围压增加,石灰改良盐渍土的动剪切模量增加,阻尼比降低。

(2) 温度降低,石灰改良盐渍土动剪切模量转折点不断提高,阻尼比下降。提出温度修正系数,对不同温度下动剪切模量和阻尼比进行修正,并对温度修正系数进行曲线拟合,基于此提出温度修正系数公式,该系数在 -6°C 存在转折点,转折点后低温影响逐渐减

弱。

(3) 冻融1次后,动剪切模量转折点大幅降低,冻融3次后,动剪切模量转折点进一步降低并趋于稳定,随着冻融循环次数增加阻尼比小幅上升。提出冻融修正系数,对不同冻融循环次数下动剪切模量和阻尼比进行修正,并对冻融修正系数进行曲线拟合,拟合曲线在3次冻融循环处存在转折点,冻融循环的劣化作用存在极限,转折点后影响变小直至忽略不计。提出冻融循环修正系数,基于未冻融动力参数对不同冻融次数下动力参数进行预测。

参考文献:

- [1] JING R X, ZHANG F, FENG D C, et al. Dynamic shear modulus and damping ratio of compacted silty clay subjected to freeze-thaw cycles[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2019, 31(10): 04019244.
- [2] 周凤玺, 周立增, 王立业, 等. 温度梯度作用下非饱和盐渍土水盐迁移及变形特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2020, 39(10): 2115 - 2130. (ZHOU Feng-xi, ZHOU Li-zeng, WANG Li-ye, et al. Study on water and salt migration and deformation properties of unsaturated saline soil under temperature gradient[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2020, 39(10): 2115 - 2130. (in Chinese))
- [3] 张 宏, 闫晓辉, 王中翰, 等. 压实风积沙土层盐分迁移规律研究[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(4): 741 - 747. (ZHANG Hong, YAN Xiao-hui, WANG Zhong-han, et al. Migration law of salt in compacted aeolian sandy soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(4): 741 - 747. (in Chinese))
- [4] 牛丽思, 张爱军, 王毓国, 等. NaCl含量对伊犁原状黄土湿陷和溶陷特性的影响[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(增刊 2): 67 - 71. (NIU Li-si, ZHANG Ai-jun, WANG Yu-guo, et al. Effects of Na Cl content on water collapsibility and salt collapsibility of undisturbed Ili loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(S2): 67 - 71. (in Chinese))
- [5] 张 锐, 刘海洋, 张 宏. 风积沙填筑路基土基质吸力影响因子分析[J]. 公路, 2021, 66(3): 47 - 53. (ZHANG Rui, LIU Hai-yang, ZHANG Hong. Analysis on influence factors of matric suction of aeolian sand filled subgrade soil[J]. Highway, 2021, 66(3): 47 - 53. (in Chinese))
- [6] 杨晓华, 张莎莎, 刘 伟, 等. 粗颗粒盐渍土工程特性研究进展[J]. 交通运输工程学报, 2020, 20(5): 22 - 40. (YANG Xiao-hua, ZHANG Sha-sha, LIU Wei, et al. Research progress on engineering properties of coarse-grained saline

- soil[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2020, **20**(5): 22 - 40. (in Chinese))
- [7] 杨爱武, 杨少朋, 郎瑞卿, 等. 轻质固化盐渍土三维力学特性研究[J]. 岩土力学, 2021, **42**(3): 593 - 600. (YANG Ai-wu, YANG Shao-peng, LANG Rui-qing, et al. Three-dimensional mechanical properties of light solidified saline soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2021, **42**(3): 593 - 600. (in Chinese))
- [8] 朱燕, 甄祥, 余湘娟, 等. 高分子材料固化盐渍土的强度试验研究[J]. 公路, 2020, **65**(5): 265 - 271. (ZHU Yan, ZENG Xiang, YU Xiang-juan, et al. Experimental study on the strength of polymer materials solidified saline soil[J]. Highway, 2020, **65**(5): 265 - 271. (in Chinese))
- [9] 柳艳华, 张宏, 齐文廷. 石灰改良滨海氯盐渍土的室内试验研究[J]. 建筑材料学报, 2011, **14**(2): 217 - 221. (LIU Yan-hua, ZHANG Hong, QI Wen-ting. Treatment of coastal chloride saline soil by lime addition[J]. Journal of Building Materials, 2011, **14**(2): 217 - 221. (in Chinese))
- [10] 应赛, 周凤玺, 文桃, 等. 盐渍土冻结过程中的特征温度研究[J]. 岩土工程学报, 2021, **43**(1): 53 - 61. (YING Sai, ZHOU Feng-xi, WEN Tao, et al. Characteristic temperatures of saline soil during freezing[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, **43**(1): 53 - 61. (in Chinese))
- [11] 赵福堂, 常立君, 张吾渝. 温度变化条件下路基盐渍土动应力 - 动应变响应规律研究[J]. 铁道标准设计, 2019, **63**(5): 54 - 59. (ZHAO Fu-tang, CHANG Li-jun, ZHANG Wu-yu. Study on the dynamic stress-strain response of subgrade saline soil under temperature change condition[J]. Railway Standard Design, 2019, **63**(5): 54 - 59. (in Chinese))
- [12] 张锋. 深季节冻土区重载汽车荷载下路基动力响应与永久变形[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2012. (ZHANG Feng. Dynamic Response and Permanent Deformation of Subgrade Induced by Heavy Truck Load in Deep Seasonally Frozen Region[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2012. (in Chinese))
- [13] 张仰鹏. 季冻区油页岩废渣路基填土动力特性及变形特征研究[D]. 长春: 吉林大学, 2019. (ZHANG Yang-peng. Research on Dynamic Properties and Deformation Characteristics of Subgrade Filling Modified by Oil Shale Wastes in Seasonally Frozen Area[D]. Changchun: Jilin University, 2019. (in Chinese))
- [14] SUN J, GONG M S, TAO X X. Dynamic shear modulus of undisturbed soil under different consolidation ratios and its effects on surface ground motion[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2013, **12**(4): 561 - 568.
- [15] LIN B, ZHANG F, FENG D C, et al. Dynamic shear modulus and damping ratio of thawed saturated clay under long-term cyclic loading[J]. Cold Regions Science and Technology, 2018, **145**: 93 - 105.
- [16] HARDIN B O, DRNEVICH V P. Shear modulus and damping in soils: design equations and curves[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1972, **98**(7): 667 - 692.
- [17] HARDIN B O, DRNEVICH V P. Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects (Terzaghi Lecture)[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1972, **98**(6): 603 - 624.
- [18] YU X B, LIU H B, SUN R, et al. Improved Hardin-Drnevich model for the dynamic modulus and damping ratio of frozen soil[J]. Cold Regions Science and Technology, 2018, **153**: 64 - 77.
- [19] 严晗, 王天亮, 刘建坤, 等. 反复冻融条件下粉砂土动力学参数试验研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(3): 683 - 688. (YAN Han, WANG Tian-liang, LIU Jian-kun, et al. Experimental study of dynamic parameters of silty soil subjected to repeated freeze-thaw[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(3): 683 - 688. (in Chinese))
- [20] 张向东, 任昆, 刘家顺. 不同冻结条件下辽西风积砂土动力参数试验研究[J]. 冰川冻土, 2020, **42**(4): 1229 - 1237. (ZHANG Xiang-dong, REN Kun, LIU Jia-shun. Experimental study on dynamic parameters of aeolian sand in western Liaoning Province under different freezing conditions[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2020, **42**(4): 1229 - 1237. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202201009

基于顺序组件法的系统可靠度敏感性分析方法

林 鑫, 谭晓慧*, 董小乐, 杜林枫, 查甫生, 许 龙

(合肥工业大学资源与环境工程学院, 安徽 合肥 230009)

摘 要: 岩土工程一般是由多个失效模式组成的复杂系统, 且参数的不确定性对岩土工程的失效模式及可靠指标具有重要影响。为了分析参数不确定性对系统可靠度的影响, 提出基于顺序组件法的系统可靠度敏感性分析方法(SCMSA)。SCMSA利用SCM组合元件的原理, 在计算两元件并联和串联的简单系统可靠度及敏感性的基础上, 进一步计算两元件组成的组合元件与系统内其他剩余元件间的等效相关系数, 从而达到将两个元件进行组合, 简化复杂系统的目的。SCMSA的优点是在系统可靠度分析的同时, 融入相对敏感性指标的计算, 使得敏感性分析作为可靠度分析的副产品一起算出, 且该方法可适用于非正态相关变量的系统可靠度敏感性分析。最后通过简单的数值算例说明SCMSA的计算过程、计算精度及计算优势, 并将其应用于半重力式挡土墙的系统可靠度敏感性分析, 说明SCMSA可为岩土工程的风险分析与防治提供理论基础。

关键词: 顺序组件法; 系统可靠度; 敏感性; 半重力式挡土墙

中图分类号: TU470

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)01-0098-09

作者简介: 林 鑫(1997—), 男, 硕士研究生, 主要从事岩土工程的可靠度分析、数值模拟方面的研究工作。E-mail: linxin@mail.hfut.edu.cn。

System reliability sensitivity analysis method based on sequential compounding method

LIN Xin, TAN Xiao-hui, DONG Xiao-le, DU Lin-feng, ZHA Fu-sheng, XU Long

(School of Resources and Environmental Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China)

Abstract: To analyze the influences of parameter uncertainty on system reliability, a system reliability sensitivity analysis method based on the sequential compounding method (SCMSA) is proposed. The SCMSA makes use of the principle of SCM combination element, and further calculates the equivalent correlation coefficient between the two components and other remaining components in the system on the basis of calculating the reliability and sensitivity of a simple system with two components in parallel or in series, so as to achieve the purpose of combining the two components and simplifying the complex system. The advantage of SCMSA is that it integrates the calculation of the relative sensitivity index into the system reliability analysis, so that the sensitivity analysis can be calculated together as a byproduct of the reliability analysis, and this method can be applied to the system reliability sensitivity analysis of the relative non-normal variables. Finally, a simple numerical example is used to illustrate the calculation process, calculation accuracy and calculation advantage of SCMSA, and it is applied to the sensitivity analysis of a system reliability of semi-gravity retaining wall, indicating that the SCMSA can provide a theoretical basis for the risk analysis and prevention of geotechnical engineering.

Key words: sequential compounding method; system reliability; sensitivity; semi-gravity retaining wall

0 引 言

岩土体所处的地质条件、环境条件、荷载条件及结构本身的几何参数和材料性能等因素都具有不确定性, 这导致了岩土工程中失效模式的不确定性。例如, 挡土墙、基础工程以及边坡工程等往往具有多个失效模式, 且各失效模式的发生需要同时满足多个不同条件。同时, 各失效模式发生的概率与基本变量的概率分布类型、统计参数及变量间的互相关性有关。因此,

岩土工程问题往往是复杂的系统问题^[1-3]。

为了考虑各种不确定性对岩土工程稳定性的影响, 需要采用系统可靠度分析方法来确定由多失效模式组成的岩土工程系统的可靠指标或失效概率, 并且采用系统敏感性分析方法来研究基本变量的不确定性

基金项目: 国家自然科学基金项目(41972278, 42030710); 国家重点研发计划项目(2019YFC1509903)

收稿日期: 2021-03-12

***通信作者** (E-mail: tanxh@hfut.edu.cn)

对岩土工程系统可靠指标或失效概率的影响程度^[4-5]。通过系统敏感性分析,可以得到各基本变量的统计参数对岩土工程可靠度的相对影响程度。这既有利于在众多基本变量中鉴别主要变量,亦有利于了解各变量的均值及标准差等统计参数的变化程度对系统可靠度的影响,从而更好地指导岩土工程的试验设计及防灾减灾等工作。

在系统可靠度方面,常用的方法有宽界法^[6]、窄界法^[7]、蒙特卡罗模拟法(MCS)^[8]、条件边界积法(PCMM)^[9]、 N 维等效平面法^[10]以及顺序组件法(SCM)^[3, 11]等。其中,宽限法及窄限法求出的可靠指标或失效概率是范围值,不便于工程应用;MCS一般需要大量的计算才能达到所需要的计算精度;PCMM无法求解混联系统的可靠度; N 维等效平面法采用等效线性域来替代系统失效域进行计算,当系统失效域非线性程度较高时,该方法不再适用;SCM在一阶可靠度分析方法(FORM)^[12]的基础上通过逐步组合元件来化简复杂系统,可计算多元件并联、串联以及混联系统的系统可靠度,是一种较为理想的进行系统可靠度分析的方法。

在系统可靠度敏感性分析方面,相关研究成果较少,常用的方法有有限差分法(FDM)^[13]和基于MCS的敏感性分析方法(MCSSA)^[14]。其中,FDM易受差分步长的影响,其计算结果仅具有参考性,而MCSSA需要对基本变量的联合概率密度函数求偏导,当基本变量间存在相关性时,偏导难以求得。此外,宋述芳等^[15]基于单失效模式的可靠度敏感性分析,建立了多失效模式串、并联系统的敏感性分析方法,但该方法不适用于混联系统。Sues等^[16]提出了在最大概率点处进行系统仿真来简化系统,并在此基础上进行了并联、串联和混合系统的可靠度及敏感性分析,然而该方法仅适用于在最大概率点做线性估计。Chun等^[17]基于SCM提出CSP进行参数敏感性分析,该方法采用SCM进行多轮反复组合获得系统失效概率对各元件失效概率的偏导,从而计算对各参数的敏感性,但从原理上敏感性分析结果并未考虑失效元件间的相关性。

鉴于目前系统可靠度敏感性分析所存在的问题,本文提出基于顺序组件法的系统可靠度敏感性分析方法(system reliability sensitivity analysis method based on sequential compounding method,简称SCMSA),该方法可在考虑基本变量的非正态性及互相关性的同时,考虑各失效元件间的相关性,并且适用于多元件并联、串联以及混联的复杂系统。本文通过一个数值算例和半重力式挡土墙算例来说明SCMSA的计算过程、计算精度以及计算效率。

1 系统可靠度分析

一般地,结构系统由若干个元件经过并联、串联或混联组成。其中,并联系统中,所有元件失效,整个系统才发生失效;串联系统中,任意一个元件失效,则整个系统发生失效;混联系统则需要根据元件间的逻辑关系来判别元件失效是否会造成系统的失效。

对于 n 维基本变量 $\mathbf{X}$ (即 $\mathbf{X}=[X_1 X_2 \dots X_n]^T$),系统失效概率 P_{sys} 可以用多维积分来表示:

$$P_{\text{sys}} = \int_{\Omega_{\text{sys}}} f_n(\mathbf{x}) d\mathbf{x} = \Phi(-\beta_{\text{sys}}) \Rightarrow \beta_{\text{sys}} = -\Phi^{-1}(P_{\text{sys}})。(1)$$

式中 Ω_{sys} 为系统失效域,它由多个元件的失效域根据逻辑关系组成; β_{sys} 为系统可靠指标; $\Phi(\cdot)$ 为标准正态累积分布函数; $\Phi^{-1}(\cdot)$ 为标准正态累积分布的逆函数。由式(1)可知,失效概率与可靠指标一一对应,因此,本文重点推导可靠指标的相关计算公式。对于求解复杂系统的系统可靠度而言,SCM是一种较为巧妙的方法,它在采用FORM计算元件可靠度的基础上,通过逐步组合两个并联或串联元件,将复杂系统转化为简单系统。由于FORM的计算过程已在文献[12]中详细描述,因此不再赘述。本节分别介绍采用SCM进行两元件并联或串联的简单系统可靠度和多元件的复杂系统可靠度分析的过程。

1.1 简单系统可靠度分析

设简单系统由两元件并联或串联组成,且将两元件分别记为元件1和元件2,则两元件并联和串联系统的可靠指标 β_{land2} 和 β_{lor2} ,其计算公式如下^[9]:

$$\begin{aligned} \beta_{\text{land2}} &= -\Phi^{-1}[P_{\text{fland2}}] = -\Phi^{-1}[P(Z_{L1} < 0 \cap Z_{L2} < 0)] \\ &= -\Phi^{-1}[\Phi_2(-\beta_1, -\beta_2; \rho_{12})] \quad , \end{aligned} \quad (2a)$$

$$\begin{aligned} \beta_{\text{lor2}} &= -\Phi^{-1}[P_{\text{flor2}}] = -\Phi^{-1}[P(Z_{L1} < 0 \cup Z_{L2} < 0)] \\ &= -\Phi^{-1}[P_{\text{f1}} + P_{\text{f2}} - P_{\text{fland2}}] \\ &= -\Phi^{-1}[\Phi(-\beta_1) + \Phi(-\beta_2) - \Phi_2(-\beta_1, -\beta_2; \rho_{12})]。 \end{aligned} \quad (2b)$$

式中, Z_{L1} 和 Z_{L2} 分别为通过FORM将元件1和元件2的功能函数在各自的验算点处线性化后的功能函数; $\Phi_2(\cdot)$ 为二维标准正态累积分布函数; β_1 和 β_2 为通过FORM计算得到的元件1和元件2的可靠指标; P_{fland2} , P_{flor2} , P_{f1} 以及 P_{f2} 分别为并联系统、串联系统、元件1以及元件2的失效概率; ρ_{12} 是两元件线性化功能函数之间的相关系数:

$$\rho_{12} = \boldsymbol{\alpha}_{X1}^T \boldsymbol{\rho}_s^{-1} \boldsymbol{\alpha}_{X2} \quad , \quad (3)$$

式中, $\boldsymbol{\alpha}_{X1}$ 和 $\boldsymbol{\alpha}_{X2}$ 为两元件在 $\mathbf{X}$ 空间里最可能失效点处方向余弦向量, $\boldsymbol{\rho}_s$ 为随机变量的互相关系数矩阵。

由式(2)可见,两个线性元件被组合为一个等效元件,因此求解简单系统失效概率的重要步骤是求解二维积分 $\Phi_2(-\beta_1, -\beta_2; \rho_{12})$,它可由数值积分法求得。但数值积分法不易对基本变量统计参数求解偏导

数, 因此 SCM 中采用条件概率法^[11, 18]对此二维积分进行降维处理:

$$\Phi_2(-\beta_1, -\beta_2; \rho_{12}) = P(Z_{L1} < -\beta_1 | Z_{L2} < -\beta_2)P(Z_{L2} < -\beta_2). \quad (4)$$

再用正态分布函数去逼近条件概率 $P(Z_{L1}|Z_{L2} < -\beta_2)$ 对应的概率分布函数, 可得

$$P(Z_{L1} < -\beta_1 | Z_{L2} < -\beta_2) \approx F_{Z_{L1}|Z_{L2} < -\beta_2}(-\beta_1) = \Phi\left(\frac{-\beta_1 - \mu_c}{\sigma_c}\right). \quad (5)$$

则式 (4) 可改写为

$$\Phi_2(-\beta_1, -\beta_2; \rho_{12}) = \Phi\left(\frac{-\beta_1 - \mu_c}{\sigma_c}\right)\Phi(-\beta_2) = \Phi(-\beta_{12})\Phi(-\beta_2). \quad (6)$$

式中, μ_c 和 σ_c 分别是概率分布函数 $P(Z_{L1}|Z_{L2} < -\beta_2)$ 对应的正态分布函数的均值 μ_c 和标准差 σ_c ; β_{12} 为在元件 2 失效的条件下, 元件 1 的条件可靠指标。 μ_c , σ_c 及 β_{12} 的求解公式如下:

$$\mu_c = -\rho_{12}A_2, \quad \sigma_c = 1 - \rho_{12}^2B_2, \quad (7a)$$

$$\beta_{12} = (\beta_1 - \rho_{12}A_2)/\sqrt{1 - \rho_{12}^2B_2}, \quad (7b)$$

$$A_2 = \phi(-\beta_2)/\Phi(-\beta_2), \quad B_2 = A_2(-\beta_2 + A_2), \quad (7c)$$

式中, $\phi(\cdot)$ 为标准正态概率密度函数。

一般地, 将可靠指标较小的作为元件 1, 较大的作为元件 2, 会得到更为精确的计算结果^[18]。那么, 求得二维积分 $\Phi_2(-\beta_1, -\beta_2; \rho_{12})$ 后, 将式 (6) 代入式 (2) 中即可求得两元件并联系统和串联系统的可靠指标 β_{1and2} 及 β_{1or2} :

$$\beta_{1and2} = -\Phi^{-1}[\Phi(-\beta_{12})\Phi(-\beta_2)] \quad (8a)$$

$$\beta_{1or2} = -\Phi^{-1}[\Phi(-\beta_1) + \Phi(-\beta_2) - \Phi(-\beta_{12})\Phi(-\beta_2)]. \quad (8b)$$

1.2 复杂系统可靠度分析

SCM 求解 m 个元件组成的复杂系统可靠度的中心思想是逐步化简复杂系统为简单系统。具体简化过程为: 在式 (8) 计算两元件并联和串联的简单系统可靠度的基础上, 进一步计算两元件组成的组合元件与系统内其他剩余元件间的等效相关系数, 从而达到逐步将两个元件进行组合, 简化复杂系统的目的。设待组合元件为元件 1 和元件 2, 其他剩余元件为元件 k ($k = 3, 4, \dots, m$), 根据待组合元件间的逻辑关系可将组合元件与其他剩余元件间的等效相关系数的求解分为两类。

(1) 元件 1 与 2 并联

当元件 1 与 2 并联时, 一方面可由式 (2a) 的并联系统可靠指标计算式来类比得到在元件 k 失效的条件下, 组合元件 12 的条件可靠指标 $\beta_{1and2|k}$:

$$\beta_{1and2|k} = -\Phi^{-1}[\Phi_2(-\beta_{1|k}, -\beta_{2|k}; \rho_{12|k})] \quad (9)$$

另一方面, 可通过基于条件概率法的式 (7b) 来类比得到条件可靠指标 $\beta_{1and2|k}$:

$$\beta_{1and2|k} = (\beta_{1and2} - \rho_{1and2|k}A_k)/\sqrt{1 - \rho_{1and2|k}^2B_k}. \quad (10)$$

联立式 (9), (10) 可得

$$-\Phi^{-1}[\Phi_2(-\beta_{1|k}, -\beta_{2|k}; \rho_{12|k})] = \frac{(\beta_{1and2} - \rho_{1and2|k}A_k)}{\sqrt{1 - \rho_{1and2|k}^2B_k}}. \quad (11)$$

式 (9) ~ (11) 中, $\beta_{1|k}$ 和 $\beta_{2|k}$ 为在元件 k 失效的条件下, 元件 1 和元件 2 的条件可靠指标, 可由式 (7b) 类比计算; A_k 和 B_k 可由式 (7c) 类比计算; β_{1and2} 可由式 (8a) 的并联系统可靠指标计算式求得; 条件相关系数 $\rho_{12|k}$ 为^[19]

$$\rho_{12|k} = (\rho_{12} - \rho_{1k}\rho_{2k}B_k)/\left(\sqrt{1 - \rho_{1k}^2B_k}\sqrt{1 - \rho_{2k}^2B_k}\right). \quad (12)$$

因此, 式 (11) 中唯一未知数是组合元件与元件 k 之间的等效相关系数 $\rho_{1and2|k}$ 。通过反解式 (11), 并考虑到 $-1 \leq \rho_{1and2|k} \leq 1$, 即可求得未知数 $\rho_{1and2|k}$ 。

(2) 元件 1 与 2 串联

当元件 1 与 2 串联时, 一方面可由式 (2b) 的串联系统可靠指标计算式来类比得到在元件 k 失效的条件下, 组合元件 12 的条件可靠指标 $\beta_{1or2|k}$:

$$\beta_{1or2|k} = -\Phi^{-1}[\Phi(-\beta_{1|k}) + \Phi(-\beta_{2|k}) - \Phi_2(-\beta_{1|k}, -\beta_{2|k}; \rho_{12|k})]. \quad (13)$$

另一方面, 可通过基于条件概率法的式 (7b) 来类比得到条件可靠指标 $\beta_{1or2|k}$:

$$\beta_{1or2|k} = (\beta_{1or2} - \rho_{1or2|k}A_k)/\sqrt{1 - \rho_{1or2|k}^2B_k}. \quad (14)$$

联立式 (13), (14) 可得

$$-\Phi^{-1}[\Phi(-\beta_{1|k}) + \Phi(-\beta_{2|k}) - \Phi_2(-\beta_{1|k}, -\beta_{2|k}; \rho_{12|k})] = \frac{(\beta_{1or2} - \rho_{1or2|k}A_k)}{\sqrt{1 - \rho_{1or2|k}^2B_k}}. \quad (15)$$

式 (13) ~ (15) 中, $\beta_{1|k}$, $\beta_{2|k}$, A_k , B_k 以及 $\rho_{12|k}$ 同元件 1 与 2 并联时的计算结果; β_{1or2} 可由式 (8b) 的串联系统可靠指标计算式求得。因此, 式 (15) 中唯一未知数是组合元件与元件 k 之间的等效相关系数 $\rho_{1or2|k}$ 。通过反解式 (15), 并考虑到 $-1 \leq \rho_{1or2|k} \leq 1$, 即可求得未知数 $\rho_{1or2|k}$ 。

当求得组合元件的可靠指标 β_{1and2} (或 β_{1or2}) 以及组合元件与其他剩余元件的等效相关系数 $\rho_{1and2|k}$ (或 $\rho_{1or2|k}$) 后, 则可用组合元件替代元件 1 和元件 2, 从而使得系统的总元件数从 m 降为 $m-1$ 。对于剩余的 $m-1$ 个元件, 同样可设待组合元件为元件 1 和元件 2, 其他剩余元件为元件 k ($k = 3, 4, \dots, m-1$), 执行上述求解组合元件的可靠指标以及组合元件与其他剩余元件的等效相关系数的过程, 可以使得系统的总元件数从 $m-1$ 降为 $m-2$ 。以此类推, 直至系统的总元件数降为 1, 即可实现系统可靠度的求解。

1.3 组合顺序

由 1.1 和 1.2 节的分析易知, 每一次组合时均需要挑选两个待组合元件 (即元件 1 和元件 2), 因此组合时选取合适的待组合元件 (即组合顺序) 对系统可靠度的求解至关重要。为了保证 SCM 的求解精度, 本文根据 SCM 的计算特点用以下两个规则来确定组合顺序:

(1) 以可靠指标较大的元件作为条件元件: 通过观察式 (8) 的组合元件的可靠指标 β_{1and2} (或 β_{1or2}) 计算式 (11) 和式 (15) 的等效相关系数 $\rho_{(1and2)k}$ (或 $\rho_{(1or2)k}$) 计算式可知, 组合过程中需要求解的条件可靠指标有 $\beta_{1|2}$ 、 $\beta_{1|k}$ 以及 $\beta_{2|k}$ 。由于将可靠指标较大的元件作为条件元件, 会得到更为精确的计算结果, 因此当不考虑元件间的串并联关系时, $\beta_1 < \beta_2 < \beta_k$ 为最佳组合顺序 (在所有元件中可靠指标最小的元件作为元件 1, 可靠指标次小的元件作为元件 2)。

(2) 待组合元件在系统的元件逻辑关系中为等效元件: 所选取的待组合元件与其他剩余元件的逻辑关系都应一致, 此举可保证组合元件与其他剩余元件具有确定的逻辑关系。以三元件的复杂系统为例, 如图 1 所示共有 4 种形式, 分别为三元件并联 (形式 1)、两元件并联+一元件串联 (形式 2)、一元件并联+两元件串联 (形式 3) 以及三元件串联 (形式 4)。

a) 形式 1: 元件 A、B、C 之间的逻辑关系均为并联, 因此 3 个元件均为元件 1 和元件 2 的备选元件。

b) 形式 2: 元件 A、B 与元件 C 之间的逻辑关系为串联, 元件 A 与元件 B 之间的逻辑关系为并联, 因此仅有元件 A 和 B 为元件 1 和元件 2 的备选元件。

c) 形式 3: 元件 A 与元件 B、C 之间的逻辑关系为并联, 元件 B 与元件 C 之间的逻辑关系为串联, 因此仅有元件 B 和 C 为元件 1 和元件 2 的备选元件。

d) 形式 4: 元件 A、B、C 之间的逻辑关系均为串联, 因此 3 个元件均为元件 1 和元件 2 的备选元件。

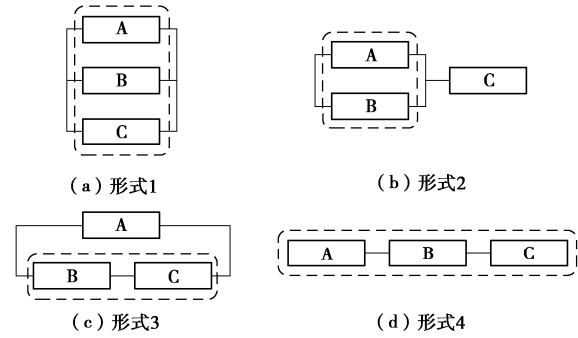
综合以上两个规则, 选取待组合元件的策略为在满足条件的备选元件组成的多个组合中, 选取可靠指标之和最小的两个元件 (即 $\beta_1 + \beta_2$ 最小) 作为此次组合的待组合元件, 其中可靠指标较小的作为元件 1, 可靠指标较大的作为元件 2。

2 系统可靠度敏感性分析

可靠度敏感性分析可研究各基本变量统计参数 (均值及标准差) 的变化对可靠指标 β 的影响程度。记基本变量 $\mathbf{X}$ 的统计参数为 $\mathbf{b}$, 则可靠指标 β 的敏感性指标可用 $\partial\beta/\partial\mathbf{b}$ 表示, 并且为了消除基本变量 $\mathbf{X}$ 中各变量单位不同造成的影响, 采用相对敏感性指标 $\mathbf{S}$ 来执行最终的敏感性分析^[20]:

$$\mathbf{S} = \sigma_{\mathbf{X}} (\partial\beta/\partial\mathbf{b}) \quad (16)$$

取统计参数 $\mathbf{b}$ 分别为基本变量的均值 μ 及标准差 σ 时, 由式 (16) 可进一步引出 $\mathbf{S}_{\mu} = \sigma_{\mathbf{X}} (\partial\beta/\partial\mu)$ 和 $\mathbf{S}_{\sigma} = \sigma_{\mathbf{X}} (\partial\beta/\partial\sigma)$, 二者分别为均值相对敏感性指标和标准差相对敏感性指标, 它们可区分出可靠度分析中的重要变量和非重要变量。本节先介绍采用基于 FORM 的敏感性分析方法 (FORMSA)^[21] 进行元件可靠度敏感性分析的过程, 再介绍采用 SCMSA 进行两元件并联或串联的简单系统和多元件的复杂系统的可靠度敏感性分析的过程。



注: 虚线框中的元件为元件 1 和元件 2 的备选元件。

图 1 三元件复杂系统示意图

Fig. 1 Schematic diagram of three-component hybrid system

2.1 基于 FORM 的敏感性分析方法 (FORMSA)

记原始空间、相关标准正态空间、独立标准正态空间分别为 $\mathbf{X}$ 空间、 $\mathbf{Y}$ 空间及 $\mathbf{U}$ 空间。3 种空间中基本变量的转换关系为

$$\mathbf{Y} = \Phi^{-1}[F(\mathbf{X})], \quad \mathbf{U} = \mathbf{A}^{-1}\mathbf{Y} \quad (17)$$

式中 $F(\cdot)$ 为基本变量 $\mathbf{X}$ 的累积分布函数; $\mathbf{A}$ 是由相关系数矩阵 $\rho_{\mathbf{x}}$ 经过 Cholesky 分解得到的下三角矩阵 ($\mathbf{A}\mathbf{A}^T = \rho_{\mathbf{x}}$)。

根据 $\mathbf{U}$ 空间中可靠指标 β 的几何含义可得元件敏感性指标 $\partial\beta/\partial\mathbf{b}$ 为^[21]

$$\frac{\partial\beta}{\partial\mathbf{b}} = \frac{\partial(\mathbf{u}^T \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{U}})}{\partial\mathbf{b}} = \left[\text{diag} \left(\frac{\partial\mathbf{u}^*}{\partial\mathbf{b}} \right) \right]^T \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{U}} \quad (18)$$

式中, $\text{diag}(\partial\mathbf{u}^*/\partial\mathbf{b})$ 为对角矩阵, 其中对角元素为 $\partial u_i^*/\partial b_i$ 。进一步地, 由 $\mathbf{X}$ 空间和 $\mathbf{U}$ 空间的方向余弦向量转换关系 $\boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{U}} = \mathbf{A}^{-1} \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{X}}$ 及式 (17) 中基本变量转换关系, 可将式 (18) 转化为

$$\begin{aligned} \frac{\partial\beta}{\partial\mathbf{b}} &= \text{diag} \left(\frac{\partial\Phi^{-1}[F(\mathbf{x}^*)]}{\partial\mathbf{b}} \right) (\mathbf{A}^T)^{-1} \mathbf{A}^{-1} \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{X}} \\ &= \text{diag} \left(\frac{1}{\phi\{\Phi^{-1}[F(\mathbf{x}^*)]\}} \frac{\partial F(\mathbf{x}^*)}{\partial\mathbf{b}} \right) \rho_{\mathbf{x}}^{-1} \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{X}} = \mathbf{w} \text{diag} \left(\frac{\partial F(\mathbf{x}^*)}{\partial\mathbf{b}} \right) \rho_{\mathbf{x}}^{-1} \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{X}} \end{aligned} \quad (19)$$

式中 $\mathbf{w}$ 为对角矩阵, 其中对角元素为 $\phi\{\Phi^{-1}[F(\mathbf{x}^*)]\}^{-1}$; $\text{diag}(\partial F(\mathbf{x}^*)/\partial\mathbf{b})$ 为对角矩阵, 其中对角元素为 $\partial F(x_i^*)/\partial b_i$ 即基本变量 X_i 的累积分布函数对统计参

数 b_i 的偏导数, 具体计算公式详见文献[20]。

显然, 当 FORM 迭代收敛后可得到方向余弦向量 α_x 以及验算点坐标 x^* , 将其代入式 (19) 即可计算元件敏感性指标 $\partial\beta/\partial b$, 进而代入式 (16) 即可计算元件的相对敏感性指标 S 。

2.2 基于 SCM 的敏感性分析方法 (SCMSA)

(1) 简单系统可靠度敏感性分析

由式 (8) 可进一步求得两元件的并联和串联系统的敏感性指标为

$$\frac{\partial\beta_{1and2}}{\partial b} = - \left[\frac{\partial\Phi(-\beta_{1|2})}{\partial b} \Phi(-\beta_2) - \Phi(-\beta_{1|2}) \phi(\beta_2) \frac{\partial\beta_2}{\partial b} \right] / \phi(\beta_{1and2}), \quad (20a)$$

$$\frac{\partial\beta_{1or2}}{\partial b} = - \left[\phi(\beta_1) \frac{\partial\beta_1}{\partial b} + \phi(\beta_2) \frac{\partial\beta_2}{\partial b} + \frac{\partial\Phi(-\beta_{1|2})}{\partial b} \Phi(-\beta_2) - \Phi(-\beta_{1|2}) \phi(\beta_2) \frac{\partial\beta_2}{\partial b} \right] / \phi(\beta_{1or2}). \quad (20b)$$

式中, 元件 1 和元件 2 的敏感性指标 $\partial\beta_1/\partial b$ 及 $\partial\beta_2/\partial b$ 可由式 (19) 求得; $\partial\Phi(-\beta_{1|2})/\partial b$ 可根据式 (7b) 进一步求偏导得到

$$\frac{\partial\Phi(-\beta_{1|2})}{\partial b} = \phi(\beta_{1|2}) \left[\frac{1}{\sqrt{1-\rho_{12}^2 B_2}} \left(-\frac{\partial\beta_1}{\partial b} + \rho_{12} \frac{\partial A_2}{\partial b} \right) + \frac{-\beta_1 + \rho_{12} A_2}{2(1-\rho_{12}^2 B_2)^{3/2}} \rho_{12}^2 \frac{\partial B_2}{\partial b} \right], \quad (21a)$$

$$\frac{\partial A_2}{\partial b} = \frac{-\Phi(-\beta_2) \beta_2 \phi(\beta_2) + \phi^2(\beta_2) \partial\beta_2}{\Phi^2(-\beta_2)} \frac{\partial\beta_2}{\partial b}, \quad (21b)$$

$$\frac{\partial B_2}{\partial b} = (2A_2 - \beta_2) \frac{\partial A_2}{\partial b} - A_2 \frac{\partial\beta_2}{\partial b}. \quad (21c)$$

将式 (20) 的两元件并联和串联系统敏感性指标 $\partial\beta_{1and2}/\partial b$ 和 $\partial\beta_{1or2}/\partial b$ 的计算结果代入式 (16) 即可得到相对敏感性指标 S_{1and2} 和 S_{1or2} 。

(2) 复杂系统可靠度敏感性分析

复杂系统的可靠度敏感性分析的本质为在 SCM 进行系统可靠度分析的同时, 融入相对敏感性指标的计算, 使得敏感性分析作为可靠度分析的副产品一起算出。由于 SCM 在组合元件过程中, 最繁琐的一步在于求解组合元件与其他剩余元件间的等效相关系数, 因此本文在此进行优化: 在组合过程中, 当组合元件与待组合元件 (元件 1 或元件 2) 的可靠指标和相对敏感性指标几乎一致时, 可以直接用此元件与其他剩余元件的相关系数代替组合元件与其他剩余元件的等效相关系数, 从而避免等效相关系数的求解。根据待组合元件的逻辑关系将其分为两类:

(1) 待组合元件的逻辑关系为并联: 由于两元件并联系统的可靠指标比任何一个并联元件的可靠指标大, 因此仅需判断组合元件的 β_{1and2} , $S_{\mu1and2}$ 以及 $S_{\sigma1and2}$

与元件 2 的 β_2 , $S_{\mu2}$ 以及 $S_{\sigma2}$ 是否一致, 其判断标准为二者之间的相对误差:

$$r_{d1} = \left| \frac{\beta_{1and2} - \beta_2}{\beta_{1and2}} \right|, r_{d2} = \left| \frac{S_{\mu1and2} - S_{\mu2}}{\max(S_{\mu1and2})} \right|, r_{d3} = \left| \frac{S_{\sigma1and2} - S_{\sigma2}}{\max(S_{\sigma1and2})} \right|. \quad (22a)$$

(2) 待组合元件的逻辑关系为串联: 由于两元件串联系统的可靠指标比任何一个串联元件的可靠指标小, 因此仅需判断组合元件的可靠指标 β_{1or2} , $S_{\mu1or2}$ 以及 $S_{\sigma1or2}$ 与元件 1 的 β_1 , $S_{\mu1}$ 以及 $S_{\sigma1}$ 是否一致, 其判别标准为二者之间的相对误差:

$$r_{d1} = \left| \frac{\beta_{1or2} - \beta_1}{\beta_{1or2}} \right|, r_{d2} = \left| \frac{S_{\mu1or2} - S_{\mu1}}{\max(S_{\mu1or2})} \right|, r_{d3} = \left| \frac{S_{\sigma1or2} - S_{\sigma1}}{\max(S_{\sigma1or2})} \right|. \quad (22b)$$

当式 (22) 中的 r_{d1} , r_{d2} 以及 r_{d3} 均小于某个临界值 r_s (简称 $[r_{d1}, r_{d2}, r_{d3}] < r_s$) 时, 可以认为组合元件和其中一个待组合元件的可靠指标和相对敏感性指标几乎一致, 此时可用该元件与其他剩余元件间的相关系数替代组合元件与其他剩余元件间的等效相关系数。

(一般可取 $r_s = 0.01$, 即两个数量级。)

综上分析, SCMSA 可按图 2 所示流程图执行。

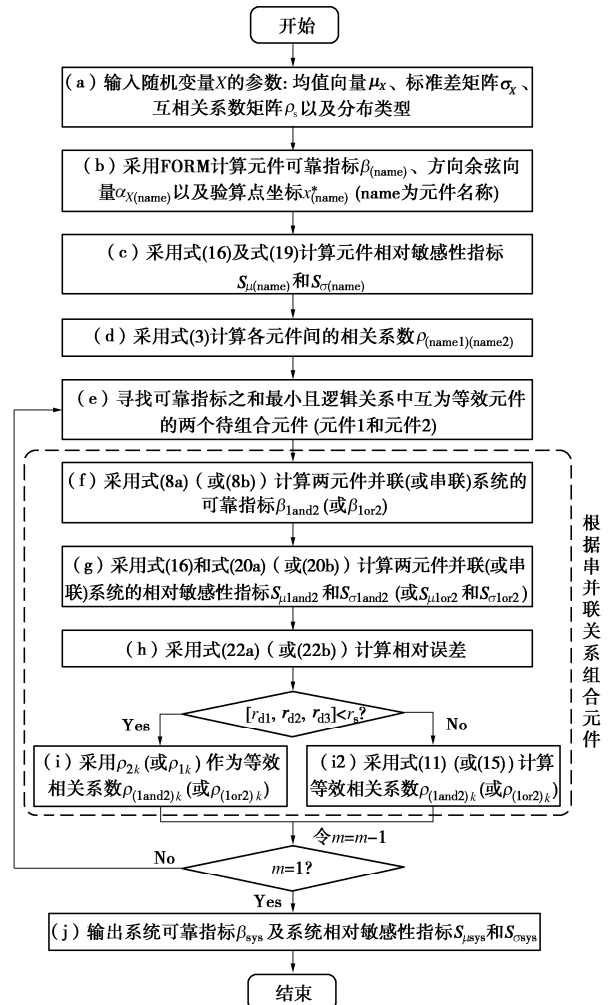


图2 SCMSA 的流程图

Fig. 2 Flow chart of SCMSA

表 1 元件 (组合元件) 的可靠指标、相对敏感性指标
Table 1 Reliability and relative sensitivity indexes of components (combination components)

元件 (组合元件)	A	B	C	D	E	BE	CD	BCDE	ABCDE
$\beta_{(name)}$	1.556	0.466	1.405	1.118	0.979	0.979	0.944	1.158	1.625
$S_{\mu(name)}(1)$	0.707	0.380	0.986	0.447	0.213	0.218	0.672	0.413	0.644
$S_{\mu(name)}(2)$	0.707	0.925	0.169	0.894	0.977	0.956	0.677	0.850	0.739
$S_{\sigma(name)}(1)$	-0.778	-0.067	-1.364	-0.224	-0.044	-0.045	-0.659	-0.305	-0.676
$S_{\sigma(name)}(2)$	-0.778	-0.398	-0.040	-0.894	-0.935	-0.887	-0.629	-0.789	-0.781

注: 虚线圈为组合元件; 实线圈为系统可靠指标及相对敏感性指标计算结果。

需要说明的是, SCMSA 的计算精度依赖于 FORM 中系统响应对基本变量梯度的计算精度。对于高度非线性的元件功能函数, 可通过采用差分点数较多的差分方法 (如 5 点或 7 点差分方法) 代替常规的中心差分法来提高梯度的求解精度^[22]。

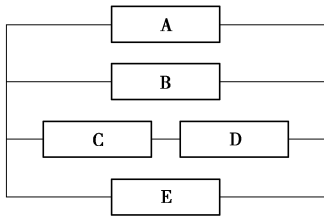


图 3 五元件复杂系统示意图

Fig. 3 Schematic diagram of five-component hybrid system

3 算例分析

3.1 数值算例

图 3 为 5 个元件组成的非线性混联系统, 其中, 元件 C、D 串联后再与元件 A、B、E 并联。各元件的功能函数见式 (23), 基本变量 X_1 和 X_2 服从相互独立的正态分布, 均值分别为 4 和 2, 标准差为 1 和 1。

$$\left. \begin{aligned} Z_1 &= X_1 + X_2 - 3.8, \quad Z_2 = X_1 X_2 - 6, \\ Z_3 &= X_1^3 + X_2^2 - 21, \quad Z_4 = X_1 + 2X_2 + 5.5, \\ Z_5 &= (X_1 + 1)X_2 - 5, \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

针对图 3 所示的五元件混联系统, 按图 2 所示的流程图进行系统可靠度分析及敏感性分析。元件的组合过程见表 1 和图 4, 该方法通过一步步的组合元件来简化复杂系统, 从而灵活地处理元件间的串并联关系, 并将敏感性分析结果作为可靠度分析结果的副产

品一并输出。对于该算例而言, 先将元件 A 和 B 组合为元件 AB, 然后将元件 C 和 D 组合为元件 CD, 接着将元件 AB 和 CD 组合为元件 ABCD, 最后将元件 ABCD 和 E 组合为元件 ABCDE。元件 ABCDE 的可靠指标及相对敏感性指标即为整个系数的可靠指标及敏感性指标。由表 1 可知, 系统可靠指标 $\beta_{sys} = 1.625$, 它与 MCS 得到的 1.580 (模拟次数为 10^7 次) 十分接近。系统相对敏感性指标 $S_{\mu sys} = [0.644 \ 0.739]$ 以及 $S_{\sigma sys} = [-0.676 \ -0.781]$, 与 CSP^[17]和 FDM^[13]的对比结果见图 5。对于 CSP 法, 需要进行 m 轮的组合, 为了避免不当的组合顺序对计算结果的影响, 设各轮中组合顺序的方案与 SCMSA 一致 (1.3 节)。对于 FDM, 差分过程中的可靠指标均由 MCS^[8]进行计算 (模拟次数为 10^7 次), 差分步长为 $0.1\sigma_{X_i}$ ($i = 1, 2$)。

从图 5 可看出, 3 种方法结果十分一致, 说明计算结果的正确性, 在影响方向方面, X_1 和 X_2 的均值相对敏感性指标为正, 代表系统可靠指标 β_{sys} 随着 X_1 和 X_2 均值的增大而增大, X_1 和 X_2 的标准差相对敏感性指标为负, 代表系统可靠指标 β_{sys} 随着 X_1 和 X_2 标准差的增大而减小; 在影响程度的大小方面, X_2 的均值及标准差相对敏感性指标的绝对值均略大于 X_1 , 说明基本变量 X_2 对系统可靠指标 β_{sys} 的影响程度比 X_1 大。

与 CSP 相比, SCMSA 避免了反复进行组合元件, 即仅需 1 轮组合, 而 CSP 法需要 m 轮组合并且在原理上忽略了各失效元件间的相关性, 这说明 SCMSA 编程更容易且具有比 CSP 更精确的计算结果; 与 FDM 相比, SCMSA 无需额外的计算量来进行系统敏感性分析, 因此计算效率高, 但 FDM 则需要大量的随机模拟, 若应用到实际工程中计算量十分庞大。

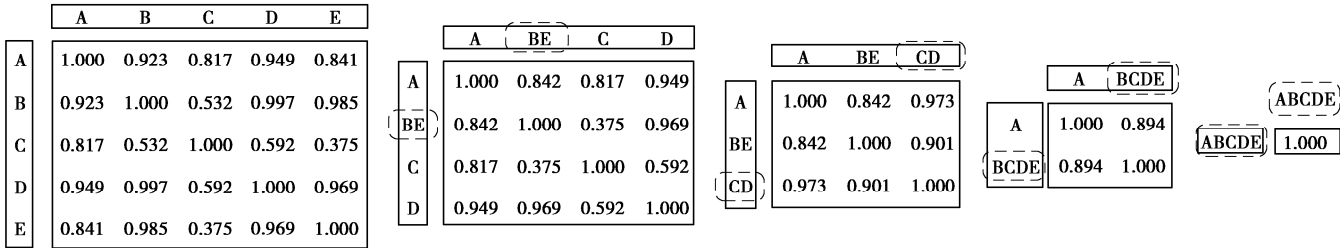


图 4 五元件混联系统组合过程中的相关系数矩阵

Fig. 4 Correlation coefficient matrix in combination process of five-component hybrid system

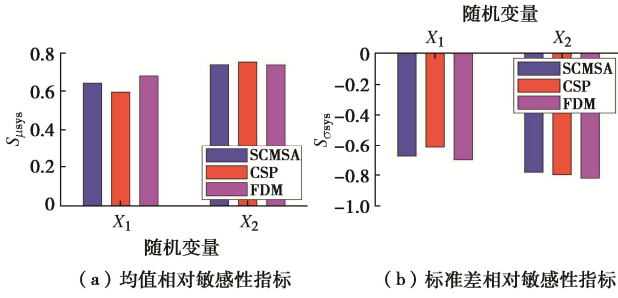


Fig. 5 Relative sensitivity indexes of SCMSA, CSP and FDM systems

3.2 半重力式挡土墙算例

(1) 算例介绍

如图 6 所示,某半重力式挡土墙位于硬黏土之上,墙背竖直光滑,墙高 H 为 6 m, 墙的顶宽和底宽分别为 0.5, 1.95 m ($a = 0.5$ m, $b = 1.45$ m)。图中 $c_{\text{hard}} = 100$ kPa 和 $\varphi_{\text{hard}} = 30^\circ$ 为硬黏土的黏聚力和内摩擦角, γ_{wall} 为挡土墙的重度, c_{soil} , φ_{soil} 和 γ_{soil} 分别为挡土墙后填土的黏聚力、内摩擦角和重度。

半重力式挡土墙的失效可分为 3 种模式, 分别为滑移失效模式即水平抗力不足导致滑移破坏 (模式 1)、倾覆失效模式即抗倾覆力矩不足导致倾覆破坏 (模式 2) 以及承载力失效模式即地基承载力不足导致失稳 (模式 3)。3 种模式的安全系数 F_{s1} , F_{s2} 以及 F_{s3} 计算公式如下^[1, 23]:

$$F_{s1} = [c_{\text{hard}}(a+b)/3 + (W_1 + W_2) \tan(2\varphi_{\text{hard}}/3)]/P_a, \quad (24a)$$

$$F_{s2} = (W_1 R_1 + W_2 R_2)/(P_a H_0), \quad (24b)$$

$$F_{s3} = q_u/q_{\text{max}}. \quad (24c)$$

式中 $W_1 = \gamma_{\text{wall}} bH/2$ 和 $W_2 = \gamma_{\text{wall}} aH$ 分别为挡土墙三角形区域和矩形区域的重力; P_a ($P_a \geq 0$) 为主动土压力, 可由式 (25a) 计算; R_1 和 R_2 分别为 W_1 和 W_2 在 O 点处的力臂; H_0 ($H_0 \geq 0$) 为主动土压力与硬黏土表面的距离, 可由式 (25b) 计算; q_u 为挡土墙的极限承载力, 本文取 350 kPa; q_{max} 为挡土墙施加在硬黏土上的最大压力值, 可由式 (25c) 计算。

$$P_a = \gamma_{\text{soil}} H^2 K_a / 2 - 2c_{\text{soil}} H \sqrt{K_a} + 2c_{\text{soil}}^2 / \gamma_{\text{soil}}, \quad (25a)$$

$$H_0 = [H - 2c_{\text{soil}} / (\gamma_{\text{soil}} \sqrt{K_a})] / 3, \quad (25b)$$

$$q_{\text{max}} = [(W_1 + W_2) / (a+b)] [1 + 6e / (a+b)]. \quad (25c)$$

式中, K_a 和 e 为主动土压力系数和荷载的偏心距:

$$K_a = \tan^2(\pi/4 - \varphi_{\text{soil}}/2), \quad (26a)$$

$$e = |(a+b)/2 - (W_1 R_1 + W_2 R_2 - P_a H_0) / (W_1 + W_2)|. \quad (26b)$$

为了避免挡土墙底部出现拉应力, 应当满足几何条件 $e \leq (a+b)/6$ 。对半重力式挡土墙进行系统可靠度及敏感性分析时, 视 c_{soil} , φ_{soil} , γ_{soil} 以及 γ_{wall} 为随机变量, 其参数取值见表 2, 其中墙后填土的黏聚力与内摩擦角之间的相关系数 $\rho_{c_{\text{soil}}-\varphi_{\text{soil}}} = -0.35$, 显然, 如图 7

所示, 半重力式挡土墙的可靠度及敏感性分析问题属于复杂系统问题, 3 种失效模式共计 7 个元件。

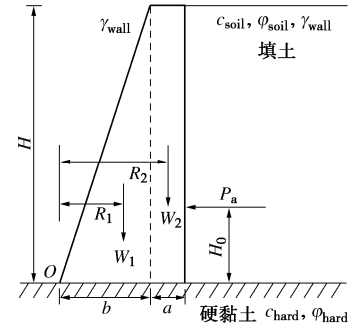


图 6 半重力式挡土墙示意图

Fig. 6 Schematic diagram of semi-gravity retaining wall

表 2 随机变量的概率分布

Table 2 Probability distribution of random variables

变量 (单位)	c_{soil} /kPa	φ_{soil} /($^\circ$)	γ_{soil} /(kN·m $^{-3}$)	γ_{wall} /(kN·m $^{-3}$)
均值	14	30	21	18.5
变异系数	0.3	0.1	0.1	0.05
标准差	4.2	3	2.1	0.925
分布类型	LN	LN	LN	LN

注: LN 表示对数正态分布。

(2) 系统可靠度敏感性分析

针对图 7 所示的半重力式挡土墙的混联系统, 按图 2 所示的流程图进行系统可靠度分析及敏感性分析, 使得系统总元件数 m 从 7 降为 1, 实现系统可靠度及敏感性分析。在可靠度方面, SCM 和 MCS 的可靠指标 β_{sys} 分别为 1.842 和 1.910, 二者十分接近。在敏感性方面, 将 SCMSA 的敏感性分析结果与 CSP 和 FDM 的对比见图 8, 其中参数设置与数值算例一致, 容易看出 3 种方法的计算结果几乎一致, 说明 SCMSA 的正确性。

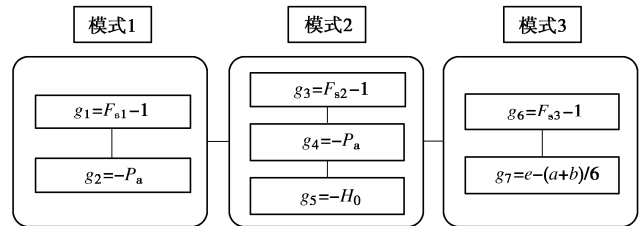


图 7 半重力式挡土墙的元件功能函数及其逻辑关系示意图

Fig. 7 Schematic diagram of component performance functions

and their logic relationship of semi-gravity retaining wall

从敏感性分析结果中容易看出, 对于均值相对敏感性指标: 由图 8 (a) 可知, 在影响方向方面, γ_{soil} 的均值相对敏感性指标为负, 代表系统可靠指标 β_{sys} 随着 γ_{soil} 均值的增大而减小, c_{soil} , φ_{soil} 以及 γ_{wall} 的均值相对敏感性指标为正, 代表系统可靠指标 β_{sys} 随着 c_{soil} , φ_{soil} 以及 γ_{wall} 均值的增大而增大。在影响程度的大小方

面,根据均值相对敏感性指标的绝对值大小进行对比,可以看出 c_{soil} 的均值对系统可靠指标 β_{sys} 的影响程度最大,而 φ_{soil} 和 γ_{soil} 的均值对系统可靠指标 β_{sys} 的影响程度次之, γ_{wall} 的影响最小。对于标准差相对敏感性指标:由图8(b)可知,在影响方向方面,所有变量的标准差相对敏感性指标均为负,代表系统可靠指标 β_{sys} 随着变量标准差的增大而减小,说明参数的不确定性增大会导致挡土墙更容易发生失效。在影响程度的大小方面,同样可根据标准差相对敏感性指标的绝对值大小进行对比,影响程度由大到小依次顺序为 c_{soil} , γ_{soil} , φ_{soil} 和 γ_{wall} 。

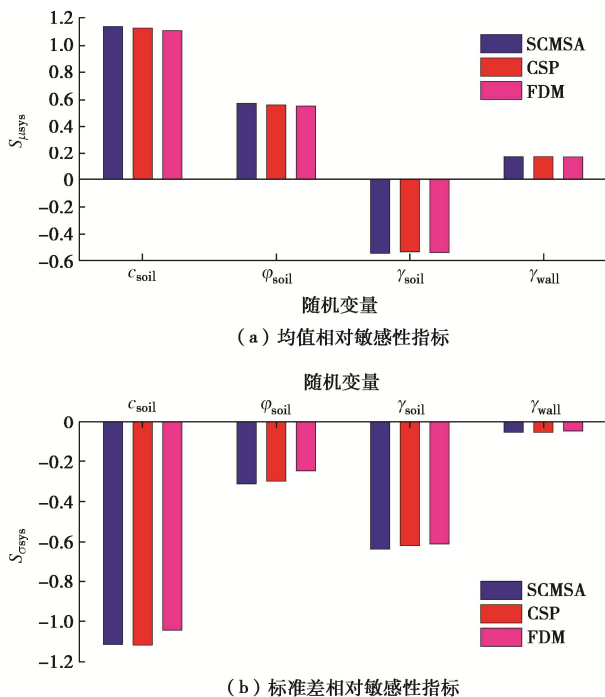


图8 半重力式挡土墙的系统相对敏感性指标

Fig. 8 System relative sensitivity indexes for semi-gravity retaining wall

综上所述, c_{soil} 为重要变量, φ_{soil} 和 γ_{soil} 为次要变量, γ_{wall} 为不重要变量,根据此结果可对挡土墙的稳定性评价及防治提供指导,亦说明提出方法对岩土工程具有实际意义。

4 结 论

(1)提出了基于顺序组件法的系统可靠度敏感性分析方法(SCMSA),该方法可适用于相关非正态的基本变量,不仅计算效率高而且敏感性分析结果考虑失效元件间的相关性。

(2)以简单的数值算例详细说明SCMSA的计算过程,并将计算结果与CSP和FDM的计算结果进行对比,说明提出方法的正确性及优势;

(3)将SCMSA应用于半重力式挡土墙的系统可

靠度敏感性分析中,求得基本变量及其概率统计参数的不确定性对系统可靠指标或失效概率的影响方向及程度,说明提出方法可为岩土工程的风险分析与防治提供理论基础。

参考文献:

- [1] 杜永峰, 余钰, 李慧. 重力式挡土墙稳定性的结构体系可靠度分析[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(3): 349 - 353. (DU Yong-feng, YU Yu, LI Hui. Analysis of reliability of structural systems for stability of gravity retaining walls[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(3): 349 - 353. (in Chinese))
- [2] WANG Y. Reliability-based design of spread foundations by Monte Carlo simulations[J]. Géotechnique, 2011, 61(8): 677 - 685.
- [3] JOHARI A, RAHMATI H. System reliability analysis of slopes based on the method of slices using sequential compounding method[J]. Computers and Geotechnics, 2019, 114: 103116.
- [4] 谭晓慧, 王建国, 胡晓军, 等. 边坡稳定的模糊随机有限元可靠度分析[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(7): 991 - 996. (TAN Xiao-hui, WANG Jian-guo, HU Xiao-jun, et al. Fuzzy random finite element reliability analysis of slope stability[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(7): 991 - 996. (in Chinese))
- [5] 宛良朋, 许阳, 李建林, 等. 岩体参数敏感性分析对边坡稳定性评价影响研究——以大岗山坝肩边坡为例[J]. 岩土力学, 2016, 37(6): 1737 - 1744. (WAN Liang-peng, XU Yang, LI Jian-lin, et al. Sensitivity analysis of the effect of rock mass parameters on slope stability evaluation: a case study of abutment slope of Dagangshan[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(6): 1737 - 1744. (in Chinese))
- [6] CORNELL C A. Bounds on the reliability of structural systems[J]. Journal of the Structural Division, 1967, 93(1): 171 - 200.
- [7] DITLEVSEN O. Narrow reliability bounds for structural systems[J]. Journal of Structural Mechanics, 1979, 7(4): 453 - 472.
- [8] 贡金鑫. 工程结构可靠度计算方法[M]. 大连: 大连理工大学出版社, 2003. (GONG Jin-xin. Computational Methods for Reliability of Engineering Structures[M]. Dalian: Dalian University of Technology Press, 2003. (in Chinese))
- [9] PANDEY M D. An effective approximation to evaluate multinormal integrals[J]. Structural Safety, 1998, 20(1): 51 - 67.

- [10] 李典庆, 周创兵, 胡 冉. 基于 n 维等效方法的岩质边坡楔体稳定体系可靠度分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(7): 1415 - 1424. (LI Dian-qing, ZHOU Chuang-bing, HU Ran. System reliability analysis of rock slope wedge stability based on n -dimensional equivalent method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(7): 1415 - 1424. (in Chinese))
- [11] KANG W, SONG J. Evaluation of multivariate normal integrals for general systems by sequential compounding[J]. Structural Safety, 2010, **32**(1): 35 - 41.
- [12] HASOFER A M, LIND N C. Exact and invariant second-moment code format[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1974, **100**(1): 111 - 121.
- [13] MELCHERS R E, AHAMMED M. A fast approximate method for parameter sensitivity estimation in Monte Carlo structural reliability[J]. Computers & Structures, 2004, **82**(1): 55 - 61.
- [14] 杨 杰. 结构可靠度计算方法及灵敏度分析研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2012. (YANG Jie. Research on Structure Reliability Calculation Method and Sensitivity Analysis[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2012. (in Chinese))
- [15] 宋述芳, 吕震宙. 系统可靠性灵敏度分析方法及其应用研究[J]. 机械强度, 2007, **29**(1): 53 - 57. (SONG Shu-fang, LÜ (Zhen-zhou. Reliability sensitivity analysis method for structural system and its application[J]. Journal of Mechanical Strength, 2007, **29**(1): 53 - 57. (in Chinese))
- [16] SUES R H, CESARE M A. System reliability and sensitivity factors via the MPPSS method[J]. Probabilistic Engineering Mechanics, 2005, **20**(2): 148 - 157.
- [17] CHUN J, SONG J, PAULINO G H. Parameter sensitivity of system reliability using sequential compounding method[J]. Structural Safety, 2015, **55**: 26 - 36.
- [18] 王笑纷, 吴彰敦. 结构体系可靠度分析中二维标准正态分布函数的近似计算[J]. 水力发电学报, 2005, **24**(3): 39 - 43. (WANG Xiao-fen, WU Zhang-dun. An approximation to bi-normal probability distribution function in reliability analysis of structural system[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2005, **24**(3): 3943. (in Chinese))
- [19] BIRNBAUM Z W. Effect of linear truncation on a multinormal population[J]. The Annals of Mathematical Statistics, 1950, **21**(2): 272 - 279.
- [20] 秦 权, 林道锦, 梅 刚. 结构可靠度随机有限元——理论及工程应用[M]. 北京: 清华大学出版社, 2006. (QIN Quan, LIN Dao-jin, MEI Gang. Theory and Application Reliability Stochastic Finite Element Methods[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2006. (in Chinese))
- [21] TAN X H, SHEN M F, JUANG C H, et al. Modified robust geotechnical design approach based on the sensitivity of reliability index[J]. Probabilistic Engineering Mechanics, 2020, **60**: 103049.
- [22] 谭晓慧. 边坡稳定的非线性有限元可靠度分析方法研究[D]. 合肥: 合肥工业大学, 2007. (TAN Xiao-hui. Research on the Method of Nonlinear FEM Reliability Analysis of Slope Stability[D]. Hefei: Hefei University of Technology, 2007. (in Chinese))
- [23] LI D Q, ZHANG L, TANG X S, et al. Bivariate distribution of shear strength parameters using copulas and its impact on geotechnical system reliability[J]. Computers and Geotechnics, 2015, **68**: 184 - 195.

DOI: 10.11779/CJGE202201010

一种模拟节点达西流速的多尺度有限元-有限元模型

谢一凡^{1, 2}, 吴吉春³, 王 益^{1, 2}, 叶 逾^{1, 2}, 谢春红⁴, 鲁春辉^{*1, 2, 5}

(1. 河海大学水文水资源与水利工程科学国家重点实验室, 江苏 南京 210024; 2. 河海大学水利水电学院, 江苏 南京 210024; 3. 南京大学地球科学与工程学院, 江苏 南京 210023; 4. 南京大学数学系, 江苏 南京 210093; 5. 河海大学长江保护与绿色发展研究院, 江苏 南京 210024)

摘 要: 提出了一种能高效模拟节点达西流速并保证其连续性的多尺度有限元-有限元模型(MSFEM-FEM)。该方法先应用多尺度有限元法(MSFEM)框架改进了 Yeh 的有限元模型的水头模拟部分以提升效率与精度, 再将多尺度网格转化为有限元网格, 应用 Yeh 的有限元框架保证流速的连续性。基于多尺度基函数, MSFEM-FEM 能够汲取研究区的全局信息并在粗尺度上高效获得精确的水头解。通过将粗尺度网格转换为有限元网格, MSFEM-FEM 能够应用 Yeh 的有限元框架将水头解中的全局信息导入达西流速, 提高达西流速的精度并保证其连续性。在获得粗尺度解后, MSFEM-FEM 还能应用多尺度基函数对解进行细尺度重构, 从而获得研究区内的细尺度水头与流速。数值模拟结果显示 MSFEM-FEM 能够高效、精确的求解水头, 并能够获得连续、精确的达西流速和流量。

关键词: 地下水数值模拟; 多尺度有限元法; Yeh 的有限元模型; 连续节点达西流速; 高计算效率

中图分类号: TU46 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2022)01-0107-08

作者简介: 谢一凡(1987—), 男, 副教授, 主要从事地下水数值算法方面的研究工作。E-mail: yfxie@hhu.com。

Multiscale finite element-finite element model for simulating nodal Darcy velocity

XIE Yi-fan^{1, 2}, WU Ji-chun³, WANG Yi^{1, 2}, YE Yu^{1, 2}, XIE Chun-hong⁴, LU Chun-hui^{1, 2, 5}

(1. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China; 2. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China; 3. School of Earth Sciences and Engineering, Nanjing University, Nanjing 210023, China; 4. Department of Mathematics, Nanjing University, Nanjing 210093, China; 5. Yangtze Institute for Conservation and Development, Hohai University, Nanjing 210024, China)

Abstract: A multi-scale finite element-finite element model (MSFEM-FEM) is proposed, and it can effectively simulate the nodal Darcy velocity and ensure the velocity continuity. The MSFEM-FEM employs the multi-scale finite element method (MSFEM) to replace the head simulation part of the Yeh's finite element model, thus to improve the efficiency and accuracy. Then, the MSFEM-FEM transforms the multi-scale grid to the finite element one, thus, it can directly apply the Yeh's finite element model to obtain continuous Darcy velocity. Based on the multi-scale basis function, the MSFEM-FEM can extract the global information of the study area which allows it to obtain the accurate head solution efficiently on the coarse scale. By transforming the coarse-scale grid into the finite element grid, the MSFEM-FEM can directly employ the Yeh's finite element model to import the global information from the head solution into the Darcy velocity, which can also improve the accuracy of Darcy velocity and ensure the velocity continuity. In addition, the MSFEM-FEM can apply multi-scale basis function to reconstruct the solutions, so as to obtain the fine-scale head and velocity solutions in the study area. The simulated results of two-dimensional groundwater problems show that the MSFEM-FEM can efficiently and accurately solve the head, Darcy velocity and flux, which outperforms the MSFEM and the Yeh's finite element model.

Key words: groundwater numerical simulation; multiscale finite element method; Yeh's finite element model; continuous Darcy velocity; high computation efficiency

0 引 言

在地下水资源评价和地下水污染迁移等研究中, 水文工作者常需要将对流-弥散方程与描述地下水运动的水流方程进行耦合, 从而对地下水中的溶质运移状态进行准确模拟。地下水的达西流速不仅能够显示

地下水流的运动情况, 还反映了对流作用对溶质运移

基金项目: 中央高校基本业务费项目(B210202018); 国家自然科学基金面上项目(51879088); 国家自然科学基金青年项目(41702243)
收稿日期: 2021-04-07

***通信作者** (E-mail: clu@hhu.edu.cn)

过程的影响,是联系两个方程的纽带。因此,如何高效、精确地模拟达西流速与流量对地下水溶质运移的研究具有重要意义。然而,有限元类方法的不能直接获得连续的节点水头导数,这导致其所计算的达西流速不连续且精度较低^[1-3]。

Yeh在1981年建立了基于有限元法的达西流速模型^[2],能够保证节点达西流速的连续性,具有较高的计算精度。该模型先使用有限单元法求解水头以获得全局信息和水头分布,再用有限元法直接在研究区上求解达西方程,从而得到连续的达西流速场,并能保证解的质量平衡^[2,4]。和混合有限元类方法^[5-6]相比,Yeh的有限元模型更简单直观,适于实际应用^[3]。和同类的Batu的双重网格法^[7]和Zhang的三次样条法^[3]比,Yeh的有限元模型的精度略高,但应用限制更小^[3]。然而,在进行大尺度地下水问题的模拟时,有限元法需要精细剖分保证解的精度^[1, 8-9],故Yeh的模型需要大量计算时间获得水头分布。实际上,该模型的水头模拟部分主要是用于获得研究区的介质信息和模拟水头分布,其流速模拟部分才是保证达西流速连续性的关键。

为了解决有限元法计算效率较低的问题,Hou等^[9]在1997年提出了多尺度有限单元法(MSFEM)。MSFEM的核心是通过在粗网格单元求解退化椭圆的方程构造多尺度基函数,并通过多尺度基函数获取细尺度信息,从而节约大量的计算成本^[1, 9-10]。在计算大尺度地下水问题时,许多工作已经证明了MSFEM比有限元法更加高效^[9-14],并且MSFEM已经被成功应用于中国地面沉降的模拟工作中^[15]。然而,和有限元法相同,MSFEM也无法直接获得连续的水头一阶导数,故其也不能获得连续、精确的达西流速。谢一凡等^[16]、赵文凤等^[17]应用MSFEM改进了多种经典达西流速算法,取得了较好的结果,发现水头精度对于达西流速的精度有重要影响^[16-17]。

本文提出了一种模拟连续节点达西流速的多尺度有限元-有限元模型(MSFEM-FEM)。MSFEM-FEM综合了两种方法各自的优势,实现了水头、连续达西流速和流量的高效计算。MSFEM-FEM应用MSFEM改进了Yeh的有限元模型的水头模拟部分,能够更加精确、高效地获取全局信息和水头分布。通过将多尺网格转换为有限元网格,MSFEM-FEM运用Yeh的有限元框架保证了达西流速与流量的连续性。同时,MSFEM-FEM还能运用多尺度基函数在粗网格单元内重构细尺度的水头和达西流速,从而以极低的计算成本获得与精细剖分的Yeh的有限元模型相同数目的解。

在数值试验中,将MSFEM-FEM和Yeh的有限元模型进行了比较,证明了它可以更高效地模拟水头、达西流速和流量。结果显示MSFEM-FEM获得了与精细剖分的Yeh有限元模型同阶的水头精度和达西流速精度。在其中一个算例中,MSFEM-FEM计算时间甚至不到精细剖分的Yeh有限元法的0.07%。本文还将MSFEM-FEM与基于MSFEM的传统流量计算方法进行了比较,结果显示MSFEM-FEM所计算的流量精度更高,并能保证通过含水层截面的流入、流出量相等。

1 原理和算法

MSFEM-FEM包含地下水水头模拟和达西流速模拟两个部分,分别由MSFEM和Yeh的有限元模型实现,且各部分的剖分方法不同。在获得粗尺度的水头和达西流速后,MSFEM-FEM可以应用多尺度基函数在水头模拟部分的多尺度网格上实现解的细尺度重构。

1.1 构造网格剖分

MSFEM-FEM对研究区有两种不同的剖分:计算水头的多尺度剖分以及计算达西流速的有限元剖分。设研究区为矩形区域,水平、垂直坐标轴分别为 x 、 y 轴,具体网格剖分构造方式如下:

在水头模拟部分,MSFEM-FEM先将研究区 Ω 的边界等分为若干份,以水平、垂直线段连接等分点将研究区剖分为矩形粗网格单元,完成粗尺度剖分,如图1中实线将研究区剖分为100个矩形粗网格单元, $\square_{ijkl}$ 为一示例粗网格单元。然后,MSFEM-FEM将每个粗网格单元边界等分,以水平、垂直、对角线将粗网格单元剖分为细网格单元,完成细尺度剖分,将示例粗网格 $\square_{ijkl}$ 剖分为18个细网格单元,如图2所示。

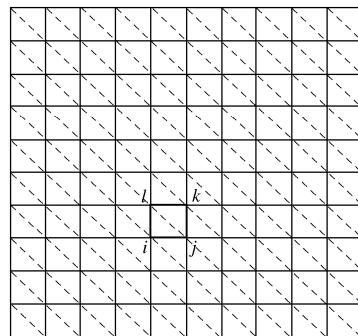


图1 MSFEM-FEM的研究区 Ω 的剖分示意图

Fig. 1 Study region of MSFEM-FEM

在达西流速模拟部分,MSFEM-FEM基于水头模拟部分网格的粗尺度节点将粗尺度网格转换为有限元网格,即连接粗网格单元的对角线以获得有限元单元。

如, 图 1 中虚线将每个粗网格单元剖分为 2 个三角形有限元单元, 即研究区总共被剖分为 200 个有限元单元。

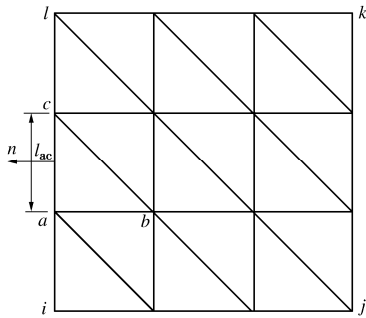


图 2 MSFEM-FEM 的粗网格剖分示意图

Fig. 2 Coarse element of MSFEM-FEM

1.2 构造基函数

设示例矩形粗网格单元 $\square_{ijkl}$ (图 2) 上的顶点按逆时针顺序为 i, j, k, l , 对应多尺度基函数为 $\Psi_i, \Psi_j, \Psi_k, \Psi_l$ 。以构造基函数 Ψ_i 的过程为例, 考虑如下简化的椭圆方程^[9]:

$$-\nabla \cdot (\mathbf{K} \nabla \Psi_i) = 0 \quad ((x, y) \in \square_{ijkl}) \quad (1)$$

式中, $\mathbf{K}$ 为渗透系数。在指定多尺度基函数 Ψ_i 的边界条件后, 方程 (1) 是适定的。

对式 (1) 实行伽辽金变换, 可得

$$J_{M_\tau} = \iint_{\square_{ijkl}} (\mathbf{K} \nabla \Psi_i) \cdot \nabla \varphi_{M_\tau} dx dy = 0 \quad (\tau = 1, 2, \dots, p) \quad (2)$$

式中, φ_{M_τ} 为在 M_τ 点的线性基函数, p 为 $\square_{ijkl}$ 的内点数。

设细网格单元顶点按逆时针顺序为 a, b, c , 根据多尺度有限元理论^[9], Ψ_i 可被线性表示为

$$\Psi_i(x, y) = \Psi_i(a)\varphi_a + \Psi_i(b)\varphi_b + \Psi_i(c)\varphi_c \quad (3)$$

式中, $\varphi_a, \varphi_b, \varphi_c$ 为与细网格顶点相关的线性基函数。

将式 (3) 代入式 (2), 可以得到一个关于 Ψ_i 的内点值的方程组, 该方程组的系数是对称正定的。求解这个方程组, 可以得到 Ψ_i 在粗网格单元内部所有节点上的值。 Ψ_j, Ψ_k, Ψ_l 的构造过程与 Ψ_i 类似。

1.3 运用 MSFEM-FEM 模拟地下水流动和达西流速

(1) 运用 MSFEM-FEM 模拟地下水头分布

以研究区 Ω 上的地下水二维稳定流问题为例:

$$-\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) = W \quad (4)$$

式中, K_x, K_y 为渗透系数, H 为水头, W 为源汇项。在确定方程的定解条件后, 该问题适定。

设研究区 Ω 被剖分为 γ 个粗网格单元, 在式 (4)

两边乘以多尺度基函数 Ψ_i , 由伽辽金变换可得

$$\sum_1^\gamma \iint \left[\left(K_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) \frac{\partial \Psi_i}{\partial x} + \left(K_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) \frac{\partial \Psi_i}{\partial y} \right] dx dy = \sum_1^\gamma \iint W \Psi_i dx dy \quad (5)$$

根据 Hou 等^[9], 在粗网格单元 $\square_{ijkl}$ 上, 水头可以被多尺度基函数线性表示:

$$H = H_i \Psi_i + H_j \Psi_j + H_k \Psi_k + H_l \Psi_l \quad (6)$$

式中, H_i, H_j, H_k, H_l 分别为粗网格单元 $\square_{ijkl}$ 顶点 i, j, k, l 处的水头值。

将式 (6) 代入式 (5) 在 $\square_{ijkl}$ 上的分量, 可以得到一个线性方程:

$$B_{ii} H_i + B_{ij} H_j + B_{ik} H_k + B_{il} H_l = f_i \quad (7)$$

式中, 系数 $B_{i\eta}$ ($\eta = i, j, k, l$) 为常数, 右端项 $f_i = \int_{\square_{ijkl}} W \Psi_i dx dy$, 通过式 (3) 离散式 (7) 到细网格上

可以得到 $B_{i\eta}$ 和 f_i 的具体形式。类似的, 可以得到关于 Ψ_j, Ψ_k, Ψ_l 在 $\square_{ijkl}$ 上的方程, 联立可以获得 $\square_{ijkl}$ 的单元方程组。联立所有粗网格单元的单元方程组, 结合地下水问题的定解条件, 可以得到关于粗尺度水头的方程组。

(2) 运用 MSFEM-FEM 模拟连续达西流速

在研究区 Ω 上考虑达西方程:

$$v_x = -K_x \frac{\partial H}{\partial x} \quad (8)$$

式中, v_x 为坐标轴 x 方向的达西流速。

设 Ω 被剖分为 γ_2 ($\gamma_2 = 2\gamma$) 个三角形有限元单元 Δ_{ijk} (如图 1), 共有 N_n 个节点。在式 (8) 两端分别乘以基函数 φ_l ($l = 1, 2, \dots, N_n$), 在整个研究区上积分后, 离散到各个有限元单元 Δ_{ijk} 上:

$$\sum_1^{\gamma_2} \iint V_x \varphi_l dx dy = - \sum_1^{\gamma_2} \iint K_x \frac{\partial H}{\partial x} \varphi_l dx dy \quad (9)$$

基于 Yeh 的有限元模型^[2], 在 Δ_{ijk} 上 v_x 和水头 H 可以被与其顶点相关的线性基函数分别表示为

$$v_x(x, y) = v_x(x_i, y_i) \varphi_i + v_x(x_j, y_j) \varphi_j + v_x(x_k, y_k) \varphi_k \quad (10)$$

$$H = H_i \varphi_i + H_j \varphi_j + H_k \varphi_k \quad (11)$$

将式 (10), (11) 代入式 (9) 可以得到关于 V_x 的方程组, 求解可以得到 v_x 在研究区 Ω 的有限元网格节点 (即多尺度网格的粗尺度节点) 上的达西流速。

限于篇幅, 本节仅给出了 MSFEM-FEM 变换其粗尺度网格模拟整个研究区达西流速时的方法。若只需获得局部区域的达西流速场, MSFEM-FEM 可以使用该局部区域水头网格来变换有限元网格, 并在该局部区域基于上述过程进行达西流速模拟。此外, 若对精

度有更高要求, MSFEM-FEM 也可用式(6)获得细尺度水头, 再将其细尺度网格变换为精细有限元网格直接模拟细尺度达西流速, 但计算效率较低。

(3) 解的细尺度重构

根据多尺度有限元理论^[9], 细尺度水头可以在粗网格上被粗网格顶点的水头值和多尺度基函数表示为式(6)。类似的, 细尺度达西流速在粗网格内可以被多尺度基函数和粗网格 $\square_{ijkl}$ 顶点处的达西流速表示为

$$v_x(x, y) = v_x(x_i, y_i)\Psi_i + v_x(x_j, y_j)\Psi_j + v_x(x_k, y_k)\Psi_k + v_x(x_l, y_l)\Psi_l. \quad (12)$$

由于 $\square_{ijkl}$ 顶点(即粗尺度节点)处的达西流速已由1.3(2)节获得, MSFEM-FEM 可以应用式(12)直接获得细尺度达西流速。

(4) 流量模拟过程

首先, 简单介绍传统有限元法模拟流量的方式。设 Γ 为研究区内部的一垂直截面, 可以由若干单元的边 ac 组成。和传统有限单元法类似, MSFEM 需要通过水头计算流量^[1]。根据薛禹群等^[1], 设通过某一单元边界 ac 的流量 Q_{ac} 为

$$Q_{ac} = -Kl_{ac}M\frac{\partial H}{\partial n} = -Kl_{ac}M\left[\frac{\partial H}{\partial x}\cos(n, x) + \frac{\partial H}{\partial y}\cos(n, y)\right], \quad (13)$$

式中, M 为含水层厚度, n 为 ac 的外法线单位向量, l_{ac} 为截面 ac 的长度。

则 MSFEM 在粗网格 $\square_{ijkl}$ 的某一细网格单元上(图2), 结合式(6), 通过截面 ac 的流量也可以由式(13)得到。然而, 有限元法不能获得连续的水头一阶导数, 故其通过 Γ 左侧单元和右侧单元以式(13)所计算的 Q_{ac} 不相同, 从而造成其所获的 Γ 上流入、流出量不等。类似的, MSFEM 也会在 Γ 上得到两个不同的流量。

如前文所述, MSFEM-FEM 能够保证节点达西流速的连续性, 即达西流速在每个节点上的值是唯一的, 故 MSFEM-FEM 可以直接用法向节点达西流速乘以截面长度和含水层厚度获得通过该截面的流量, 设 Γ 上节点为 $i=1, 2, \dots, n$, MSFEM-FEM 在 Γ 上流量公式为

$$Q_{\Gamma} = M \sum_{i=1}^{n-1} \frac{v_x(i) + v_x(i+1)}{2} l_{i,i+1}, \quad (14)$$

式中, $l_{i,i+1}$ 为点 $i, i+1$ 之间的距离。

2 数值试验

采用如下缩写形式: v_x 为 x 方向上的达西流速。 N 为研究区每边被等分的份数, AS 为解析解, MSFEM-FEM 表示本文的多尺度有限元-有限元模型, FEM 表示有限元法, FEM-F 表示精细剖分的有限元法, Yeh 表示 Yeh 的有限元模型, Yeh-F 表示精

细剖分的 Yeh 的有限元模型, AS-Yeh 表示 Yeh 有限元模型利用解析解水头来求解达西流速。

本节应用 MSFEM-FEM 模拟不同条件下的地下水水头和达西流速, 采用多尺度基函数的振荡边界条件^[9-10]和矩形粗网格单元。许多工作已经证明 Yeh 的有限元模型在同类方法中精度最高且质量平衡^[2-4]。类似于 FEM-F 之于水头, 具有精细剖分的 Yeh-F 能够以非常高的精度获得达西流速, 可与实际问题较好地吻合。因此, 本文将 MSFEM 和 Yeh、Yeh-F 进行了比较, 并应用具有精细剖分的 Yeh-F 作为部分算例的参照解。Yeh/Yeh-F 的有限元模型采用 FEM/FEM-F 模拟水头, 使用了三角形网格单元。为了比较计算消耗和精度, Yeh 对研究区边界的等分数 N 和 MSFEM-FEM 粗网格相同, 即 Yeh 的节点数等于 MSFEM-FEM 的粗尺度节点数, Yeh 的单元数是 MSFEM-FEM 的粗网格数的两倍。Yeh-F 对研究区边界的等分数 N 则和 MSFEM-FEM 的细网格相同, 即 Yeh-F 的节点数等于 MSFEM-FEM 的细尺度节点数, Yeh-F 的单元数等于 MSFEM-FEM 的细网格数。此外, 在流量的比较过程中, MSFEM 直接使用传统流量求解方法式(13)求解流量, 故其所获得的流量在含水层截面上不连续。将 MSFEM-FEM 与 MSFEM 求解出的流量和解析解进行了比较, 证明了 MSFEM-FEM 所获流量的连续性和精度。

2.1 参数连续的二维地下水稳定流问题

水头和达西流速的控制方程分别为式(4), (8), $K_x = K_y = x^2$, 渗透系数的最大值与最小值的比值为16, 研究区 Ω 为 $[5\text{ m}, 20\text{ m}] \times [5\text{ m}, 20\text{ m}]$, 边界条件由解析解 $H = x^2 - 3y^2$ 给出, 含水层厚度为1 m。

采用 AS-Yeh、MSFEM-FEM 和 Yeh 模拟粗尺度达西流速。MSFEM-FEM 和 Yeh 将 Ω 的边界分为10、20、30等份。故 Yeh 将 Ω 分为200, 800, 1800个三角形单元; MSFEM-FEM 将 Ω 分为100, 400, 900个矩形粗网格单元, 再把每个粗网格单元分为50个细网格单元。

表1为各方法求解出的水头的平均相对误差, 由于 AS-Yeh 使用的是解析解, 其水头误差为0。从表1可以看出 MSFEM-FEM 所获的水头始终比 Yeh 使用 FEM 获得的水头精度更高。

表1 例2.1中各方法的水头相对误差

Table 1 Relative errors of head calculated by numerical methods in example 2.1 (%)

N	AS-Yeh	MSFEM-FEM	Yeh
10	0	0.0067	0.161
20	0	0.0032	0.079
30	0	0.0010	0.024

图 3 为 AS-Yeh、MSFEM-FEM 和 Yeh 求解出的粗尺度达西流速 v_x 的相对误差, 第一到三行分别对应于 $N=10, 20, 30$ 。从每行图片的垂直刻度中可以看出, 各方法的误差随着 N 的增加而减少。关注各个子图上部的高度, 可以发现 MSFEM-FEM 和 AS-Yeh 误差均低于 Yeh。同时, 根据第一、二列子图的形状, 可知 MSFEM-FEM 和 AS-Yeh 的精度几乎一致, 说明 MSFEM-FEM 已经基本去除了水头引起的误差。当 $N=10, 20, 30$ 时, MSFEM-FEM 的 CPU 时间分别为少于 1, 1, 6 s, Yeh 的 CPU 时间分别为少于 1 s, 少于 1, 1 s, AS-Yeh 无需计算水头, 时间仅为 Yeh 的一半。然而, Yeh 仅仅计算了研究区上 $(N+1)^2$ 个粗尺度节点上的达西流速, 而 MSFEM-FEM 不仅仅计算了粗尺度节点的达西流速 v_x , 还能够应用多尺度基函数获得研究区 $(5N+1)^2$ 个细尺度节点上的达西流速 v_x 。

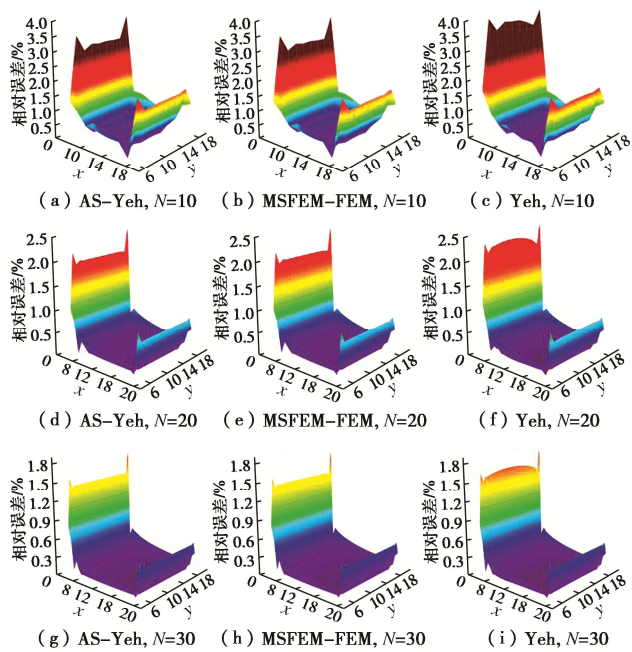


图 3 例 2.1 中各方法模拟的粗尺度达西流速 v_x 的平均相对误差

Fig. 3 Relative errors of v_x calculated by numerical methods in example 2.1

本例将 MSFEM-FEM 所计算的细尺度达西流速 v_x 与 Yeh-F 所计算的达西流速进行了对比。为了和 MSFEM-FEM 的 $N=30$ 的结果对比, Yeh-F 将研究区 Ω 每边分为 150 份, 即 45000 个三角形单元, 总结点数 22801 等于 MSFEM-FEM 所有的细尺度节点数。表 2 为 MSFEM-FEM 和 Yeh-F 的数值结果对比, 可以看出 MSFEM-FEM 获得了与 Yeh-F 一样的水头精度, 且两种方法的达西流速平均相对误差均低于 0.35%。MSFEM-FEM 的达西流速的精度略低于 Yeh-F, 这是由于 Yeh-F 直接在精细网格上求解, 能够比应用多尺

度基函数插值重构达西流速的 MSFEM-FEM 获取更多的细尺度信息。然而, MSFEM-FEM 的达西流速平均相对误差仅为 0.33%, 对于大部分实际模拟问题已经足够。另一方面, MSFEM-FEM 的 CPU 时间不到 Yeh-F 的 0.07%, 具有极高的计算效率。

MSFEM-FEM 能够获得连续的达西流速场, 故其所计算的通过任意截面的流量均是唯一的。以 $N=20$ 的结果为例, 本例将 MSFEM-FEM 所计算的流量与 MSFEM 运用传统算法^[1]即式 (13) 所获得的流量进行了对比。图 4 为解析解以及 MSFEM-FEM 和 MSFEM 所计算的通过研究区所有垂直截面 $x=5.5, 6.0, \dots, 19.5$ m 的数值解流量。从图 4 中可以看出, MSFEM-FEM 和解析解吻合得很好, 且通过每个垂直截面的流量值均唯一; 而 MSFEM 通过截面左、右侧单元所计算的流入、流出量不相等, 且具有 10% 左右的误差。

表 2 例 2.1 中 MSFEM-FEM 与 Yeh-F 的数值结果对比

Table 2 Numerical results of MSFEM-FEM and Yeh-F in example 2.1

方法	水头平均相对误差/%	达西流速平均相对误差/%	CPU 时间/s
MSFEM-FEM	0.001	0.33	6
Yeh-F	0.001	0.02	8530

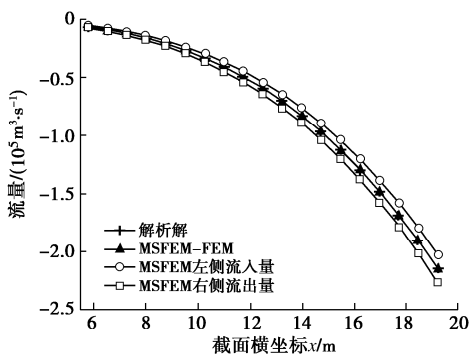


图 4 例 2.1 中解析解以及 MSFEM-FEM 和 MSFEM 所计算的通过 Ω 各垂直截面的流量

Fig. 4 Analytical flux and flux calculated by MSFEM-FEM and MSFEM at vertical sections in Ω in example 2.1

2.2 基于冲积平原的参数渐变的地下水二维稳定流模型

本例是基于实际山前冲积平原条件的水流模型的模拟^[1, 10]。水头和达西流速的控制方程分别为式 (4) 和式 (8), 研究区 Ω 为 $[0, 10 \text{ km}] \times [0, 10 \text{ km}]$, $K_x = K_y = \frac{40+x}{40}$ m/d, 从左至右缓慢增加, 是典型的山前冲积平原介质的变化特征, 渗透系数的最大值与最小值的比值为 251。研究区上下为隔水边界, 左右为一类边界, 左边界水头为 10 m, 右边界水头为 0 m,

源汇项为 0。含水层厚度为 10 m。由于此例没有解析解, 本文将 Yeh-F 的数值解作为参照解进行对照。

Yeh-F 将研究区每边剖分为 250 份, 共 125000 个三角形单元。Yeh 和 MSFEM-FEM 将研究区每边剖分为 25 份, 则 Yeh 将研究区剖分为 1250 个三角形单元, MSFEM-FEM 将研究区剖分为 625 个矩形粗网格单元。MSFEM-FEM 将每个粗网格剖分为 200 个三角形细网格单元以获得与 Yeh-F 相同的单元数和细尺度节点数。

图 5 给出了截面 $y=5200$ m 处粗尺度节点上的参照解以及 MSFEM-FEM 和 Yeh 所计算的数值解水头。可以看出, MSFEM-FEM 的解与参照解几乎重合, 精度高于 Yeh。这是因为 MSFEM-FEM 通过多尺度基函数抓住了全局信息, 并反映在水头中。

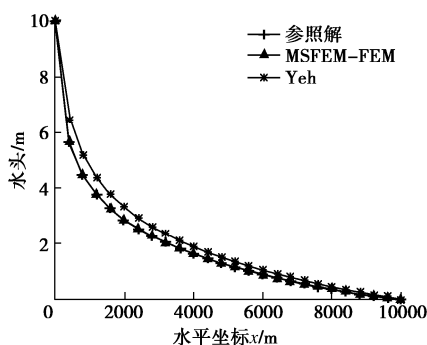


图 5 例 2.2 中在截面 $y=5200$ m 处的参照解以及 MSFEM-FEM 和 Yeh 的数值解水头

Fig. 5 Reference solution and head calculated by MSFEM-FEM and Yeh at section $y=5200$ m in example 2.2

图 6 展示了截面 $y=5200$ m 处 MSFEM-FEM 和 Yeh 的粗尺度达西流速 v_x 的相对误差, MSFEM-FEM 依然取得了更精确的结果。MSFEM-FEM 和 Yeh 均在第一个节点 ($x=400$ m 处) 有较大的误差, 且 MSFEM-FEM 的误差更大, 这是由参照解和数值解的尺度不同而引起的。研究区左侧水头为 10 m, 在左侧快速下降到 5.7 m 左右, 然后平稳变化至 0 m; MSFEM-FEM 和 Yeh 模拟达西流速的网格尺度为 400 m, 在第一个节点处 ($[0$ m, 400 m] 区间) 分别将水头从 10 m 变化到 5.71, 6.5 m; 参照解的网格尺度为 40 m, 可以用更细的尺度进行水头变化, 由于水头变化是先快后慢, 其在 $[360$ m, 400 m] 区间水头从 5.87 m 变化到 5.57 m。因此, 由于网格尺度的原因, 参照解在 $x=400$ m 处的水力梯度小于其他方法, MSFEM-FEM 的水头解更精确, 导致其达西渗流误差集中在第一个节点, 而 Yeh 则将该误差平均到了整个水平尺度, 故其每个节点均具有较大的误差。此外, 相比例 2.1, 本例中 MSFEM-FEM 与 Yeh 之间的达西流速精度的差距更大, 表明

MSFEM-FEM 能更好适应渗透系数变化更大的情况。

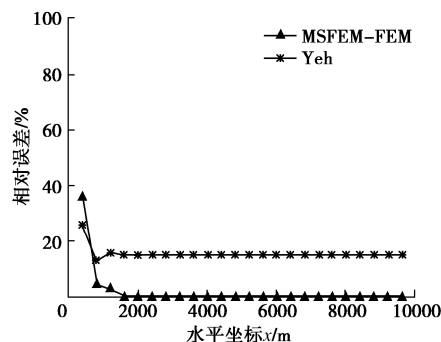


图 6 例 2.2 中在截面 $y=5200$ m 处的 MSFEM-FEM 和 Yeh 的数值解达西流速 v_x 的相对误差

Fig. 6 v_x calculated by MSFEM-FEM and Yeh at section $y=5200$ m in example 2.2

本例中 MSFEM-FEM 使用了 6 s 的 CPU 时间获得了 624 个粗尺度水头、62499 个细尺度水头、676 个粗尺度达西流速 v_x 以及 63001 个细尺度达西流速, 而 Yeh 虽然只消耗 1 s 的 CPU 时间, 但其仅计算了 624 个粗尺度水头和 676 个粗尺度。Yeh-F 获得了与 MSFEM-FEM 相同数目的解, 但其需要 253314 s 计算水头、250780 s 计算达西流速 v_x 。然而, 图 5, 6 均显示 MSFEM-FEM 与参照解 (Yeh-F) 的精度差距非常小, 这证明了 MSFEM-FEM 在模拟大尺度问题时具有极高的计算效率。

2.3 参数高度振荡的二维地下水稳定流问题

本例的水头和达西流速的控制方程分别为式 (4) 和式 (8), 研究区 Ω 为 $[0,1[L]] \times [0,1[L]]$, $K_x = K_y =$

$$\frac{1}{2 + 1.995 \sin\left(\frac{7\pi(x+y)}{4}\right)} [LT^{-1}], \text{ 渗透系数的最大值与}$$

最小值的比值为 800, 解析解为 $H=xy(1-x)(1-y) [L]$, 源汇项 W 以及研究区四边的第一类边界条件由解析解给出, 含水层厚度为 1[L]。

Yeh 和 MSFEM-FEM 将研究区每边剖分为 30 份 ($N=30$), 则 Yeh 将研究区剖分为 1800 个三角形单元; MSFEM-FEM 将研究区剖分为 900 个矩形粗网格单元, 每个粗网格剖分为 18 个三角形细网格单元。Yeh-F 将研究区每边剖分为 90 份 ($N=90$), 即共 16200 个单元, 获得与 MSFEM-FEM 相同的单元数和细尺度节点数。

图 7 为各方法在截面 $y=0.6 [L]$ 处的水头绝对误差, 可以看出 MSFEM-FEM 和 Yeh-F 的解十分接近, 具有很高的计算精度; 而 Yeh 则受到了高度振荡渗透系数的影响, 产生了很大的误差。这一结果证明了 MSFEM-FEM 和 Yeh-F 在模拟水头时具有较强的处理

非均质系数的能力。图 8 为各方法在截面 $y=0.6$ [L] 处的达西流速 v_x 的值, 可以看出 MSFEM-FEM、Yeh-F、Yeh 基本继承了它们在图 7 中水头模拟部分的精度关系, 这一结果说明了在渗透系数具有较强振荡时水头误差是达西流速误差的主要来源。

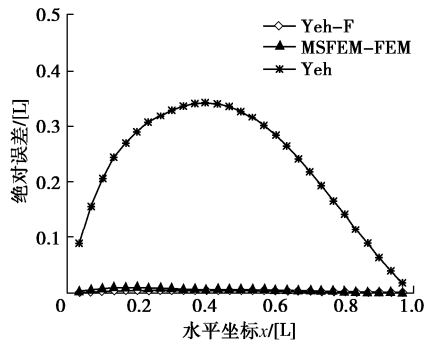


图 7 例 2.3 中在截面 $y=0.6$ [L] 处的 Yeh-F、MSFEM-FEM 和 Yeh 的水头绝对误差

Fig. 7 Absolute errors of head calculated by Yeh-F, MSFEM-FEM and Yeh at section $y=0.6$ [L] in example 2.3

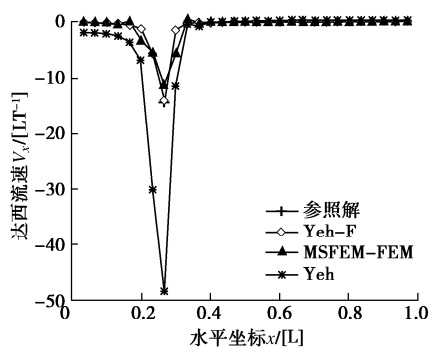


图 8 例 2.3 中在截面 $y=0.6$ [L] 处的解析解以及 Yeh-F、MSFEM-FEM 和 Yeh 的数值解 v_x

Fig. 8 Analytical solution and v_x calculated by Yeh-F, MSFEM-FEM and Yeh at section $y=0.6$ [L] in example 2.3

同时, MSFEM-FEM 获得了与 Yeh-F 精度相近数量相同的解, 说明 MSFEM-FEM 在模拟水头时也具有较弱的处理非均质渗透系数的能力, 但其的 CPU 时间仅为 5 s, 不到 Yeh-F (475 s) 的 1.1%。Yeh 虽然仅需要 1 s 的 CPU 时间, 但其计算精度和解的数量均与其他两个方法差距巨大。

3 结 论

本文提出了一种模拟节点达西流速的多尺度有限元——有限元模型 (MSFEM-FEM)。该方法能够通过 MSFEM 框架提升计算效率, 并通过多尺度基函数抓住研究区的全局信息以反映到水头解中, 再通过 Yeh 的有限元模型将全局信息传递到达西流速中, 从而提

高水头和达西流速的精度。同时, MSFEM-FEM 能够保证达西流速的连续性, 故其所计算的流量在研究区内截面上各节点的值是唯一的。应用多种条件下的地下水数值问题验证了 MSFEM-FEM 的有效性, 得到以下 4 点结论。

(1) MSFEM-FEM 能够精确地获得水头和达西流速, 解的精度接近于 Yeh-F 并高于 Yeh。

(2) 在本文比较的多种方法中, MSFEM-FEM 具有最高的计算效率, 能够节约大量的计算消耗。

(3) MSFEM-FEM 能够保证达西流速和流量的连续性, 精度高于 MSFEM 应用传统流量求解方式。

(4) MSFEM-FEM 适用于多种不同变化形式的渗透系数, 且具有很强的处理介质非均质性的能力; 在渗透系数高度振荡时, MSFEM-FEM 的精度远超 Yeh。

总而言之, MSFEM-FEM 是一种高效、精确的水头和达西流速的综合模拟方法, 能够有效处理地下水问题的介质非均质性, 具有广阔的发展前景。

参考文献:

- [1] 薛禹群, 谢春红. 地下水数值模拟[M]. 北京: 科学出版社, 2007: 175 - 178. (XUE Yu-qun, XIE Chun-hong. Numerical simulation for groundwater[M]. Beijing: Science Press, 2007: 175 - 178. (in Chinese))
- [2] YEH G T. On the computation of Darcian velocity and mass balance in the finite element modeling of groundwater flow [J]. Water Resources Research, 1981, 17(5): 1529 - 1534.
- [3] ZHANG Z H, XUE Y Q, WU J C. A cubic-spline technique to calculate nodal Darcian velocities in aquifers[J]. Water Resources Research, 1994, 30(4): 975 - 98.
- [4] PARK C H, ARAL M M. Sensitivity of the solution of the Elder problem to density, velocity and numerical perturbations[J]. Journal of Contaminant Hydrology, 2007, 92(1/2): 33 - 49.
- [5] SRINIVAS C, RAMASWAMY B, WHEELER M F. Mixed finite element methods for flow through unsaturated porous media[M]// RUSSELL T F, EWING R E, BREBBIA C A, et al, ed. Computational Methods in Water Resources: Numerical Methods in Water Resources. Southampton: Elsevier Applied Science, 1992: 239 - 246.
- [6] D'ANGELO C, SCOTTI A. A mixed finite element method for Darcy flow in fractured porous media with non-matching grids[J]. ESAIM: Mathematical Modelling and Numerical Analysis, 2012, 46(2): 465 - 489.
- [7] BATU V. A finite element dual mesh method to calculate

Nodal Darcy velocities in nonhomogeneous and anisotropic aquifers[J]. Water Resources Research, 1984, 20(11): 1705 - 1717.

[8] 周 杰, 汪德燿. 有限元水流计算中内存和运行效率初探[J]. 水科学进展, 2004, 15(5): 593 - 597. (ZHOU Jie, WANG De-guan. Exploration on memory requirement and operation efficiency of finite element method in flow calculation[J]. Advances in Water Science, 2004, 15(5): 593 - 597. (in Chinese))

[9] HOU T Y, WU X H. A multiscale finite element method for elliptic problems in composite materials and porous media[J]. Journal of Computational Physics, 1997, 134(1): 169 - 189.

[10] YE S J, XUE Y Q, XIE C H. Application of the multiscale finite element method to flow in heterogeneous porous media[J]. Water Resources Research, 2004, 40(9): W09202.

[11] 贺新光, 任 理. 求解非均质多孔介质中非饱和和水流问题的一种自适应多尺度有限元方法: I 数值格式[J]. 水利学报, 2009, 40(1): 38 - 45, 51. (HE Xin-guang, REN Li. Adaptive multi-scale finite element method for unsaturated flow in heterogeneous porous media: I Numerical scheme[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2009, 40(1): 38 - 45, 51. (in Chinese))

[13] CHEN J, CHUNG E T, HE Z K, et al. Generalized multiscale approximation of mixed finite elements with velocity elimination for subsurface flow[J]. Journal of Computational Physics, 2020, 404: 109133.

[14] HE X G, LI Q Q, JIANG L J. A reduced generalized multiscale basis method for parametrized groundwater flow problems in heterogeneous porous media[J]. Water Resources Research, 2019, 55(3): 2390 - 2406.

[15] 于 军, 吴吉春, 叶淑君, 等. 苏锡常地区非线性地面沉降耦合模型研究[J]. 水文地质工程地质, 2007, 34(5): 11 - 16. (YU Jun, WU Ji-chun, YE Shu-jun, et al. Research on nonlinear coupled modeling of land subsidence in Suzhou, Wuxi and Changzhou areas, China[J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2007, 34(5): 11 - 16. (in Chinese))

[16] 谢一凡, 吴吉春, 薛禹群, 等. 一种模拟节点达西渗透流速的三次样条多尺度有限单元法[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(9): 1727 - 1732. (XIE Yi-fan, WU Ji-chun, XUE Yu-qun, et al. Cubic-spline multiscale finite element method for simulation of nodal Darcy velocities in aquifers[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(9): 1727 - 1732. (in Chinese))

[17] 赵文凤, 谢一凡, 吴吉春. 一种模拟节点达西渗透流速的双重网格多尺度有限单元法[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(8): 1474 - 1481. (ZHAO Wen-feng, XIE Yi-fan, WU Ji-chun. A dual-mesh multiscale finite element method for simulating nodal Darcy velocities in aquifers[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(8): 1474 - 1481. (in Chinese))

中国已建成在建坝高最大的 10 座堆石坝

序号	工程名称	河流	坝高/m	拱顶长度/m	总填筑量/万 m ³	防渗体型式	建设状态
1	双江口	大渡河	312	639	4123	砾石土心墙	2016 年开工
2	两河口	雅砻江	295	669	4218	砾石土心墙	2015 年开工
3	糯扎渡	澜沧江	261.5	628	3268	土心墙	2013 年建成
4	大石峡	库玛拉克河	256	598	2052	混凝土面板	2018 年开工
5	拉哇	金沙江	245	420	1800	混凝土面板	2019 年开工
6	长河坝	大渡河	240	498	3386	土心墙	2017 年建成
7	水布垭	清江	233	675	1574	混凝土面板	2008 年建成
8	猴子岩	大渡河	223.5	283	980	混凝土面板	2017 年建成
9	江坪河	溇水	219	414	758	混凝土面板	2008 年开工
10	瀑布沟	大渡河	186	573	2236	土心墙	2010 年建成

注：数据摘自《水电与抽水蓄能》2019 年第 6 期杨泽艳等发表的论文“中国堆石坝的新发展”。

(本刊编辑部)

DOI: 10.11779/CJGE202201011

基于加速度阵列反演循环剪应力-剪应变的积分位移方法影响

王体强¹, 王永志^{*1}, 陈 苏², 段雪峰¹, 袁晓铭¹

(1. 中国地震局工程力学研究所地震工程与工程振动重点实验室, 黑龙江 哈尔滨 150080; 2. 中国地震局地球物理研究所, 北京 100081)

摘 要: 基于加速度阵列的循环剪应力-剪应变反演分析方法被广泛用于原位场地观测和物理模型试验, 但积分位移方法、分布函数等关键因素的影响尚缺少认识。选取 4 种代表性一维剪切梁分布函数, 利用一组动力离心模型试验, 探讨了积分位移方法对反演剪应力、剪应变的影响特征与规律, 并分析了滞回圈和模量阻尼比的变化趋势。结果表明: ①积分位移方法对反演剪应力和剪应变影响显著, 采用积分位移方法处理后的加速度时程求取剪应力是有效保障滞回圈光滑性和闭合性的重要条件; ARI 与 USGS 方法相比, 后者对原加速度时程相位和幅值的影响不可忽略。②线性、三次样条、加权残差等 3 种剪切梁分布函数取得剪应力、剪应变结果十分吻合, 可忽略分布函数的影响, 而余弦法分布函数获得结果离散性较大, 不宜选取。③积分位移方法对剪切模量具有略微影响, 但对阻尼比影响较为显著, ARI 法获得阻尼比发展趋势符合一般规律认识, 而 USGS 法与之相悖。研究方法和结论, 为有效可靠获取原位场地、土工物理试验等循环剪应力-剪应变响应和验证本构关系模型, 提供了重要指导依据和方法支撑。

关键词: 加速度阵列; 循环剪应力-剪应变; 反演方法; 积分位移; 影响因素

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)01-0115-10

作者简介: 王体强(1992—), 男, 博士研究生, 主要从事动力离心模型试验测量与数据处理方法方面的研究。E-mail: wangtiqiang0313@126.com。

Influences of integral displacement methods on inverse analysis of accelerograph arrays for cyclic shear stress-strain response

WANG Ti-qiang¹, WANG Yong-zhi¹, CHEN Su², DUAN Xue-feng¹, YUAN Xiao-ming¹

(1. Key Laboratory of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin 150080, China; 2. Institute of Geophysics, China Earthquake Administration, Beijing 100081, China)

Abstract: The inverse analysis of accelerograph arrays for cyclic shear stress-strain response is widely used in in-situ monitoring and physical model tests, but the influences of the key factors such as integral methods and distribution functions still lack knowledge. Four representative one-dimensional shear beam distribution functions are selected, and a set of dynamic centrifugal model tests are used to clarify the influences of the integral methods and distribution functions on the inverse analysis of shear stresses and shear strains, and the features of the acquired hysteresis loops and modulus damping ratios are further analyzed. The results show: (1) The integral methods exhibit a visible impact on the inversion of the shear stresses and shear strains, and using the acceleration curves processed by the integral methods to obtain the shear stresses is an important condition for effectively ensuring the smoothness and closure of the hysteresis loops. Compared with the ARI method, the USGS method has a non-negligible influence on the phase and amplitude of the original acceleration curves. (2) The shear stresses and shear strains obtained by the three shear beam distribution functions of linear, cubic spline and weighted residuals are very consistent, and the influences of the distribution functions can be ignored. However, the results obtained by the cosine method distribution function are relatively discrete, which is not suitable for selection. (3) The dependence of the shear modulus on the integral methods is slight, but the damping ratios are evidently affected. The development trend of the damping ratios obtained by the ARI method conforms to the general understanding, while the USGS method is contrary to it. The research methods and conclusions may provide important guidance and method support for effectively and reliably

基金项目: 中国地震局工程力学研究所基本科研业务费专项项目 (2019EEEEVL0203); 国家自然科学基金项目 (51609218); 黑龙江省自然科学基金项目 (YQ2019E035)

收稿日期: 2020-11-19

*通信作者 (E-mail: yong5893741@163.com)

obtaining the cyclic shear stress-strain response of in-situ site and geophysical tests and verifying the constitutive relationship models.

Key words: accelerograph array; cyclic shear stress-strain; inverse analysis technique; integral displacement; influencing factor

0 引言

应力-应变本构关系是岩土力学与工程发展的重要基石,也是表征岩土体失效机制与破坏过程的内在形式^[1-3]。但是土体的散粒状、多相耦合等特点,使其内部位移和应变的量测难度极大,目前尚缺少有效量测内部土体变形的手段。近几年发展起来的植入式光纤光栅变形量测技术虽得到一些应用,但也发现其测试结果受基底材质、封装方式等影响较大,特别是在动力作用下。基于加速度阵列的循环剪应力-剪应变反演分析方法,由于其为一种间接、有效手段且无需另外布设传感器,被广泛应用于原位场地地震监测、振动台模型试验和超重力离心模型试验等方面,用于求取与分析土体内部循环剪应力-剪应变响应。

在此,对基于加速度阵列反演循环剪应力-剪应变分析方法的研究现状与应用成果,作扼要概述。Zeghal 等^[4]假定土层剪切变形符合一维剪切梁模型,利用原位井下台站加速度阵列观测记录,率先提出了线性剪应力-剪应变反演分析方法。Elgamal 等^[5]基于线性反演分析方法,探讨了神户岛港口原位场地的土体剪应力-剪应变响应特征。Davis 等^[6]基于原位加速度阵列记录数据,提出了均质土和成层土的余弦剪应力-剪应变反演分析方法。陈国兴等^[7]基于振动台模型试验,用线性反演分析方法,讨论了滤波器截止频率对剪应力-剪应变滞回圈的影响。杨耀辉等^[8]基于加速度阵列获取了振动台模型试验试样内部土体的剪应力-剪应变滞回曲线,探讨了排水桩的抗液化性能。Brandenberg 等^[9]基于离心模型试验加速度阵列数据,提出了加权残差剪应变反演分析方法。Kamai 等^[10]和王永志等^[11]利用动力离心模型试验加速度测试记录,对比了一维剪切梁服从不同分布函数形式下,反演剪应变求的变化特征与规律。综上,基于加速度阵列的循环剪应力-剪应变反演分析方法,许多学者取得了诸多具有开创性和富有价值的研究成果。但是,缺少积分位移方法,对剪应力、剪应变及滞回圈和模量阻尼比的影响特征与敏感性研究。

本文简要阐述基于加速度阵列的循环剪应力-剪应变反演分析方法,并归纳基本假定和适用条件;通过一组动力离心模型试验,对比不同积分位移方法和剪切梁分布函数对反演循环剪应力、剪应变的影响特征与规律,分析其成因与影响机制;并进一步获得滞回圈响应和模量阻尼比,探讨其发展趋势与变化特征,

给出积分位移方法及分布函数的选取依据。

1 一维剪切梁模型与适用条件

1.1 基本假定与适用条件

基于加速度阵列数据反演土体循环剪应力-剪应变关系,应满足以下基本假定:①将土层自下而上的循环剪切变形,概化为 n 节点的一维剪切梁模型,并视观测场地和土体模型为各向同性、均匀成层的半无限空间土体;②假定动荷载是由基岩和模型底部输入的一维上行剪切波,忽略 P 波、多维平面波等影响及其在土体边界和模型箱壁处的反射;③假定加速度传感器与土体同步运动且紧密接触,加速度传感器的偏转和沉降影响忽略不计;④假定土层变形过程中最小剪切波速、传感器布设间距和荷载最大频率的关系,应满足适用条件;⑤假定动荷载作用下土层处于不排水状态,即忽略孔隙率变化和土体变形及沉降的影响。

基于加速度阵列建立的反演剪应力-剪应变一维剪切梁模型如图 1 所示。其中, i 为沿深度分布的不同位置加速度测点,自由地表为 0; a_i 为测点 i 处记录的加速度幅值; Z_i 为测点 i 处的埋置深度; ΔZ_i 为测点 $i-1$ 和 i 处之间的深度差; τ_i 和 γ_i 分别为测点 i 处的剪应力和剪应变,其中自由地表的剪应力和剪应变均假定为 0,即 $\tau_0 = 0$, $\gamma_0 = 0$ 。

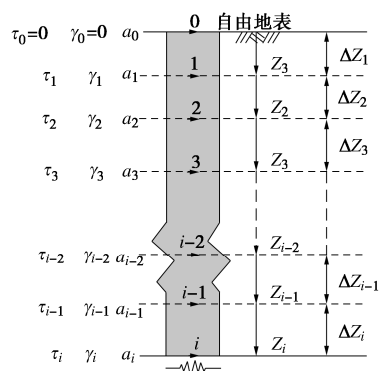


图 1 基于加速度阵列的一维剪切梁模型示意图

Fig. 1 Schematic diagram of one-dimensional shear beam model based on accelerograph arrays

根据动荷载输入波长,确定合理仪器布设间距是决定加速度阵列反演剪应力、剪应变可靠性的基本前提之一。基于振动波的传递完整性和周期信号的准确测试需求,理论上仪器布设间距应小于最短波长 $\lambda_{\min}$ 的 $1/8$,而大于 $1/2$ 时,分析方法将可能受到严重影响。因此,最大测点布设间距 $\Delta Z_{\max}$ 与剪切波速度 v_s 和地震波最高频率 $f_{\max}$ 的基本关系,应满足

$$\Delta Z_{\max} = \lambda_{\min}/8 = v_s/(8 \cdot f_{\max}) \quad (1)$$

举例说明: 若试验土体的最小剪切波速 $v_s = 100 \text{ m/s}$, 输入地震动最大频率 $f_{\max} = 5 \text{ Hz}$, 则根据式 (1) 可得加速度计布设间距不应大于 2.5 m 。

采样频率也是影响剪应力 - 剪应变求解准确性与可靠性的重要因素之一。一般而言, 常规实测地震动主频位于 $0.1 \sim 5.0 \text{ Hz}$, 为保障测试信号的完整性, 若输入荷载的最高频率为 5.0 Hz , 按照一个周期 16 个采样点, 即信号幅值失真度为 2.6% , 对应系统采样频率应不低于 80 Hz 。若 $50g$ 离心加速度条件下, 根据地震波频率相似关系 (50 倍), 系统采样频率应不低于 4 kHz , 且随着输入地震波频率和离心加速度的增大而增大。因此, 常规动力离心模型试验中数据系统采样率应 $\geq 5 \text{ kHz}$ 为宜。

1.2 剪应力 - 剪应变分布函数

理论而言, 在任意时刻 t 、任意深度 z 处的剪应力和剪应变的计算公式, 分别为

$$\tau(z, t) = \int_0^z \rho a(z, t) dz \quad (2)$$

$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u(z, t)}{\partial z} \quad (3)$$

式中 $\tau(z, t)$, $\gamma(z, t)$ 分别为任意时刻 t 、任意深度 z 处的剪应力和剪应变; $a(z, t)$, $u(z, t)$ 分别为任意时刻 t , 任意深度 z 处的加速度幅值和位移幅值, 位移可通过加速度记录二次积分得到; ρ 为土壤密度。由式 (2) 可知, 剪应力由加速度和土壤密度的积在土层深度上积分所得; 由式 (3) 可知, 剪应变由位移在土层深度上微分所得。

实际上, 原位工程监测和物理模型试验中无法获得内部土体的位移信息, 且加速度仅能获得有限层数的离散化数据。为此, 学者们先后提出了若干种适于有限测点和离散数据的实用求解方法, 其中线性反演分析方法 (简称线性法) 率先由 Zeghal 等^[4]提出, 其剪应力和剪应变计算公式为

$$\tau_i(t) = \sum_{k=1}^i \rho \frac{a_{k-1}(t) + a_k(t)}{2} \Delta Z_k \quad (i=1, 2, 3, \dots), \quad (4)$$

$$\gamma_i(t) = \frac{1}{\Delta Z_{i+1} + \Delta Z_i} \left[(u_i(t) - u_{i-1}(t)) \frac{\Delta Z_{i+1}}{\Delta Z_i} + (u_{i+1}(t) - u_i(t)) \frac{\Delta Z_i}{\Delta Z_{i+1}} \right] \quad (5)$$

线性方法的剪应力以相邻两测点的平均加速度计算, 由自由地表向深度方向逐渐累加。剪应变以相邻 3 个测点位移的线性插值除以两段布设距离计算而得。

Davis 等^[6]提出的余弦插值剪应力和剪应变反演

分析方法 (简称余弦法), 计算公式分别为

$$\tau(z, t) = \frac{\rho}{\kappa} \left(\alpha_1 \sin \kappa z + \frac{1}{2} \alpha_2 \sin 2\kappa z + \dots + \frac{1}{i} \alpha_i \sin i\kappa z \right), \quad (6)$$

$$\gamma(z, t) = -\kappa (\beta_1 \sin \kappa z + \dots + (i-1) \beta_{i-1} \sin(i-1)\kappa z). \quad (7)$$

式中 α_i 和 β_i 为时间的函数, 由实测加速度瞬时值和积分位移瞬时值确定; κ 为余弦参数,

$$\kappa = \begin{cases} \kappa_{\text{trial}} & (i \cdot \kappa_{\text{trial}} < \kappa_N) \\ \frac{\kappa_N}{i} & (\text{其它}) \end{cases}, \quad (8)$$

式中, $\kappa_{\text{trial}} = \frac{\pi}{2Z_{\max}}$, $\kappa_N = \frac{\pi}{(\Delta Z_i)_{\min}}$ 。余弦法的原理是

基于测点的加速度及其二次积分位移, 沿深度对测点剪应力和剪应变进行余弦趋势拟合而获得连续变形函数, 从而可反演任意深度处的剪应力和剪应变。

三次样条插值方法 (简称三次样条法) 的基本思想与余弦法较为一致、首先, 利用各测点加速度和积分位移进行三次样条插值:

$$a(z, t) = a_i(z - Z_i)^3 + b_i(z - Z_i)^2 + c_i(z - Z_i) + d_i, \quad (9)$$

$$u(z, t) = e_i(z - Z_i)^3 + f_i(z - Z_i)^2 + g_i(z - Z_i) + h_i, \quad (10)$$

式中, a_i , b_i , c_i , d_i , e_i , f_i , g_i , h_i 分别为任意时刻沿深度的三次样条插值常数, 然后再根据式 (2) 和 (3) 分别获取任意深度的剪应力和剪应变响应。

Brandenberg 等^[9]提出了考虑不同布设间距和变形权重的加权残差法, 以降低不同布设间距对剪应变反演的稳定性影响。其剪应力的计算公式与线性法相同, 剪应变计算式为

$$\begin{pmatrix} \gamma_0 \\ \gamma_0 \\ \vdots \\ \gamma_{i-1} \\ \gamma_i \end{pmatrix} = 3 \begin{pmatrix} 2(Z_1 - Z_0)(Z_1 - Z_0) & 0 & 0 & \dots \\ (Z_1 - Z_0)2(Z_2 - Z_0) & (Z_2 - Z_1) & 0 & \dots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \dots & 0 & (Z_{i-1} - Z_{i-2})2(Z_i - Z_{i-2}) & (Z_i - Z_{i-1}) \\ \dots & 0 & 0 & (Z_i - Z_{i-1})2(Z_i - Z_{i-1}) \end{pmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} u_1 - u_0 \\ u_2 - u_0 \\ \vdots \\ u_i - u_{i-2} \\ u_i - u_{i-1} \end{pmatrix} \quad (11)$$

该方法的不足之处是加速度传感器的测点数量 ≥ 5 才能有效发挥作用。

1.3 积分位移方法

加速度时程的数据处理和积分位移方法是合理求取反演剪应力 - 剪应变关系的两个重要因素。针对强震观测、振动模型试验和结构抗震等位移问题, 目前国内外已先后发展了 30 余种加速度积分位移方法, 为探讨现有方法的准确性和可靠性, 笔者利用振动台试验成对获取多工况下加速度和位移实测记录, 验证了不同代表性方法积分位移的稳定性和精度, 证明了现有方法积分位移的精度和稳定性受滤波处理、人为干预等影响严重; 同时, 滤波处理还将导致峰值较大误差和相位不规则超前^[12]。由此, 笔者开发了一种自适应鲁棒加速度积分位移新方法 (ARI 法), 其有效弥补

了现有积分位移方法中滤波处理和人为干预的不足,解决了滤波处理对位移峰值和相位不规则超前的不确定性影响,并提高了积分位移精度和广泛适用性^[13]。

限于篇幅,为使研究成果具有代表性,本文选用国际通用、公认度高的 USGS 法^[14]和解决了滤波环节导致较大峰值误差、相位不规则超前的 ARI 法,作为加速度时程的数据处理与积分位移方法,探讨积分位移方法对加速度阵列反演剪应力-剪应变的影响。

2 动力离心模型试验

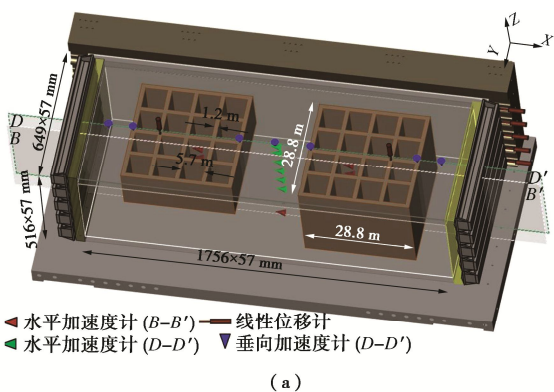
2.1 试验设备与模型设计

试验设备为加州大学戴维斯分校 (University of California, Davis) 半径 9.1 m 的大型动力离心机,如图 2 所示;试验模型为软黏土深层搅拌桩复合地基比尺模型,如图 3 所示,其包含 1 个悬浮型搅拌格栅加固地基(简称 FG)和 1 个端承型搅拌格栅加固地基(简称 EG),两地基均由 4×4 个正方形栅格构成,对应原型墙厚 1.2 m、墙间距 5.7 m,模型设计、试验过程和试验结果详见文献[15, 16]。

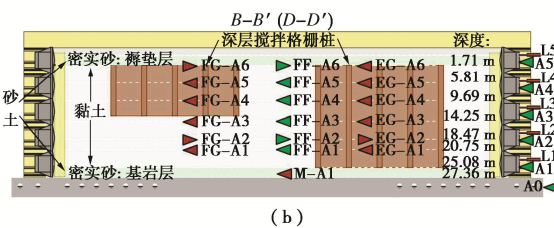


图 2 UC Davis 半径 9.1 m 大型动力离心机

Fig. 2 9.1 m-radius large dynamic centrifuge at UC Davis



(a)



(b)

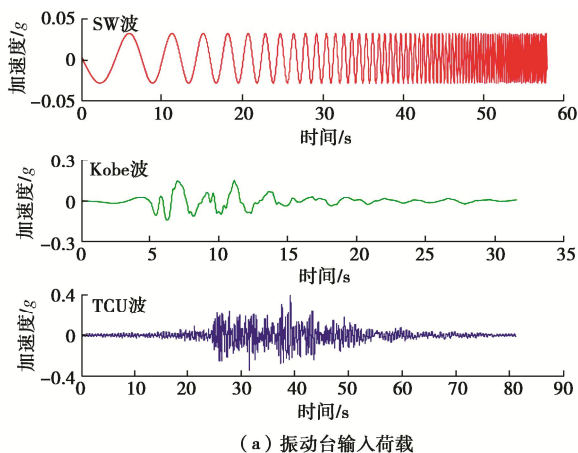
图 3 试验模型设计与测量传感器布设

Fig. 3 Model configuration and layout of instruments

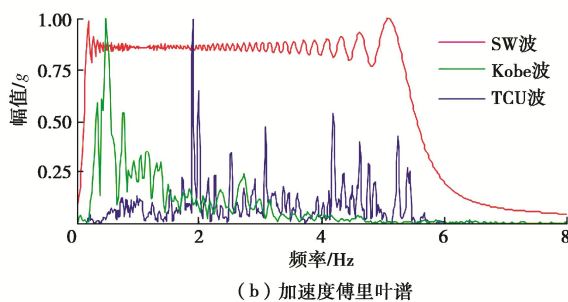
2.2 传感器布设和输入荷载

测量传感器布设如图 3 (b) 所示,在两模型内沿深度方向,分别布设了加速度传感器阵列 FG-A1~FG-A6 和 EG-A1~EG-A6,两阵列中各对应测点的布设高度相同。加速度传感器 M-A1 布设于模型箱底板,可作为基岩输入地震动。位移传感器 L1~L5 布设于剪切模型箱刚性叠层梁的端部外侧,并同位布设了加速度传感器 A1~A5,用于检验加速度积分位移方法的准确性与可靠性,位移传感器型号 604R4KL.15 (法国 BEI),加速度传感器型号 352M54 (美国 PCB)。

试验在 57g 离心加速度下开展,选用扫频波 (简称 SW)、Kobe 波和 TCU 波等 3 种振动荷载作为试验模型输入,输入振动荷载及其傅里叶幅值谱如图 4 所示,其中原型条件下,SW 波扫描频率为 0.12~5.84 Hz,采用恒定幅值 0.03g; Kobe 波以低频为主,为长周期地震波,最大幅值 0.18g; TCU 波以中高频为主,为短周期地震波,最大幅值 0.32g。除特别说明外,下文数据均为已经相似比换算后的原型数据。



(a) 振动台输入荷载



(b) 加速度傅里叶谱

图 4 振动台输入荷载及傅里叶谱

Fig. 4 Dynamic loadings and Fourier spectra

3 反演剪应力-剪应变时程与分布

3.1 加速度积分位移方法可靠性对比

采用模型箱刚性叠层梁布设的加速度和位移传感器的实测记录,对两种加速度积分位移方法的可靠性和精度进行验证。ARI 法采用自适应拟合函数和全时域积分获得积分位移,无人为干预过程;而 USGS

法采用 Butterworth 高通滤波和半时域积分获得积分位移, 其需要人工设置滤波阶数和截止频率, 经过反复调试, 得到最佳阶数为 2, 截止频率为 0.35 Hz。

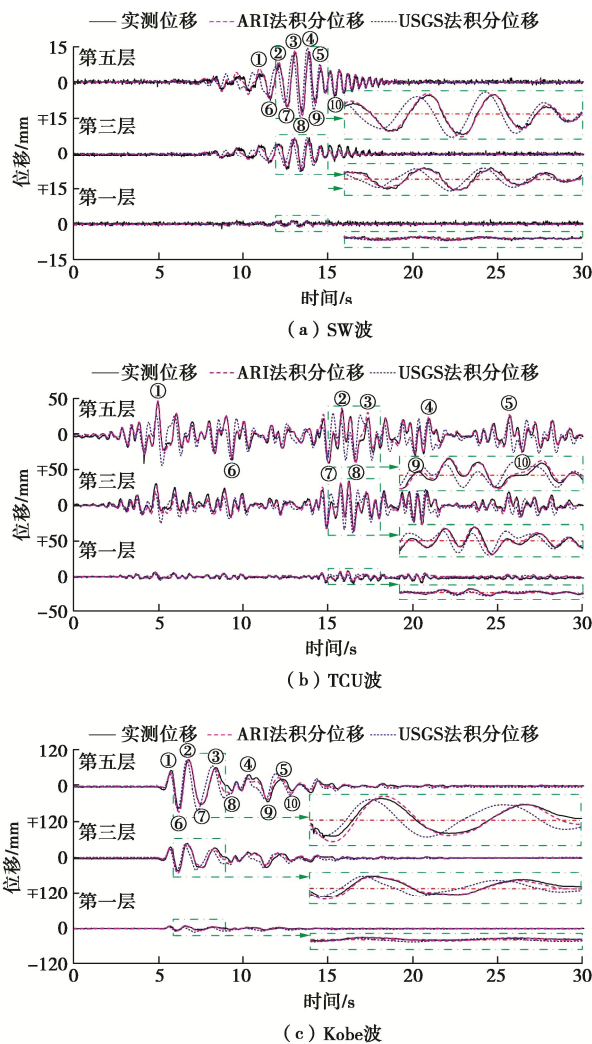


图 5 叠层梁的积分位移与实测位移对比

Fig. 5 Comparison between integral displacements and measured displacements of laminated beam

图 5 给出了 SW 波、TCU 波和 Kobe 波三条动荷载下, 自下而上第一、三、五层叠层梁上, ARI 法和 USGS 法两种方法积分与实测位移的对比结果。总体比较而言, ARI 法积分位移的稳定性和准确性明显优于 USGS 法, 以平均峰值误差和 Pearson 相关系数为衡量指标^[13], 定量分析积分位移方法的准确性。分别选取 3 条动荷载下各 10 个最大积分位移与实测位移峰值作差计算平均峰值误差, SW 波、TCU 波和 Kobe 波下, 计算所得 ARI 法的平均峰值误差分别为 8.08%, 6.43%, 9.75%; 而 USGS 法的平均峰值误差分别为 17.47%, 19.35%, 23.85%。同时, 以实测位移为基准, 计算所得 ARI 法积分位移的 Pearson 相关系数分别为 0.94, 0.96, 0.95, 而 USGS 法积分位移的 Pearson 相关系数分别为 0.57, 0.61, 0.54, 由此, 一定程度说

明了 ARI 法与 USGS 法相比, 显著提高了积分位移的可靠性和准确性。此外, 对比图 5 中局部放大图, 可发现 USGS 法由于滤波处理, 积分位移产生随机峰值误差和时程相位不规则超前, 在低频、大位移和宽频率荷载条件下尤其显著, SW 波、TCU 波和 Kobe 波下, ARI 法积分位移峰值最大时间迟滞分别为 13.7, 13.5, 41.0 ms, 而 USGS 法积分位移峰值最大时间迟滞分别为 146.8, 54.7, 259.9 ms。

3.2 反演剪应力的影响因素及敏感性

由式 (2) 可知, 反演剪应力由加速度求取, 而加速度时程在积分位移方法数据处理前后发生较大改变时, 将会造成反演剪应力和剪应变时程的相位不同步。但是, 这一问题常被学者们忽略, 而导致反演剪应力-剪应变滞回圈扭曲和偏移, 甚至失真。因此, 积分位移数据处理方法和剪切梁分布函数是探讨反演剪应力的稳定性和可靠性时, 值得研究的两个基本因素。

本文将以实测加速度和 ARI 法、USGS 法处理后的加速度求取的反演剪应力作对比, 以探讨积分位移方法对反演剪应力时程及沿深度变化的影响。图 6 为 FG 模型在 0.32g TCU 波下, 基于 FG-A1~FG-A6 阵列实测加速度和积分位移方法处理后的加速度, 由三次样条剪应力分布函数求解的反演剪应力时程对比。观察图 6 不难发现, ARI 法处理后加速度的反演剪应力时程与实测加速度的反演剪应力时程十分吻合, 表明 ARI 法数据处理对加速度时程造成的变化十分微小, 在不同埋深的剪应力时程中, 两者峰值最大偏差仅 7.46%, 原因是 ARI 法采用时域拟合函数处理, 有效解决了频域滤波后加速度时程各点的相位不同步问题。而 USGS 法处理后加速度的反演剪应力与实测加速度的反演剪应力时程相比, 在不同埋深下均呈现出清晰的不规则峰值误差和相位超前, 部分时刻点甚至出现 $90^\circ \sim 180^\circ$ 相位差, 其必然对反演剪应力-剪应变的滞回圈形状和特征产生影响; 两者剪应力峰值最大偏差达 98.41%, 峰值最大时间迟滞达 54.7 ms。

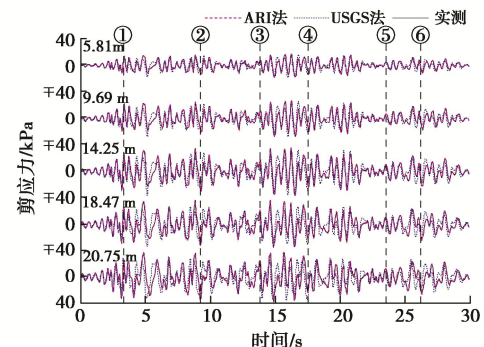


图 6 积分位移数据处理方法对反演剪应力时程影响

Fig. 6 Influences of integral displacement methods on inverse analysis of shear stress time series

同时,图7给出了对应图6不同时刻的剪应力沿深度分布,可发现3种条件下的反演剪应力沿深度呈现一致增长趋势,但是,USGS法处理后加速度的反演剪应力幅值与实测加速度的反演剪应力幅值存在凸出、不规律偏差,对剪应力沿深度的分布认识和量化研究造成严重影响。需说明,TCU波的频带较宽且成分相对丰富,故此,以TCU波下的试验数据作分析对象,以便清晰说明影响因素的作用特征与规律。

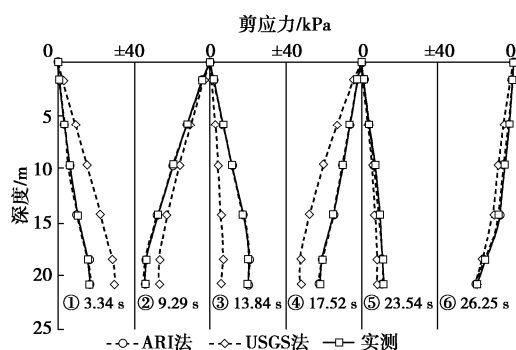


图7 积分位移数据处理方法对反演剪应力沿深度分布影响
Fig. 7 Influences of integral displacement means on inversely calculated shear stress distribution along depth

一维剪切梁分布函数对反演剪应力影响的形式与敏感性,将采用线性法、余弦法和三次样条法进行探讨。FG模型在0.32g TCU波下,基于FG-A1~FG-A6阵列实测加速度数据,3种分布函数求取的剪应力对比如图8、9所示。对比图8不同埋深的剪应力时程和图9中不同时刻及不同大小剪应力沿深度分布,可发现3种分布函数反演的剪应力时程及其沿深度分布,未见明显差异且高度一致,说明一维剪切梁分布函数对反演剪应力的影响,可以忽略。

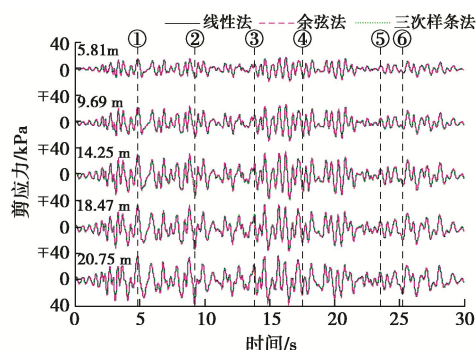


图8 一维剪切梁分布函数对反演剪应力的时程影响
Fig. 8 Influences of one-dimensional shear beam distribution functions on inversely calculated shear stress time series

综上,积分位移方法中对加速度时程的数据处理,可导致反演剪应力-剪应变时程发生严重的相位不同步问题,而可能严重影响反演剪应力-剪应变滞回圈的稳定性与可靠性。一维剪切梁分布函数对反演剪应

力的影响,根据不同埋深剪应力时程及其沿深度分布特征的结果表明,基本可忽略。

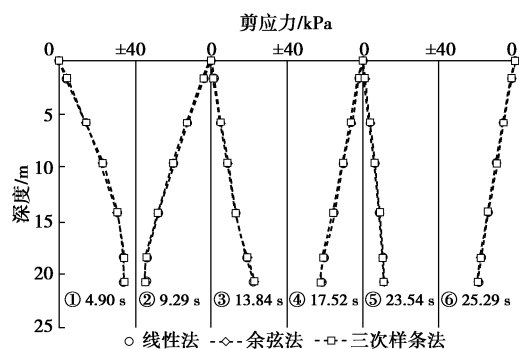


图9 一维剪切梁分布函数对反演剪应力沿深度的分布影响
Fig. 9 Influences of one-dimensional shear beam distribution functions on inversely calculated shear stress distribution with depth

3.3 反演剪应变的影响因素及敏感性

由式(3)可知,反演剪应变由不同分布函数利用加速度的积分位移求取。因此,一维剪切梁分布函数和加速度积分位移方法,是直接影响反演剪应变稳定性和准确性的两个重要因素。

一维剪切梁分布函数对反演剪应变的影响形式与敏感性,将采用线性法、余弦法、三次样条法和加权残差法等4种函数进行探讨。FG模型在0.32g TCU波下,基于加速度阵列FG-A1~FG-A6积分位移数据,求取的剪应变时程及其沿深度分布结果见图10、11,其中积分位移采用ARI法。从图10中不难发现,线性法、三次样条法和加权残差法在各埋深处求取的剪应变时程基本一致;而相比之下,余弦法求取的剪应变时程,呈现出“spike”(峰值猛增)现象,并随着深度增加而愈重,以致出现漂移与失真。

图11给出了对应图10不同时刻的剪应变沿深度分布对比结果,可发现线性法、三次样条法和加权残差法反演的剪应变,沿深度分布呈现一致增长趋势,幅值仅有略微差异,可以忽略不计。而余弦法的反演剪应变,沿深度分布呈现显著漂移现象,埋深14.25 m以下出现快速增长及突变,违背了土体剪切强度随着埋深增加而土体变形减小的一般规律性认识;并且埋深14.25 m以下,其剪应变还出现了不小于180°的相位反转,违背了一维剪切梁测点布距的适用条件,结果出现失真,其原因见文献[10]。需要说明,在FG模型中,由于埋深14.25 m以上土体进行了搅拌格栅桩加固及自由边界条件影响,所以,图11中14.25 m以上土体剪应变幅值整体小于14.25 m以下土体剪应变幅值。

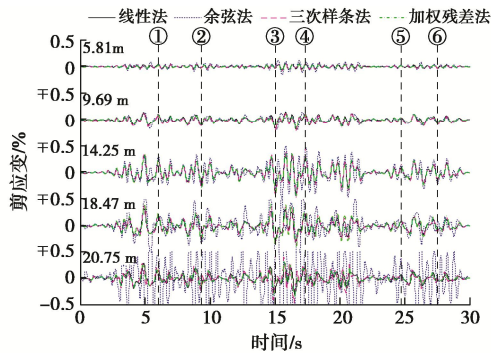
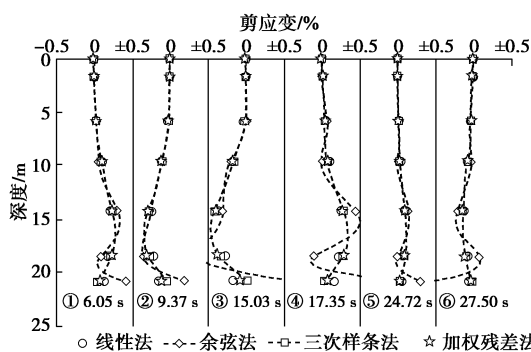


图10 一维剪切梁分布函数对反演剪应变的时程影响

Fig. 10 Dependence of inversely calculated shear strain time series on one-dimensional shear beam distribution functions

图11 一维剪切梁分布函数对反演剪应变随深度的分布影响
Fig. 11 Sensitivity of inversely calculated shear strain along depth to one-dimensional shear beam distribution functions

根据剪切梁分布函数对反演剪应变的影响分析, 选取三次样条法反演剪应变对积分位移方法影响进行探讨。图12给出了FG模型在0.32g TCU波下, 采用ARI法和USGS法积分位移求取的剪应变对比, 图13则给出了图12不同时刻的剪应变沿深度分布结果。

对比图12, 13中不同积分位移方法的反演结果, 可发现两种方法反演的剪应变时程差异显著, 尤其是埋深14.25 m以下发生非线性变形的未加固土体。图12中USGS法与ARI法反演的剪应变时程相比, 除不规则的峰值差异外, 还明显地出现了因加速度数据滤波而导致的剪应变时程相位不规则超前, 甚至部分时刻相位之差达 $90^{\circ} \sim 180^{\circ}$ 。同时, 对比图13中不同时刻剪应变在埋深10~20 m的分布, 可清晰地发现两种积分位移方法的剪应变幅值及分布, 存在显著差异, 剪应变峰值处最大偏差约85%。结合积分位移方法对反演剪应力的影响分析, 可得到的启示是: 若积分位移方法数据处理使加速度时程发生较大变化时, 宜采用处理后的加速度时程求取反演剪应力和分析剪应力-剪应变关系, 以降低与避免反演剪应力和剪应变时程相位不一致, 导致的滞回圈形状扭曲与失真。

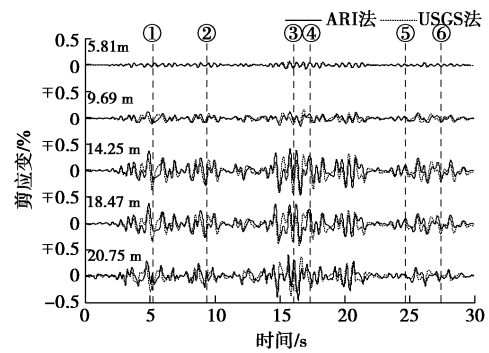


图12 积分位移方法对反演剪应变的时程影响

Fig. 12 Dependence of inversely calculated shear strain time series on integral displacement methods

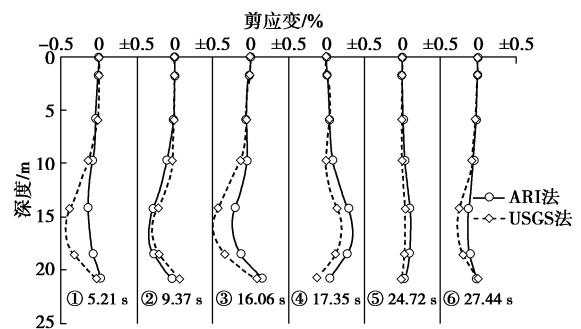


图13 积分位移方法对反演剪应变沿深度的分布影响

Fig. 13 Sensitivity of inversely calculated shear strain along depth to integral displacement methods

综上, 除余弦法分布函数获取的反演剪应变时程及沿深度分布出现漂移和失真外, 线性法、三次样条法和加权残差法获取的剪应变时程及沿深度分布十分一致, 幅值差异可忽略, 互证了反演结果可靠性。积分位移方法对反演的剪应变时程及沿深度分布具有显著影响, USGS法的反演剪应变时程与ARI法相比, 除不规则的峰值差异外, 还清晰地表现出各时刻的不规则相位超前。

4 滞回圈与模量阻尼比

为进一步认识积分位移方法对反演循环剪应力-剪应变的影响, 根据一维剪切梁分布函数对反演剪应力和剪应变影响的分析结果, 选取相对简单、高效的线性法求取剪应力和剪应变时程, 探讨积分位移方法对滞回圈特征的影响, 并求取剪切模量和阻尼比。

4.1 滞回圈特征

由上述剪应力和剪应变沿深度分布的结果可知, 埋深14.25 m以上土体由于搅拌格栅桩的加固效应, 基本呈线性响应。为认识不同应变下土体的非线性响应, 图14给出了FG模型在0.03g SS波、0.32g TCU波荷载下, 基于FG-A1~FG-A6阵列加速度数据, 获取的反演剪应力-剪应变滞回圈响应。从图14中ARI

法和 USGS 法的滞回圈特征对比, 不难得出 ARI 法的反演滞回圈在闭合性、连续性、光滑性等特征方面, 明显优于 USGS 法; 同时, USGS 法的反演滞回圈还出现了部分超闭合现象, 原因为实测加速度时程在 USGS 法滤波后, 发生各时刻点的不规则相位超前, 继而引起反演剪应变与剪应力相位不一致, 可由图 14 中单周滞回圈起点(箭头)至终点的相位变化速率证明。为进一步说明反演剪应力与剪应变时程相位一致(各点同步)的重要性, 图 14(b) 还给出了实测加速度反演剪应力与 USGS 法反演剪应变构成的滞回圈, 通过与 USGS 法滤波后的加速度反演滞回圈对比, 容易发现前者在滞回圈闭合性、连续性、光滑性等特征上出现严重损伤和失真, 验证了前述“当加速度时程在积分位移方法处理前后发生较大变化时, 宜采用处理后的加速度时程求取反演剪应力和分析剪应力-剪应变关系”建议的正确性。此外, 图 14 按时间序次给出的不同剪应变滞回圈, 也清晰地反映了土体的逐步非线性软化特征。

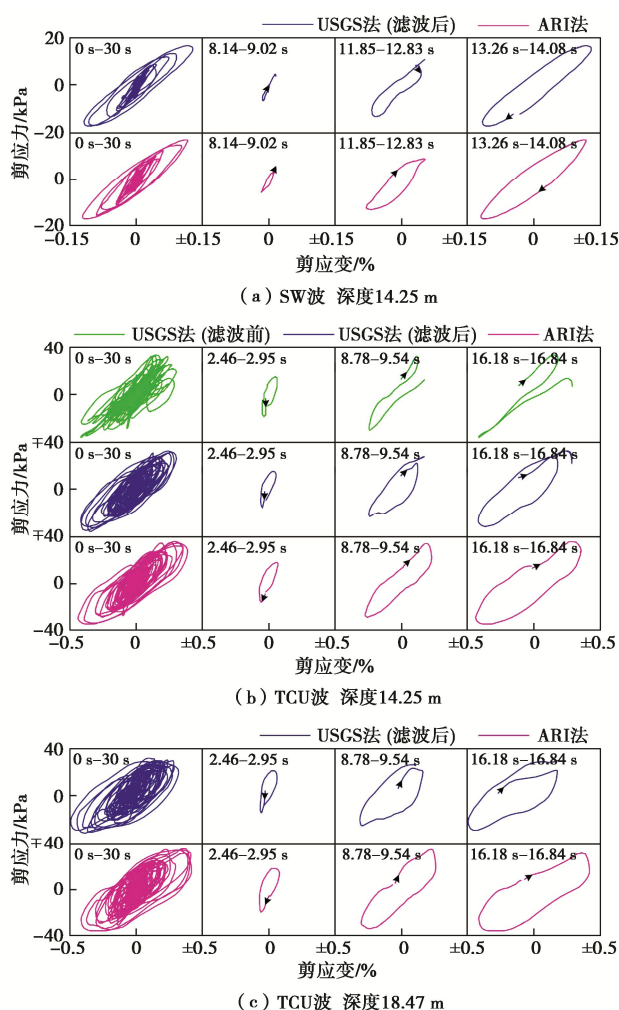


图 14 积分位移方法对反演滞回圈的特征影响(箭头为起点)

Fig. 14 Influences of integral displacement methods on characteristics of inversely calculated hysteresis loops

综上, ARI 法求取的滞回圈在闭合性、连续性、光滑性等特征方面, 明显优于 USGS 法, 原因在于其避免了滤波引起的加速度时程不规则峰值误差和相位超前。剪应力和剪应变的时程相位一致性, 对于合理和稳定求取滞回圈响应至关重要, 应选取积分位移方法处理后的加速度时程获取剪应力和滞回圈响应。

4.2 剪切模量阻尼比

基于前面获取的滞回圈, 借鉴文献[17~19]的相关定义与计算方法, 以时间为序并在剪应变逐步增大形式下选取一系列滞回圈, 求取相应的剪切模量和阻尼比, 以探讨积分位移方法对剪切模量和阻尼比的影响。

图 15 给出了 FG 模型中基于两种积分位移方法反演的剪应力-剪应变滞回圈, 求取的埋深 9.69, 14.25, 18.47 m 处剪切模量随剪应变的变化结果, 对比可发现两种积分位移方法获取的剪切模量, 在数值上较相近, 且随剪应变增大而减小。同时, 3 种埋深处剪切模量相比, 在同等应变下随埋深增加整体上移, 这些特征均符合现有一般规律认识。采用 Hardin 双曲线模型^[17]对反演的剪切模量进行拟合, 可发现反演的剪切模量数据均落于拟合曲线附近, 其中 ARI 法获得数据与拟合曲线相关系数 R 在 9.69, 14.25, 18.47 m 处分别为 0.90, 0.98, 0.99, 而 USGS 法获得数据与拟合曲线相关系数 R 分别为 0.83, 0.96, 0.98, 某种程度反映了 ARI 法反演的剪切模量数据更为稳定可信, 其离散性小于 USGS 法。剪切模量受积分位移方法的影响较小, 原因为剪切模量仅由平均剪应力与剪应变的斜率求取, 而受剪应力、剪应变幅值和滞回圈闭合性、光滑性、连续性等特征影响较小。

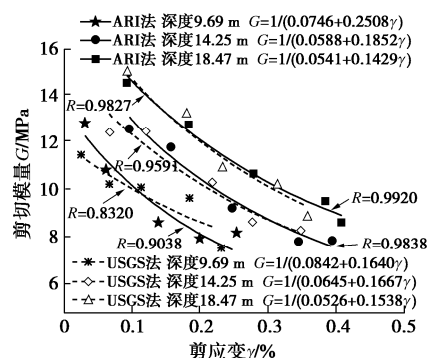


图 15 积分位移方法对剪切模量的影响及拟合曲线

Fig. 15 Dependence of inversely calculated shear modulus and fitting curves of integral displacement methods

图 16 为两种积分位移方法在 FG 模型埋深 9.69, 14.25, 18.47 m 处, 求取的阻尼比随剪应变的变化结果, 容易发现 USGS 法反演的阻尼比数据呈显著离散, 通过 Hardin 双曲线模型对阻尼比数据进行拟合, 可发

现 USGS 法在埋深 14.25 m 处反演的阻尼比随剪应变增大而呈减小趋势,与现有一般规律认识相悖。而 ARI 法反演的阻尼比数据相对稳定且趋势明显,阻尼比均随剪应变增大而减小,吻合现有一般规律认识,且数据较好地落于拟合曲线附近。此外,ARI 法获取的阻尼比数据与拟合公式相关系数 R ,在埋深 9.69, 14.25, 18.47 m 处分别为 0.85, 0.97, 0.91,而 USGS 法的相关系数 R 分别为 0.27, 0.78, 0.89。阻尼比受积分位移方法的影响十分显著,甚至 USGS 法的阻尼比发展趋势与一般规律认识相悖,原因为阻尼比与滞回圈面积相关,其与滞回圈形状及闭合性、光滑性、连续性等关联密切。此外,上述结果也再次证明了反演剪应力和反演剪应变时程相位一致性的重要性。

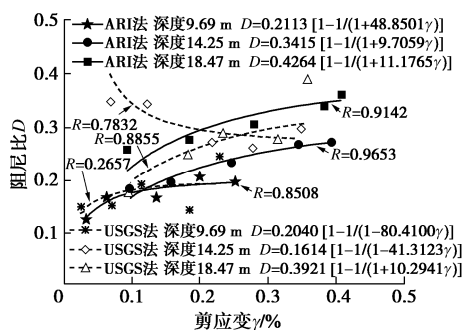


图 16 积分位移方法对阻尼比的影响及拟合曲线

Fig. 16 Dependence of inversely calculated damping ratios and fitting curves of integral displacement methods

综上,剪切模量受积分位移方法的影响较小,其随剪应变的变化趋势符合现有一般规律认识,ARI 法获取的剪切模量在数据离散和稳定性方面优于 USGS 法。阻尼比受积分位移方法的影响较大,USGS 获取的阻尼比呈显著离散,随剪应变的变化趋势与现有一般规律认识相悖;而 ARI 法获取的阻尼比离散相对较小,随剪应变的变化趋势吻合现有一般规律认识。

5 结 论

(1)剪应力对积分位移方法的加速度数据处理十分敏感,ARI 法处理前后由加速度反演获得的剪应力十分吻合,而 USGS 法滤波前后获得剪应力呈现显著的峰值误差和时间相位超前。剪应力对分布函数的敏感性较小,线性、余弦和三次样条等分布函数下获得反演剪应力时程及沿深度分布,未见明显差异。

(2)剪应变对不同积分位移方法表现出明显区别,USGS 法与 ARI 法相比反演的剪应变时程,除较大峰值误差外,还清晰地表现出不规则的各时刻相位超前。分布函数对剪应变的影响,除余弦法获得结果出现漂移和失真外,线性、三次样条和加权残差等分布函数获得剪应变基本一致,幅值差异可忽略,互证

了反演结果的可靠性。

(3)结合剪应力和剪应变受积分位移方法的影响特征与变化趋势,应采用积分位移方法处理后的加速度时程求取反演剪应力,以获得相位一致的剪应力与剪应变时程。同时,比较不同分布函数对反演剪应力和剪应变的稳定性影响,宜选取线性法、三次样条法和加权残差法等获取循环剪应力和剪应变。

(4)积分位移方法对滞回圈特征与形状影响较显著,并主要通过反演剪应力和剪应变时程的相位一致性影响,ARI 法与 USGS 法相比,在获得滞回圈闭合性、连续性和光滑性等方面,具有明显优势。USGS 法的加速度滤波过程导致了反演剪应力-剪应变时程的相位不规则超前,使滞回圈出现明显的超闭合现象。

(5)剪切模量对不同积分位移方法的表现差异较小,原因为剪切模量仅由平均剪应力与剪应变的斜率求取,而受剪应力、剪应变幅值和滞回圈的闭合、光滑、连续等因素影响较小。阻尼比对积分位移方法较为敏感,其中 ARI 法获得的阻尼比数据离散性较小且规律明显,与一般规律认识吻合;而 USGS 法的阻尼比数据离散性较大且规律较差,甚至与一般规律认识相悖。

参考文献:

- [1] 黄文熙. 土的弹塑性应力-应变模型理论[J]. 岩土力学, 1979, 1(1): 1-20. (HUANG Wen-xi. Theory of elastoplastic stress-strain model for soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 1979, 1(1): 1-20. (in Chinese))
- [2] 卢肇钧. 土的变形破坏机理和土力学计算理论问题[J]. 岩土工程学报, 1989, 11(6): 65-74. (LU Zhao-jun. The failure mechanism of soils and its theoretical computations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1989, 11(6): 65-74. (in Chinese))
- [3] 沈珠江. 土体结构性的数学模型——21 世纪土力学的核心问题[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(1): 95-97. (SHEN Zhu-jiang. Mathematical model of soil structure—the core issue of soil mechanics in the 21st century[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 18(1): 95-97. (in Chinese))
- [4] ZEGHAL M, ELGAMAL A W, TANG H T, et al. Lotung downhole array. II: evaluation of soil nonlinear properties[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1995, 121(4): 363-378.
- [5] ELGAMAL A W, ZEGHAL M, PARRA E. Liquefaction of reclaimed island in Kobe, Japan[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122(1): 39-49.

- [6] DAVIS R O, BERRILL J B. Rational approximation of stress and strain based on downhole acceleration measurements[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1998, **22**(8): 603 – 619.
- [7] 陈国兴, 王炳辉, 孙田. 饱和南京细砂动剪切模量特性的大型振动台试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2012, **34**(4): 582 – 590. (CHEN Guo-xing, WANG Bing-hui, SUN Tian. Dynamic shear modulus of saturated Nanjing fine sand in large scale shaking table tests[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2012, **34**(4): 582 – 590. (in Chinese))
- [8] 杨耀辉, 陈育民, 刘汉龙, 等. 排水刚性桩单桩抗液化性能的振动台试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2018, **40**(2): 287 – 295. (YANG Yao-hui, CHEN Yu-min, LIU Han-long, et al. Shaking table tests on liquefaction resistance performance of single rigid-drainage pile[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, **40**(2): 287 – 295. (in Chinese))
- [9] BRANDENBERG S J, WILSON D W, RASHID M M. Weighted residual numerical differentiation algorithm applied to experimental bending moment data[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2010, **136**(6): 854 – 863.
- [10] KAMAI R, BOULANGER R. Characterizing localization processes during liquefaction using inverse analyses of instrumentation arrays[M]//*Meso-Scale Shear Physics in Earthquake and Landslide Mechanics*. Boca Raton: CRC Press, 2009: 219 – 238.
- [11] 王永志, WILSON D W, KHOSRAVI M, 等. 动力离心模型试验循环剪应力-剪应变反演方法对比[J]. *岩土工程学报*, 2016, **38**(2): 271 – 277. (WANG Yong-zhi, WILSON D W, KHOSRAVI M, et al. Evaluation of cyclic shear stress-strain using inverse analysis techniques in dynamic centrifuge tests[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2016, **38**(2): 271 – 277. (in Chinese))
- [12] 王体强, 王永志, 袁晓铭, 等. 基于振动台试验的加速度积分位移方法可靠性研究[J]. *岩土力学*, 2019, **40**(增刊 1): 565 – 573. (WANG Ti-qiang, WANG Yong-zhi, YUAN Xiao-ming, et al. Reliability analysis of acceleration integral displacement method based on shaking table tests[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2019, **40**(S1): 565 – 573. (in Chinese))
- [13] 王体强, 王永志, 袁晓铭, 等. 自适应鲁棒加速度积分新方法可靠度分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2021, **40**(增刊 1): 2724 – 2737. (WANG Ti-qiang, WANG Yong-zhi, YUAN Xiao-ming, et al. A new type of adaptive robust acceleration integration approach and reliability analysis[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2021, **40**(S1): 2724 – 2737 (in Chinese))
- [14] CONVERSE A M, BRADY A G. BAP: Basic strong-motion accelerogram processing software; version 1.0[R]. U.S. Geology Survey, 1992, 92 – 296A.
- [15] 王永志, MOHAMMAD K, DANIEL W, 等. CDM 格栅复合黏土地基地震反应离心试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2018, **37**(10): 2394 – 2405. (WANG Yong-zhi, MOHAMMAD K, DANIEL W, et al. Centrifuge modeling of seismic response of soft clay grounds improved by CDM grids[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2018, **37**(10): 2394 – 2405. (in Chinese))
- [16] KHOSRAVI M, TAMURA S, WILSON D W, et al. Reduction of seismic shaking intensity on soft soil sites using stiff ground reinforcement—Report 2 & 3: Big centrifuge test data MKH01-MKH02[R]. 2014.
- [17] HARDIN B O, DRNEVICH V P. Shear modulus and damping in soils: design equations and curves[J]. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1972, **98**(7): 667 – 692.
- [18] BRENNAN A J, THUSYANTHAN N I, MADABHUSHI S P. Evaluation of shear modulus and damping in dynamic centrifuge tests[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2005, **131**(12): 1488 – 1497.
- [19] AFACAN K B, BRANDENBERG S J, STEWART J P. Centrifuge modeling studies of site response in soft clay over wide strain range[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2014, **140**(2): 04013003.

DOI: 10.11779/CJGE202201012

模拟脆性材料动态裂纹扩展的非连续变形分析方法

张开雨^{1, 2}, 刘 丰^{*1, 2}, 夏开文^{1, 2}

(1. 天津大学水利仿真与安全国家重点实验室及建筑工程学院, 天津 300350; 2. 天津大学建筑工程学院, 天津 300350)

摘 要: 非连续变形分析方法 (DDA) 属于隐式离散元法, 通过引入虚拟节理可以模拟材料从连续到破坏全过程。尝试将 DDA 方法应用于脆性材料动态裂纹扩展问题。采用基于 Voronoi 多边形离散的 DDA 方法进行模拟。由于 Voronoi 多边形会存在较多短边, 采用原始 DDA 程序计算时短边会优先发生破坏。针对该问题通过引入均布弹簧算法, 在一定程度上减轻了过多短边发生破坏的问题。其次, 为了能够定量分析动态裂纹扩展, 提出了一套参数标定方案。该方案通过单轴压缩试验进行弹性参数标定, 通过带切槽圆盘试验进行强度参数标定。利用标定后的参数模拟的带切槽圆盘, 裂纹扩展路径与试验结果高度一致。最后, 基于标定的参数, 模拟了几类典型脆性材料的动态裂纹扩展问题, 包括自相似裂纹扩展、裂纹分叉和紧凑拉伸试验。模拟结果表明, DDA 方法能够较好地再现自相似裂纹扩展时裂纹扩展速度保持不变的规律, 可以真实地模拟出脆性材料的裂纹分叉现象, 并成功模拟了不同加载速度下紧凑拉伸试验中不同的破坏模式。这些算例验证了 DDA 方法在模拟脆性材料动态裂纹扩展问题的可行性, 为后续相关应用打下了基础。

关键词: 脆性材料; 非连续变形分析; Voronoi 多边形; 动态裂纹扩展; 裂纹扩展速度

中图分类号: TU457

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)01-0125-09

作者简介: 张开雨(1993—), 男, 博士研究生, 主要从事计算岩石力学方向的研究工作。E-mail: kaiyuzhang@tju.edu.cn。

Numerical study on dynamic crack propagation of brittle materials by discontinuous deformation analysis

ZHANG Kai-yu^{1, 2}, LIU Feng^{1, 2}, XIA Kai-wen^{1, 2}

(1. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300350,

China; 2. Department of Architectural Engineering, Tianjin University, Tianjin 300350, China)

Abstract: The discontinuous deformation analysis (DDA), as an implicit discrete element method, can simulate the evolution process from continuum to failure by introducing the virtual joint technology. In this study, the DDA method is modified and applied to the dynamic crack propagation problem of brittle materials. Firstly, the DDA with Voronoi discretization is adopted. Since there are many short edges in the Voronoi discretization, these edges will fail preferentially using the original DDA algorithm. A uniform spring algorithm for the DDA is proposed to solve this issue. Then, a parameter calibration scheme is presented. The uniaxial compression and a semi-circular bend (SCB) with a pre-existing crack are used to calibrate the elastic parameters and the strength parameters, respectively. Based on the calibrated parameters, the predicted crack propagation paths of SCB are highly consistent with the test results. Finally, several dynamic crack propagation problems for brittle materials, such as self-similar crack propagation, crack branching and compact tensile tests, are simulated based on the calibrated parameters. The proposed DDA method can reproduce the phenomenon of crack propagation with the constant speed for the self-similar crack and the crack branching phenomenon under dynamic loading. Meanwhile, different failure patterns for compact tensile tests under different loading speeds are reproduced successfully. The results verify the feasibility of the DDA for dynamic crack propagation of brittle materials, and pave the way for future engineering applications.

Key words: brittle material; discontinuous deformation analysis; Voronoi discretization; dynamic crack propagation; crack propagation speed

0 引 言

在大型建筑构件生产过程中, 由于施工工艺等原因, 会产生大量初始缺陷。当荷载超过承载力范围时, 这些初始缺陷可能导致构件整体失效, 从而引发工程

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51879184); 国家重点研发计划项目 (2018YFC1503302); 天津市自然科学基金重点项目 (19JCZDJC 40400)

收稿日期: 2021-04-19

***通信作者** (E-mail: fliu@tju.edu.cn)

事故。随着计算机技术的发展,数值试验成为一种重要的研究手段,因此可通过数值方法对缺陷的裂纹扩展规律进行深入研究。

有限元法是目前广泛应用于固体力学和结构分析等的连续型数值方法。对于动态断裂问题,包括裂纹萌生、裂纹扩展、裂纹分叉、复杂裂纹相互作用等非连续问题,目前已有长足发展。Belytschko 等^[1]基于扩展有限元(the extended finite element method, XFEM)方法提出了一种能够处理裂纹尖端位于单元内部的方法,并用于动态裂纹扩展的模拟。另一种处理非连续问题的方法是在有限单元边上设置黏结面,裂纹则只能沿着单元边界产生。Xu 等^[2]采用这一方法模拟了裂纹扩展问题,并分析了裂纹扩展速度过快的原因。另外,其他连续方法在模拟非连续问题上得到了广泛发展,例如岩石破裂过程分析系统(rock failure process analysis system, RFPA)通过单元弱化,实现了模拟岩石从弹性阶段到完全破坏全过程。梁正召等^[3]采用 RFPA 模拟了岩石三维裂纹扩展规律。马鹏飞等^[4]采用近场动力学方法进行了裂纹扩展模拟。

与连续方法相比,离散型数值方法优势在于能够处理非连续问题。目前,离散单元法(discrete element method, DEM)^[5]已经广泛应用于研究脆性材料的破坏。其中, PFC (particle flow code)^[6]属于采用颗粒离散的一种 DEM。Kou 等^[7]基于 PFC 的黏结颗粒模型研究了不同工况下裂纹分叉问题,并与其他数值方法模拟的裂纹扩展速度进行了对比。另外,还有其他离散型方法也被广泛应用与研究裂纹扩展问题。例如, Zhao 等^[8]采用离散弹簧模型(the distinct lattice spring model, DLSM)模拟了自相似裂纹问题,从能量角度解释了在没有考虑损伤本构模型的方法中模拟结果与试验结果相吻合的原因。

数值流形法(numerical manifold method, NMM)^[9-10]既能够处理连续问题,又能够处理非连续问题,广泛应用于裂纹扩展问题的研究。然而 NMM 难以用于动态裂纹扩展研究。

非连续变形分析(discontinuous deformation analysis, DDA)最初由 Shi^[11]提出,广泛应用于解决大尺度的岩石工程问题。一些学者采用 DDA 方法模拟材料破坏,实现从弹性阶段到破坏阶段全过程的模拟。王士民等^[12-13]为了研究节理岩体的失稳破坏问题,提出采用非连续子母块体理论,并采用增广拉格朗日乘子处理子块体接触。Ning 等^[14-15]基于子块体 DDA 模拟了波传播、爆破等岩石动态破坏问题,并探讨了减小网格依赖性的解决方法。焦玉勇等^[16-17]通过设置虚节理将模型离散为 DDA 块体,并发展了新的接触本构模型模拟岩石破坏。与修正接触模型不同,

徐栋栋等^[18]通过在子块体间插入黏结单元作为总体刚度矩阵的荷载项,实现应变软化的模拟。Xia 等^[19]引入新的拉伸破坏准则,采用 DDA 模拟了巴西劈裂试验验证了算法的有效性,并分析模拟了地震滑坡算例。以上研究都采用了子块体 DDA 的方法来模拟岩石破坏,并以三角形离散的方法为主,从改进本构模型或破坏准则的角度进行裂纹扩展的定性分析。

与三角形离散相比, Voronoi 多边形离散的 DDA 方法计算效率更高,一定程度上能够降低网格依赖性,其离散形式在模拟岩石材料时更加接近于晶粒结构^[20]。本文采用罚弹簧处理块体间的接触,由于罚弹簧取值太大会导致刚度矩阵病态,而罚弹簧取值较小,就必须考虑弹簧的变形量,因此为进行定量分析,需要对这一方法进行参数标定。本文首先基于 Voronoi 多边形离散的 DDA 方法提出均布弹簧刚度的算法使模拟材料破坏更加合理。然后,通过模拟单轴压缩和带切槽的巴西半圆盘试验进行参数标定,进而尝试使用 Voronoi 多边形离散的 DDA 量化研究脆性材料的动态裂纹扩展问题。

1 Voronoi 多边形离散的 DDA 方法改进

DDA 方法通过 Newmark 时间积分求解块体系统的运动方程,其在解决动力学问题具有一定的优势。方法最初针对工程问题提出,将问题域按照岩体真实节理划分块体,节理参数按照实际参数取值。但是,由于原始 DDA 中块体本身无法发生破坏,因此不能很好地解决材料尺度的问题。为了使 DDA 能够模拟岩石等材料从弹性阶段到破坏的全过程,需要设置虚节理对材料进行离散,并设置虚节理强度,保证计算的连续性。当虚节理间的应力水平满足破坏准则时,虚节理变为真实节理,裂纹产生。本文采用最大拉应力准则和莫尔-库仑准则:

$$\sigma = \sigma_t, \quad (1)$$

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi, \quad (2)$$

式中, σ 和 τ 是虚节理处的拉应力和切应力, σ_t , c , φ 分别为虚节理的抗拉强度、黏聚力和内摩擦角。

本文采用 Voronoi 多边形离散,其具有离散形式与岩石矿物晶粒结构相似,计算效率更高,在一定程度上能够降低其网格依赖性等优点^[20]。在模拟单轴压缩过程中发现,随机 Voronoi 离散试样在失稳前会优先在多边形短边处产生拉伸破坏,影响试样初期裂纹形态的发展。如图 1(a)为两个边长不等的块体 1, 2 和块体 3 黏结。块体 3 上部施加速度荷载,模型底部固定。如图 1(b),采用原始 DDA 计算,由于块体 2 的黏结边长 l 较小,则块体 2 会先于块体 1 发生破坏。

这是由于原始 DDA 中的破坏判别与黏结长度（即边长的一半）直接关联：

$$k_n d_n < 0, k_s d_s > k_n d_n \tan \varphi + cl \rightarrow \text{剪坏}, \quad (3)$$

$$k_n d_n \geq \sigma_l l \rightarrow \text{拉坏}. \quad (4)$$

式中 k_n , k_s 分别为法向、切向弹簧刚度; d_n , d_s 分别为接触对法向位移、切向位移; φ 为内摩擦角; c 为黏聚力; l 为黏结长度; σ_l 为弹簧抗拉强度。显然, 受拉时 d_n 相同, 则块体 2 由于黏结长度小而先发生拉坏。剪切也有类似问题。这会造成 Voronoi 离散试样的网格依赖性增强。为减小 Voronoi 离散的 DDA 方法在模拟岩石破坏时的网格依赖性, 本文对其进行了改进。

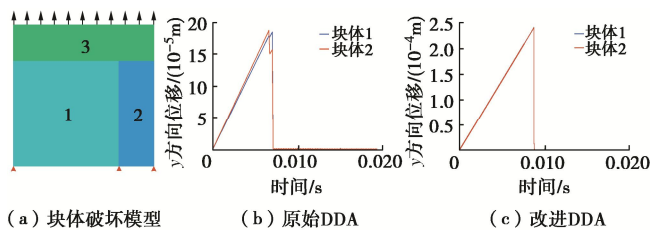


图 1 不同边长块体的破坏模型及块体 1, 2 的 y 方向位移-时间关系

Fig. 1 Failure model with different size blocks and y -direction displacement-time curves of blocks 1 and 2

首先, 确定模型的平均虚节理长度, 通过计算均布弹簧刚度, 从而进行破坏判断:

$$l_{\text{aver}} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n l_i, k^* = \frac{k}{l_{\text{aver}}}, \quad (5)$$

$$k_n^* d_n \cdot l < 0, k_s^* \cdot d_s \cdot l > k_n d_n \tan \varphi + cl \rightarrow \text{剪坏}, \quad (6)$$

$$k_n^* \cdot d_n \cdot l \geq F_t \rightarrow \text{拉坏}. \quad (7)$$

式中 l_{aver} 为模型内共边接触的平均黏结长度, k^* 为均布弹簧刚度, l 为当前接触的黏结长度。如图 1 (c) 所示, 改进后, 块体 1 和块体 2 的位移时间曲线完全重合, 说明两者同时达到破坏条件, 解决了上述问题。由于算法只是对破坏强度进行了修正, 因此改进前后对算法的接触收敛性并没有太大影响。为了验证改进后的 DDA 方法在模拟岩石破坏中的有效性, 进行了单轴压缩和巴西劈裂模拟, 微观参数选取与先前研究相同, 采用 DDA 动态计算, 时间步长为 $10 \mu\text{s}$, 并统计了裂纹微破裂方向角。单轴压缩结果如图 2 (a) 所示, 改进后的 DDA 在加载过程中, 拉伸破坏更加集中在拉应力最大的方向, 微破坏分布角度与虚节理长度的依赖性减小。如图 2 (b) ~ (d) 所示, 随着加载时间增加, 施加荷载提高, 改进前后的单轴压缩微破裂角度分布趋于相同, 但改进后 DDA 微裂纹分布更加合理。如图 2 (e), (f) 所示, 改进后的单轴压缩剪切破坏出现的更晚, 但试样完全破坏后剪切破坏的数量和分布角度两者差异不大。图 3 显示改进前后

试样的破坏模式都具有明显竖向剥落的宏观拉伸裂纹, 改进后的破坏试样宏观剪切破裂呈更加明显的 X 形。图 4, 5 显示改进后的 DDA 方法试样的裂纹分布比原始 DDA 更加集中于加载轴方向, 但其破坏模式差异较小。通过单轴压缩和巴西劈裂模拟, 进一步证明了这一改进在模拟脆性材料破坏时, 能够一定程度上降低网格依赖性。

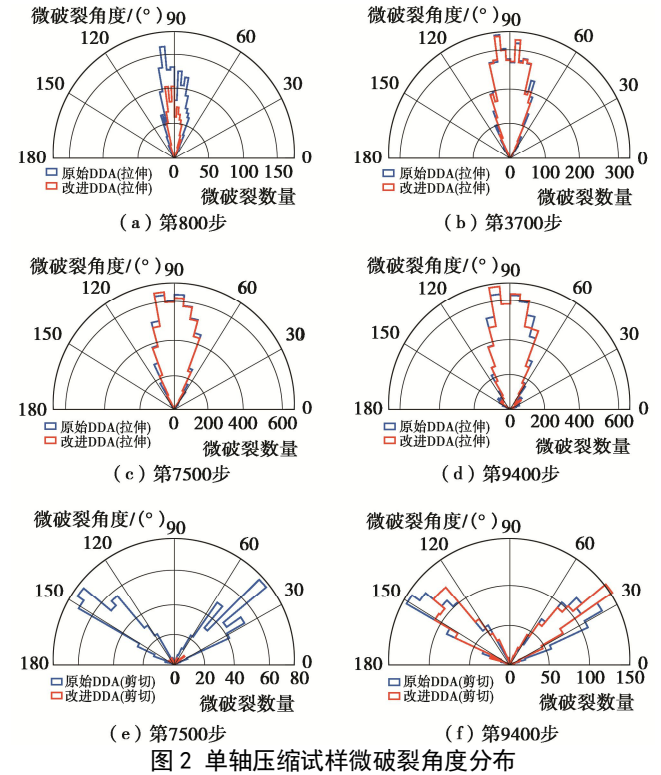


图 2 单轴压缩试样微破裂角度分布
Fig. 2 Distribution of microcrack angle of uniaxial compression specimens

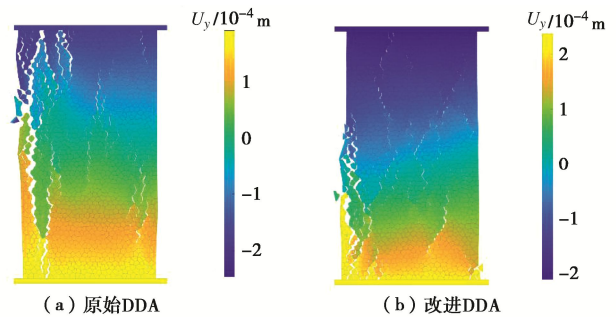


图 3 单轴压缩试样破坏模式

Fig. 3 Failure patterns of uniaxial compression specimens

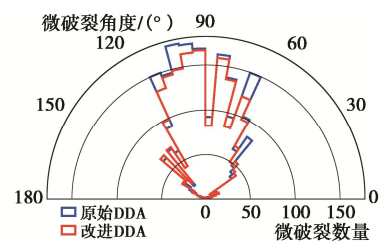


图 4 巴西劈裂试样微破裂角度分布

Fig. 4 Distribution of microcrack angle of Brazilian split specimens

表 1 DDA 微观参数取值
Table 1 Values of DDA microscopic parameters

密度 /(kg·m ⁻³)	弹性模 量/GPa	泊松比	内摩擦角 /(°)	端部 摩擦角	黏聚力 /MPa	抗拉强 度/MPa	法向弹簧 刚度/GPa	切向弹簧 刚度/GPa	最大位 移比	时间 步长
1190	4.4	0.38	30	0	70	7	13.2	5.28	1×10 ⁻⁵	0 (自动计算时步)

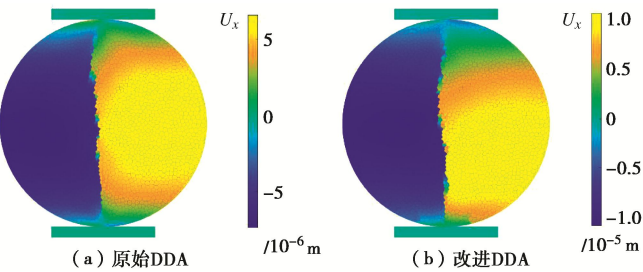


图 5 巴西劈裂试样破坏模式
Fig. 5 Failure patterns of Brazilian split specimens

2 细观参数标定

目前,采用 DDA 方法模拟材料破坏的研究逐渐丰富了起来,但很少有文献系统地研究过 DDA 方法的参数标定问题,大多数研究仍然停留在定性分析。本文针对 Voronoi 多边形离散的 DDA 方法进行参数标定,为后续定量分析提供基础。本文的参数标定工作分为两部分:通过模拟单轴压缩试验进行弹性参数(弹性模量、泊松比)的标定;通过模拟带切槽巴西半圆盘试验进行强度参数(虚节理的拉伸强度、黏聚力和内摩擦角)的标定。

2.1 弹性参数标定

由于离散数值方法的计算结果与离散程度有关,因此在标定前需要确定合适的块体尺寸。通过模拟单轴压缩的弹性变形阶段,确定块体数量对连续体的弹性模量、泊松比这类弹性参数的影响。单轴压缩试样尺寸为 0.05 m×0.1 m,不考虑端部摩擦,在上下两个加载端设置 4 个位移点,分别施加 0.01 m/s 的速度荷载。试验微观参数选择如表 1 所示,本小节只对弹性参数进行标定,而表 1 中的强度微观参数则是通过 3.2 节的带切槽巴西半圆盘试验得到。由于岩石材料在细观尺度下矿物颗粒尺寸通常只有几毫米,因此本文综合考虑计算效率和精度,子块体尺寸分别选择 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0 mm 离散试样进行单轴压缩模拟。如表 2 所示,子块体尺寸在小于 4.0 mm 范围内,其宏观弹性参数相差并不大。因此后续数值试验可选择小于 4.0 mm 的块体尺寸进行离散。因此,在进行 PMMA 材料的弹性参数标定时,选择块体尺寸为 2.0 mm 的单轴压缩模拟试验。如表 3 所示模型的宏观弹性参数与实际接近,作为后续试验的参数取值依据。

表 2 块体数量对岩石材料弹性参数的影响

Table 2 The influence of the number of blocks on the elastic parameters

块体尺寸/mm	块体数量/个	弹性模量/GPa	泊松比
1.0	6129	59.30	0.268
1.5	2672	59.05	0.264
2.0	1593	58.62	0.264
2.5	1051	59.10	0.264
3.0	701	58.61	0.269
4.0	430	58.82	0.273

注: Voronoi 离散 (R=0.3)。

表 3 PMMA 和模型的宏观参数值

Table 3 Value of macroscopic parameters of PMMA and model

类型	密度 /(kg·m ⁻³)	弹性模量 /GPa	泊松比
PMMA 材料	1190	3.24	0.350
模型	1190	3.28	0.357

2.2 强度参数标定

为了使用 Voronoi 多边形离散的 DDA 方法研究动态断裂问题,需要对 DDA 强度参数进行标定。本文采用带切槽的半圆盘(semi-circular bend, SCB)试验进行 PMMA 的混合模式断裂测试。如图 6(a)所示,模型尺寸与试验尺寸保持一致,半径 R 为 50 mm,预制切槽长度 a 为 15 mm,选择 a/R=0.3 和 S/R=0.43 进行纯 I 型和 I-II 型混合断裂试验。通过设置切槽角度 β 为 0°, 10°, 20°, 30°, 40°, 43°, 47°, 50°, 模拟断裂模式从纯 I 型断裂向纯 II 型断裂渐变。模型采用尺寸渐变的 Voronoi 离散,最小块体尺寸为 0.5 mm,集中在预制切槽两侧,从而降低裂纹扩展路径的网格依赖性,最大块体尺寸为 3 mm,保证模型宏观弹性参数受到块体尺寸影响较小。

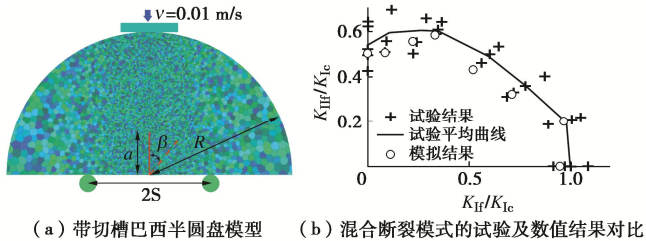


图 6 SCB 的 Voronoi 多边形离散模型及正则化临界应力强度因子对比

Fig. 6 Voronoi discretization model of SCB and comparison of critical normalized stress intensity factors from experimental and numerical tests

对于 SCB 试样, 其临界应力强度因子计算表达式为

$$K_{I\text{f}} = Y_{\text{I}} \frac{P_{\text{cr}}}{2Rh} \sqrt{\pi a} \quad , \quad (8)$$

$$K_{\text{II}\text{f}} = Y_{\text{II}} \frac{P_{\text{cr}}}{2Rh} \sqrt{\pi a} \quad . \quad (9)$$

式中 Y_{I} , Y_{II} 为 SCB 试样的几何参数, 与 a/R , S/R , β 相关, Ayatollahi 等^[21]给出了 SCB 在不同角度下 Y_{I} , Y_{II} 的取值。如图 6 (b), 通过数值标定得到的正则化临界应力强度因子 $K_{\text{I}\text{f}}/K_{\text{Ic}}$ 和 $K_{\text{II}\text{f}}/K_{\text{Ic}}$ 与已有的试验结果对比, 数值结果基本处于试验得到的范围内, 且随着角度变化, I 型和 II 型应力强度因子变化趋势与试验结果也较为吻合。其中, 试验测得 PMMA 的 I 型断裂韧度 K_{Ic} 为 $2.13 \text{ MPa} \cdot \text{m}^{\frac{1}{2}}$ 。表 4 为数值标定的荷载值与试验荷载均值的对比, 除 30° 时误差较大外, 其他角度荷载误差均不超过 10%。由于 DDA 方法本身属于离散型数值方法, 结果受多个因素影响, 这种误差可以接受。

表 4 数值标定荷载与试验荷载对比

Table 4 Comparison of numerical and experimental load

裂纹角度/(°)	数值荷载/kN	试验荷载均值/kN	误差/%
0	2.28	2.38	4.20
10	2.47	2.53	2.37
20	2.28	2.45	6.94
30	2.53	3.03	16.50
40	3.54	3.73	5.09
43	3.58	3.63	1.38
47	4.14	4.13	0.24
50	3.97	4.24	6.37

图 7 (a) 中 SCB 试样的切槽倾斜角为 0° , 在荷载作用下产生纯 I 型裂纹, 裂纹路径沿从初始预制裂纹沿着加载轴方向垂直延伸。图 7 (b) ~ (h) 随着 SCB 试样的切槽倾斜角 β 增大, 裂纹均从预制裂纹尖端向荷载点扩展。因此, 采用 Voronoi 多边形离散的 DDA 方法能够很好地模拟出裂纹扩展路径, 并与已有的试验结果保持一致。

综上所述, Voronoi 多边形离散的 DDA 方法能够较为准确地模拟 PMMA 这类脆性材料的断裂行为。这部分标定工作是后续 DDA 方法模拟动态裂纹扩展的基础。

3 数值试验

本节将基于标定后的参数 (表 2), 用 Voronoi 离散的 DDA 方法模拟自相似裂纹扩展、裂纹分叉和紧凑拉伸试验, 尝试从能量耗散、裂纹扩展形态、裂纹扩展速度等方面, 定性和定量地分析动态裂纹扩展的模拟结果。

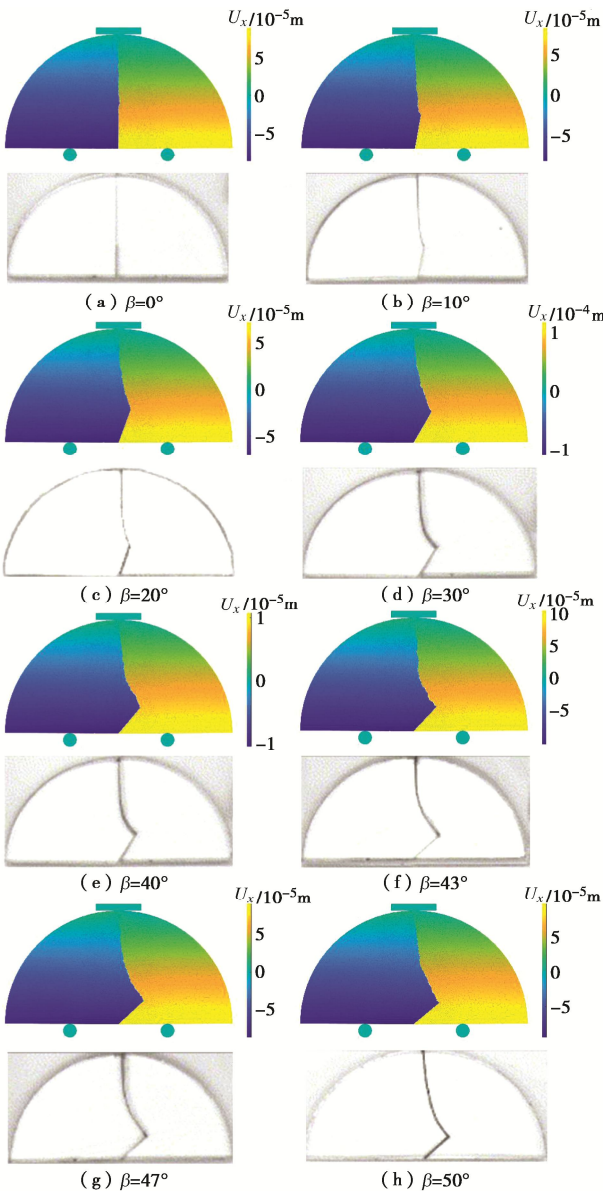


图 7 SCB 模拟的裂纹扩展路径与试验对比

Fig. 7 Comparison of numerical and experimental crack propagation paths

3.1 自相似裂纹动态扩展

建筑结构部件的初始缺陷与整个结构相比非常微小, 在准静态拉伸应力荷载下, 易发生整个结构失效。断裂力学中提出的自发裂纹扩展, 即是这一概念在工程中的体现, 其中 I 型自相似裂纹属于自发裂纹的一种。自相似裂纹的扩展需要满足以下两个条件: 稳定的力场和初始裂纹长度为 0。Xia 等^[22]通过试验对自相似裂纹进行了详细研究。与稳态裂纹不同, 自相似裂纹的断裂能随着裂纹长度增加而增加, 这与静态裂纹扩展相同。

图 8 所示为 $0.3 \text{ m} \times 0.3 \text{ m}$ 的 Voronoi 多边形模型, 模型两端施加拉伸位移荷载 $U_y=0.05 \text{ mm}$, 加载过程中保持准静态施加, 计算采用 DDA 动态计算, 时间步

长为 $1\ \mu\text{s}$ 。在模型中部设置长为 $0.02\ \text{m}$ 的预设节理，预设节理的强度与其他虚节理强度相同，从而保持力场达到稳定前模型的连续性。位移荷载施加过程中通过设置动力系数为 0.95 来消耗多余动能，以保证模型内部应力平衡。在模拟过程中，当力场稳定后，动力系数恢复为 1 ，取消阻尼作用，并将预设裂纹的强度设置为零，实现裂纹的突然释放，以此模拟自发裂纹产生时引发弹性波的传播。图 9 为不同时刻下，裂纹突然产生引起弹性波的速度云图。由于施加的荷载较小，因此无法引发裂纹的继续扩展。在 $100\ \mu\text{s}$ 时，裂纹释放引发的弹性波已经到达上下两端边界。在 $200\ \mu\text{s}$ 时，裂纹引发的弹性波已经到达预制裂纹面。这一结果与 Zhao 等^[8]基于 DLSM 模拟自发裂纹的结果一致。

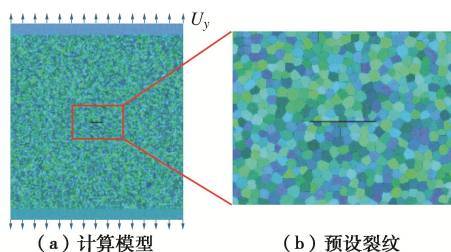


图 8 自相似裂纹动态扩展计算模型

Fig. 8 Dynamic crack propagation model of self-similar crack

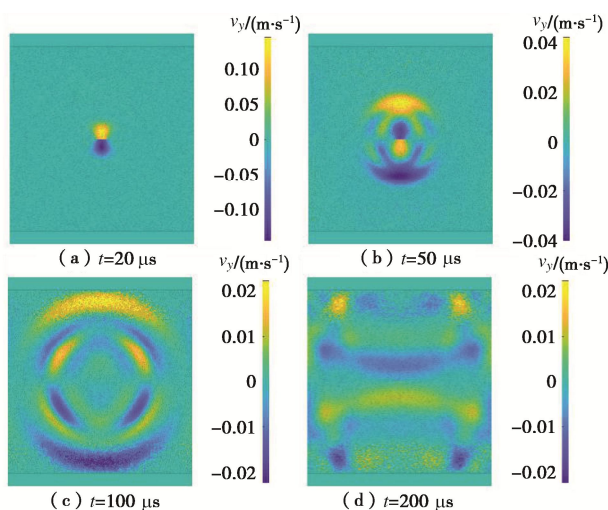


图 9 预加载试样自发裂纹产生引发弹性波的速度云图

Fig. 9 Elastic waves induced by spontaneous crack in a pre-loaded specimen

为研究自相似裂纹的扩展规律，增大模型两端的位移荷载至 $U_y=0.18\ \text{mm}$ ，与前一算例相同，待模型中力场稳定后突然释放预制裂纹。当裂纹尖端的应力状态达到破坏强度时，裂纹将扩展，模拟结果如图 10 所示。随着裂纹的扩展，主裂纹两侧的微裂纹数量增多，最后甚至产生明显的次级宏观裂纹（图 10 (d)）。

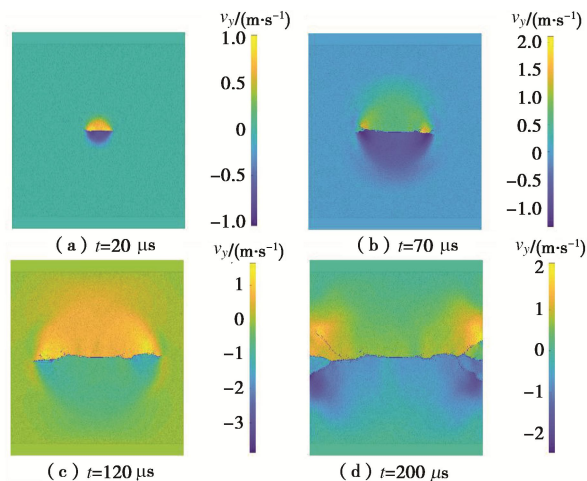


图 10 DDA 模拟的自相似裂纹扩展

Fig. 10 Self-similar crack propagation predicted by DDA

为了分析不同加载位移下的裂纹扩展规律及网格规则性对结果的影响，采用了规则和不规则网格进行模拟，加载位移 $U_y=0.1, 0.14, 0.18\ \text{mm}$ 。其中规则 Voronoi 多边形与正六边形相同，只是将裂纹扩展路径预先设置为直线。如图 11 为时间在 $200\ \mu\text{s}$ 时规则网格和不规则网格在不同位移荷载下的裂纹形态。对于规则 Voronoi 多边形（正六边形）离散模型，荷载增加其破坏形式均与图 11 (a) 相似：主裂纹沿着预制裂纹面进行扩展，并同样伴随有少量微裂纹产生。对于非规则网格，裂纹形态如图 11 (c), (d) 所示，随着位移荷载增大，随机 Voronoi 多边形离散模型的主裂纹周围产生的微裂纹及次级宏观裂纹逐渐增多。这是由于块体和弹簧中存储的弹性能释放，导致主裂纹及其周围的微裂纹产生，并伴随着模型内块体动能的产生和模型的应力重分布。因此对于非规则网格，随着位移荷载增大，模型储存的弹性能越多，转化为模型的动能和微裂纹产生的数量越多，从而保证了自相似裂纹以恒定速度向两侧传播。当荷载足够大时，由于主裂纹两侧的微裂纹逐渐增多，会逐渐形成较明显的次级宏观裂纹，但主裂纹并不会消失。

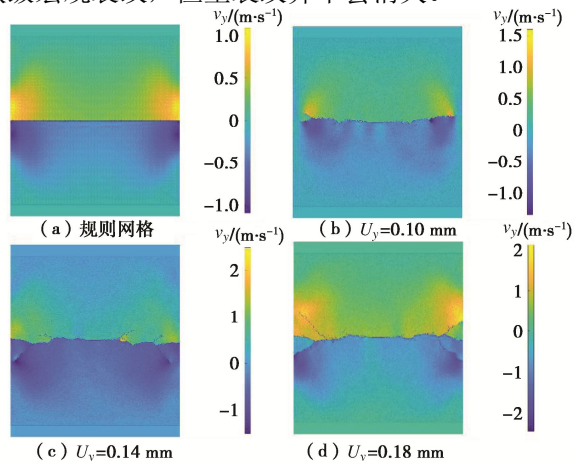


图 11 规则网格的自相似裂纹扩展和不同预荷载下不规则网格的自相似裂纹扩展

Fig. 11 Self-similar crack propagation for both regular and irregular discretizations under different pre-loads

图 12 (a) 为随机 Voronoi 多边形离散模型的裂纹扩展长度与时间关系图。由于力场稳定, 满足自相似裂纹的特征, 其裂纹扩展长度与时间基本呈线性关系, 即裂纹扩展速度是恒定的。位移荷载分别为 $U_y=0.1, 0.14, 0.18$ mm 时, 裂纹扩展速度依次增大分别为 637.06, 700.94, 851.55 m/s。图 12 (b) 为规则 Voronoi 多边形 (正六边形) 离散模型的裂纹扩展长度与时间关系图, 位移荷载分别为 $U_y=0.1, 0.14, 0.18$ mm 时, 裂纹扩展速度依次增大分别为 795.35, 860.65, 990.77 m/s, 同一位移荷载下裂纹扩展速度恒定的规律更加明显。由于规则离散模型产生的微裂纹相比不规则离散模型较少, 因此更多的弹性能转化为裂纹扩展的动能, 造成裂纹扩展速度较快。另外, 由于规则模型的宏观参数和随机模型的宏观参数存在一定的差异, 这也可能导致规则离散模型的裂纹扩展速度高于不规则离散模型。

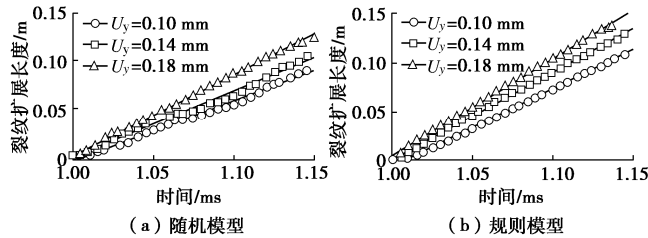


图 12 裂纹扩展长度与时间关系

Fig. 12 Relationship between crack length and time

3.2 裂纹分叉

如图 13 所示为 $0.04 \text{ m} \times 0.1 \text{ m}$ 的矩形平板, 并在轴线处设置长为 $a_0 = 0.05 \text{ m}$ 的预制切槽, 在平板上下边界施加均布力荷载为 $\sigma_0 = 1 \text{ MPa}$ 。模型的微观参数依照标定的表 1 进行取值。模型共有 6180 个多边形块体, 在裂纹扩展路径方向进行了局部加密, 块体尺寸为 $0.5 \sim 2 \text{ mm}$, 选择 DDA 动态计算, 时间步长为 $0.1 \mu\text{s}$ 。

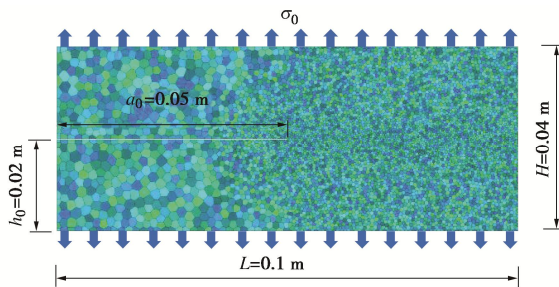


图 13 裂纹分叉数值模型

Fig. 13 Numerical model of crack branching

由于 DDA 中块体为常应变弹性块体, 借鉴 Zhou 等^[23]计算弹性能时的简化公式, 模型中每个块体中储存的弹性能为

$$W_0 = \frac{(1-\nu^2)\sigma_0^2 H}{2E}, \quad (10)$$

式中, E 为块体弹性模量, ν 为块体泊松比。通过改

变施加荷载 σ_0 的大小, 可以改变每个块体中弹性能的大小。当块体存储的弹性能 W_0 全部转化为动态破能 G_c 时, Zhou 等^[23]认为 G_c 会随着裂纹扩展速度增加而增加, 当达到裂纹扩展速度极限值时, G_c 接近于无限大, 从而导致裂纹扩展速度达到极限值。如图 14 (a) 所示, PMMA 材料在较高荷载作用下出现裂纹分叉的现象。在较高的荷载作用下, W_0 值较高而当达到 G_c 时, 裂纹就以相应较快的裂纹速度扩展。并且当 G_c 较高时, 裂纹扩展速度达到极限值, 此时发生裂纹分叉现象。

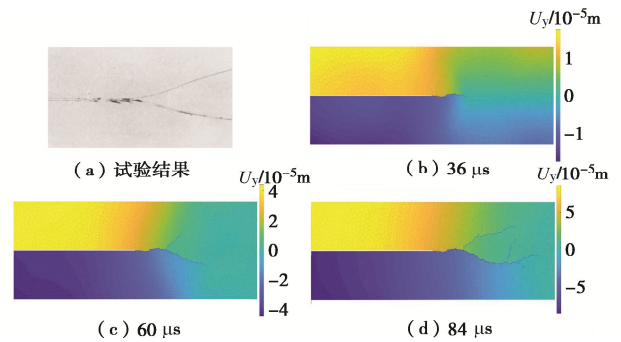


图 14 PMMA 的裂纹扩展与分叉对比

Fig. 14 Crack propagation and branching in PMMA

如图 14 (b) ~ (d) 所示, 试样在 $36 \mu\text{s}$ 时发生裂纹分叉, $60 \mu\text{s}$ 时裂纹以两条宏观裂纹继续扩展, $84 \mu\text{s}$ 时两条主裂纹两侧出现大量分支裂纹和微裂纹。这是由于随着 W_0 增大, 裂纹的 G_c 值也逐渐增大, 裂纹扩展速度加快。当 W_0 无法完全通过 G_c 耗散时, 便通过产生的分支裂纹和微裂纹耗散多余的能量, 这与 Zhou 等^[23]的分析结果相吻合。图 15 对比了 DDA 与扩展有限元 (extended-FEM)^[1]、近场动力学 (peridynamic)^[24]、黏结颗粒模型 (the bond-particle method)^[7]、晶格法 (the lattice-based approach)^[25]等其他数值方法模拟的裂纹扩展速度。对于 DDA 方法, 当施加的荷载超过材料强度时, 发生起裂现象。当裂纹扩展速度到达峰值, 接近材料的 Rayleigh 波速 938 m/s 时, 发生裂纹分叉。对比其他模拟方法发现, DDA 的裂纹传播速度略高于其他数值方法, 接近于 Rayleigh 波速传播。同时, 检测到某些时刻的裂纹扩展速度高于 Rayleigh 波速, 这是由于微裂纹出现可能先于主裂纹, 导致监测到的波速过快, 通过光滑后, 可以避免出现这一问题, 同样的现象也出现在 Remmers 等^[26]的研究中。

3.3 紧凑拉伸试验

为了进一步验证动态裂纹扩展与加载速率的关系, 进行了紧凑拉伸试验的模拟研究。紧凑拉伸试验模型尺寸为 $0.2 \text{ m} \times 0.2 \text{ m}$, 凹槽尺寸为 $0.064 \text{ m} \times 0.018 \text{ m}$ 。模型共 3656 个子块体, 块体尺寸为 $0.5 \sim 4 \text{ mm}$, 采用 DDA 动态计算, 时间步长为 $1 \mu\text{s}$ 。凹槽面一端为固定边界, 另一端施加均匀的速度荷载。模型仍然采用

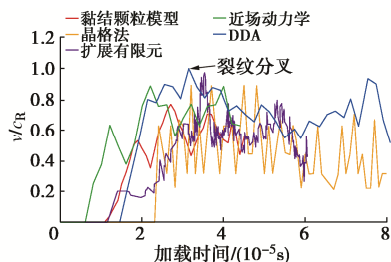


图 15 不同数值方法得到的裂纹扩展速度与时间关系对比图

Fig. 15 Comparison of predicted crack velocity versus time by different numerical methods

PMMA 参数, 施加速度分别为 0.2, 1, 3 m/s。在不同的速度荷载下, 试样出现了不同的裂纹扩展形式。

如图 16 所示, 从上往下试验和模拟的速度荷载逐渐增大。当加载速度较小时, 裂纹扩展形式接近于准静态加载的结果, 即裂纹沿着试样中心扩展; 当加载速度逐渐增大, 裂纹逐渐向加载端方向倾斜, 并当加载速度足够大时, 裂纹会产生分叉现象, 试样的断裂模式逐渐由 I 型断裂向 I-II 混合型转化, 这一结果与已有试验及模拟结果类似^[27]。由于模型凹槽一端固定另一端加载, 随着加载速度的增加, 达到模型强度的应力水平逐渐向加载端靠拢, 因此造成裂纹会逐渐向加载端的方向倾斜的现象。从能量耗散的角度分析, 随着加载速度提高, 模型中储存的弹性能逐渐增大, 当加载速度达到一定值时, 多余的能量通过产生大量微裂纹进行耗散, 因此产生了裂纹分叉现象。

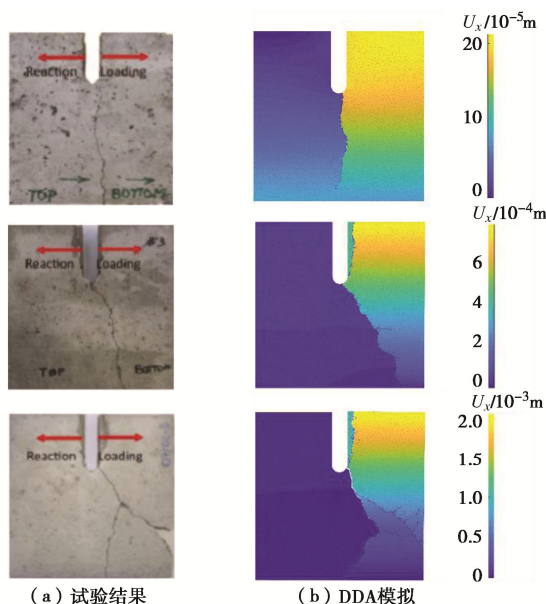


图 16 不同冲击速度下裂纹扩展路径的试验^[27]和模拟结果对比

Fig. 16 Comparison of experimental and simulation results of crack propagation path under different loading velocities

4 结 语

本文基于 Voronoi 多边形离散的 DDA 方法, 通过单轴压缩和带切槽半圆盘断裂试验进行了参数标定。在此

基础上, 尝试定量分析脆性材料的动态裂纹扩展问题。

通过采用均布弹簧处理块体间的接触, 修正后的方法在一定程度上能够解决大量短边优先破坏的情况, 进一步减小 Voronoi 离散的网格依赖性; 通过模拟单轴压缩试验和带切槽巴西半圆盘试验分别对弹性参数和强度参数进行标定, 参数标定是后续定量分析的基础; 基于 Voronoi 多边形离散的 DDA 能够模拟自相似裂纹扩展速度恒定, 以及随荷载增加裂纹扩展速度增加的现象; 对于裂纹分叉试验, DDA 能够模拟裂纹扩展速度达到极限值时, 发生裂纹分叉的现象, 并且之后裂纹扩展速度发生下降; 通过紧凑拉伸试验, 验证了 Voronoi 多边形离散的 DDA 方法能够再现不同加载速度下, 脆性材料产生不同破坏模式的规律。

本文研究中存在的主要问题包括: 由于采用的本构模型没有考虑率效应的影响, 后续需要在本构中考虑率效应的影响; 本文的本构模型采用的是弹脆性本构, 没有考虑损伤弱化, 因此宏观损伤主要体现在微裂纹的增加; 目前采用的强度准则为最大拉应力和摩尔库伦准则, 导致在模拟裂纹扩展时, 微裂纹有可能先于主裂纹出现。

参考文献:

- [1] BELYTSCHKO T, CHEN H, XU J X, et al. Dynamic crack propagation based on loss of hyperbolicity and a new discontinuous enrichment[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2003, **58**(12): 1873 - 1905.
- [2] XU X P, NEEDLEMAN A. Numerical simulations of fast crack growth in brittle solids[J]. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 1994, **42**(9): 1397 - 1434.
- [3] 梁正召, 李连崇, 唐世斌, 等. 岩石三维表面裂纹扩展机理数值模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(10): 1615 - 1622. (LIANG Zheng-zhao, LI Lian-chong, TANG Shi-bin, et al. 3D numerical simulation of growth of surface crack of rock specimens[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(10): 1615 - 1622. (in Chinese))
- [4] 马鹏飞, 李树忱, 袁超, 等. 基于 SED 准则的近场动力学及岩石类材料裂纹扩展模拟[J]. 岩土工程学报, 2021, **43**(6): 1109 - 1117. (MA Peng-fei, LI Shu-chen, YUAN Chao, et al. Simulations of crack propagation in rock-like materials by peridynamics based on SED criterion[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, **43**(6): 1109 - 1117. (in Chinese))
- [5] CUNDALL P A, HART R D. Numerical modelling of discontinua[J]. Engineering Computations, 1992, **9**(2): 101 - 113.
- [6] CUNDALL P A, STRACK O D L. A discrete numerical model for granular assemblies[J]. Géotechnique, 1979, **29**(1):

- 47 - 65.
- [7] KOU M M, LIAN Y J, WANG Y T. Numerical investigations on crack propagation and crack branching in brittle solids under dynamic loading using bond-particle model[J]. *Engineering Fracture Mechanics*, 2019, **212**: 41 - 56.
- [8] ZHAO G F, XIA K W. A study of mode-I self-similar dynamic crack propagation using a lattice spring model[J]. *Computers and Geotechnics*, 2018, **96**: 215 - 225.
- [9] SHI G H. *Manifold Method of Material Analysis*[M]. Minneapolis: Minnesota, 1992: 57 - 76.
- [10] 徐栋栋, 郑宏, 夏开文, 等. 高阶扩展数值流形法在裂纹扩展中的应用[J]. *岩石力学与工程学报*, 2014, **33**(7): 1375 - 1387. (XU Dong-dong, ZHENG Hong, XIA Kai-wen, et al. Application of higher-order enriched numerical manifold method to crack propagation[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2014, **33**(7): 1375 - 1387. (in Chinese))
- [11] SHI G H, GOODMAN R E. Discontinuous deformation analysis. a new method for computing stress, strain and sliding of block systems[J]. *Internal Medicine Journal*, 1988, **44**(3): 309 - 311.
- [12] 王士民, 朱合华, 蔡永昌. 非连续子母块体理论模型研究 (I): 基本理论[J]. *岩土力学*, 2010, **31**(7): 2088 - 2094. (WANG Shi-min, ZHU He-hua, CAI Yong-chang. A discontinuous sub-block model (I): fundamentals[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, **31**(7): 2088 - 2094. (in Chinese))
- [13] 王士民, 朱合华, 蔡永昌. 非连续子母块体理论模型研究 (II): 实例分析[J]. *岩土力学*, 2010, **31**(8): 2383 - 2388. (WANG Shi-min, ZHU He-hua, CAI Yong-chang. A discontinuous sub-block model(II): case analysis[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, **31**(8): 2383 - 2388. (in Chinese))
- [14] NING Y J, YANG J, AN X M, et al. Modelling rock fracturing and blast-induced rock mass failure via advanced discretisation within the discontinuous deformation analysis framework[J]. *Computers and Geotechnics*, 2011, **38**(1): 40 - 49.
- [15] NING Y J, ZHAO Z Y, SUN J P, et al. Using the discontinuous deformation analysis to model wave propagations in jointed rock masses[J]. *CMES-Computer Modeling in Engineering and Sciences*, 2012, **89**(3): 221 - 262.
- [16] 焦玉勇, 张秀丽, 刘泉声, 等. 用非连续变形分析方法模拟岩石裂纹扩展[J]. *岩石力学与工程学报*, 2007, **26**(4): 682 - 691. (JIAO Yu-yong, ZHANG Xiu-li, LIU Quan-sheng, et al. Simulation of rock crack propagation using discontinuous deformation analysis method[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2007, **26**(4): 682 - 691. (in Chinese))
- [17] JIAO Y Y, ZHANG X L, ZHAO J. Two-dimensional DDA contact constitutive model for simulating rock fragmentation[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2012, **138**(2): 199 - 209.
- [18] 徐栋栋, 邬爱清, 李聪, 等. 破裂全过程模拟的改进非连续变形分析方法[J]. *岩土力学*, 2019, **40**(3): 1169 - 1178. (XU Dong-dong, WU Ai-qing, LI Cong, et al. An improved discontinuous deformation analysis method for simulation of whole fracturing process[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2019, **40**(3): 1169 - 1178. (in Chinese))
- [19] XIA M Y, CHEN G Q, YU P C, et al. Improvement of DDA with a new unified tensile fracture model for rock fragmentation and its application on dynamic seismic landslides[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2021, **54**(3): 1055 - 1075.
- [20] 张开雨, 夏开文, 刘丰. 基于 Voronoi 多边形离散的 DDA 方法模拟岩石破坏[J]. *岩石力学与工程学报*, 2021, **40**(4): 725 - 738. (ZHANG Kai-yu, XIA Kai-wen, LIU Feng. Simulation of rock failure by Voronoi-based discontinuous deformation analysis[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2021, **40**(4): 725 - 738. (in Chinese))
- [21] AYATOLLAHI M R, ALIHA M R M, HASSANI M M. Mixed mode brittle fracture in PMMA—An experimental study using SCB specimens[J]. *Materials Science and Engineering: A*, 2006, **417**(1/2): 348 - 356.
- [22] XIA K W, CHALIVENDRA V B, ROSAKIS A J. Observing ideal “self-similar” crack growth in experiments[J]. *Engineering Fracture Mechanics*, 2006, **73**(18): 2748 - 2755.
- [23] ZHOU F H, MOLINARI J F, SHIOYA T. A rate-dependent cohesive model for simulating dynamic crack propagation in brittle materials[J]. *Engineering Fracture Mechanics*, 2005, **72**(9): 1383 - 1410.
- [24] HA Y D, BOBARU F. Characteristics of dynamic brittle fracture captured with peridynamics[J]. *Engineering Fracture Mechanics*, 2011, **78**(6): 1156 - 1168.
- [25] KOSTESKI L, BARRIOS D'AMBRA R, ITURRIOZ I. Crack propagation in elastic solids using the truss-like discrete element method[J]. *International Journal of Fracture*, 2012, **174**(2): 139 - 161.
- [26] RAMULU M, KOBAYASHI A S. Mechanics of crack curving and branching—a dynamic fracture analysis[J]. *International Journal of Fracture*, 1985, **27**(3/4): 187 - 201.
- [27] WANG T, ZHOU M, LI Y Q, et al. Lattice spring model with angle spring and its application in fracture simulation of elastic brittle materials[J]. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, 2020, **106**: 102469.

DOI: 10.11779/CJGE202201013

考虑参数空间变异性的隧道结构变形分析简化方法

张晋彰^{1,2}, 黄宏伟^{*}, 张东明¹, 方国光², 唐冲²

(1. 同济大学土木工程学院, 上海 200092; 2. 新加坡国立大学土木及环境工程系, 新加坡 117576)

摘要: 土体参数具有空间变异性是被广泛接受的,而这种变异性对岩土中结构性能有着重要的影响。随机场理论是一种常用的用来模拟土体参数空间变异性的方法。基于随机场理论,以土体弹性模量的空间变异性为切入点,采用蒙特卡罗方法和有限差分模拟计算相结合的方法,开展隧道水平收敛的随机分析。在大量蒙特卡罗计算基础上,提出了3种简单易用的简化考虑空间变异性的方法,分别为参数折减法、放大系数法和可靠度分项系数标定法。经过对计算结果的统计分析,给出了在土体弹性模量的水平、竖向相关距离及其变异系数的不同组合下3种简化考虑方法的建议值。提出的简化方法可以为空间变异性研究应用到实际工程提供一定的参考。

关键词: 隧道; 空间变异性; 随机场; 相关距离; 简化方法

中图分类号: TU43; U45

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)01-0134-10

作者简介: 张晋彰(1994—),男,博士研究生,主要从事地层变异和参数空间变异对隧道结构变形的影响方面的研究工作。E-mail: zhangjz@tongji.edu.cn。

Simplified methods for deformation analysis of tunnel structures considering spatial variability of soil properties

ZHANG Jin-zhang^{1,2}, HUANG Hong-wei¹, ZHANG Dong-ming¹, PHOON Kok-kwang², TANG Chong²

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Department of Civil and Environmental Engineering, National University of Singapore, 117576, Singapore)

Abstract: The spatial variability of soil properties is widely accepted, and the response of a geo-structure can be significantly affected by the spatial variability of the surrounding soil mass. The random field theory is a popularly used method to simulate the spatial variability of soil properties. The stochastic analysis of horizontal convergence of tunnel is carried out using the random field difference method considering the spatial variability of Young's modulus. The random field difference method is combined with the Monte Carlo method and finite difference simulation based on random field theory. A large number of Monte Carlo simulations are adopted in the proposed random field difference method. Meanwhile, three simple and easy-to-use methods for the spatial variability of soil are proposed: reduction factor method, amplification factor method and reliability partial factor calibration method. Based on the statistical analysis of the calculated results, the suggested values of three simplified analysis methods under different combinations of the horizontal scale of fluctuation, the vertical scale of fluctuation and the coefficient of variation are given. This study may provide references for the application of spatial variability research to practical geotechnical engineering.

Key words: tunnel; spatial variability; random field; scale of fluctuation; simplified method

0 引言

随着城市化的进一步发展,城市隧道建设如火如荼,隧道的变形对于隧道的正常运营至关重要。隧道水平收敛 ΔD_h 作为一个重要的评价指标,常常被用来衡量隧道的运营安全状况^[1]。目前针对隧道开挖造成周边环境的影响及隧道自身形变已经展开了广泛的研究,然而这些研究大多集中在均质土体中,在均质土中得到的隧道变形只是一个平均响应,确定性分析结果可能无法反映真正的破坏机制^[2]。岩土体的形成过

程有着复杂的历史沉积作用,因此岩土参数具有空间变异性特征^[3-5]。同时,土体参数空间变异性对岩土体中结构性能有着不可忽略的影响^[6]。因此,研究土体参数空间变异性对隧道结构变形响应是很有必要的。

为了更好地反映岩土体参数的空间变异性, Vanmarcke^[7]通过引入相关距离和自相关函数来构建

基金项目: 国家自然科学基金项目(52130805, 52022070)

收稿日期: 2021-06-30

*通信作者(E-mail: huanghw@tongji.edu.cn)

了描述岩土体参数空间变异性的随机场模型。近年来, 国内外学者利用随机场方法对空间变异性对岩土结构的影响进行了大量的研究^[6]。随机有限元 (random finite element method, RFEM) 和随机有限差分方法 (random finite difference method, RFDM) 是两种常用的随机场分析方法。使用随机场方法进行的岩土工程问题分析主要集中在边坡的稳定性^[8-9]、地基沉降^[10-11]、基坑开挖^[6, 12]和隧道^[13-14]等领域。对于空间变异性土体中隧道结构的变形而言, 弹性模量和泊松比是两个重要的影响参数。而泊松比的变异性相对较小, 弹性模量的变异性相对较大^[2], 因此更多的学者在研究弹性模量的变异性对隧道结构变形的影响。Huang 等^[2]研究了软土地区土体弹性模量的空间变异性对隧道收敛的影响, 表明忽略弹性模量的空间变异性会低估隧道的收敛变形; 程红战等^[15]利用随机场方法考虑土体参数空间变异性, 构建了隧道下穿建筑物安全性概率评价方法; 王长虹等^[16]分析了岩土体参数空间变异性对盾构隧道开挖下地表沉降的影响。

尽管上述的研究取得了一定的成果, 然而复杂的理论及多次的蒙特卡罗计算对工程师是极不友好的, 这也是空间变异性研究在岩土工程中合理应用的一大障碍。在岩土工程设计中, 工程师更倾向于采用简单的、均质化的土体参数特征值进行隧道变形计算和设计。然而, 如何快速合理地确定土体参数特征值还没有得到很好的研究, 是一个亟待解决的问题。

本文旨在提出合理简化的考虑土体弹性模量参数空间变异性对隧道变形影响的方法, 以便在岩土工程中更好地考虑岩土体参数的空间变异性。通过建立合理有效的隧道开挖数值模拟模型, 较为全面地分析了土体弹性模量的竖向、水平相关距离以及变异系数对隧道水平收敛的影响。本文提出了参数折减法、放大系数法和可靠度分项系数标定法 3 种简化考虑土体参数空间变异性的方法。并在大量随机有限差分计算的基础上, 给出了 3 种简化方法在不同空间变异性条件下对应的参考值。

1 随机有限差分分析

1.1 随机有限差分分析

如上所述, 土体的弹性模量具有显著的空间变异性且对隧道收敛有着重要影响, 因此本文主要对土体的弹性模量进行随机场模拟。根据 Huang 等^[2]建议, 在本文中弹性模量的均值 μ_E 设为 20 MPa, 变异系数 (coefficient of variation, COV) 取 0.1, 0.3 和 0.5, 弹性模量 E 假设服从对数正态分布, 即 $\ln E$ 为正态分布。 $\ln E$ 的标准差以及均值分别为

$$\zeta_{\ln E} = \sqrt{\ln(1 + \text{COV}_E^2)} \quad (1)$$

$$\lambda_{\ln E} = \ln \mu_E - \frac{1}{2} \zeta_{\ln E}^2 \quad (2)$$

波动范围 (scale of fluctuation, SOF) 又称相关距离 (correlation distance, CD) 是岩土参数随机场模型的一个重要概念。空间内两点间的土体参数之间的相关性随着两点之间距离的增大而逐渐减小, 当间距大于某临界距离后, 相关性可以忽略不计, 该临界距离称为相关距离。本文中, 自相关模型采用可分离的指数自相关模型:

$$\rho(\tau_x, \tau_y) = \exp \left[-2 \left(\frac{|\tau_x|}{\delta_h} + \frac{|\tau_y|}{\delta_v} \right) \right] \quad (3)$$

式中 δ_h 和 δ_v 分别为水平和竖向相关距离; τ_x 和 τ_y 分别为空间中两点水平坐标差和竖向坐标差; $\rho(\tau_x, \tau_y)$ 为两点的相关系数。

为了更好地适用随机有限元或随机有限差分模型的计算, 随机场需要先进行离散化处理。本文随机场采用 Karhunen - Loève (K-L) 展开方法进行离散^[17], K-L 展开法是一种常用的随机场离散方法, 同时随机场精度高, 对各向异性适应性好。土体数值模型参数赋值采用中心法, 即每个单元的参数值等于随机场变量在该单元的几何中心点的取值^[18]。

1.2 有限差分数值模型

本文采用的数值模拟模型如图 1 所示, 采用有限差分程序 FLAC^{3D} 软件进行模拟。如图 1(a) 所示, 此数值模型含有 5312 单元和 10842 个节点, 为避免边界对计算变形的影响, 此模型的长为 $9.68D$, 宽度设为 $7.27D$ (D 为上海隧道外径)。本文中考虑的盾构隧道外径 $D = 6.2 \text{ m}$, 衬砌厚度 $t = 0.35 \text{ m}$, 覆盖深度 $H = 16 \text{ m}$, 这样的参数设置在上海地铁隧道中是常见的^[2]。如图 1(b) 所示, 每环衬砌由 6 块混凝土管片组成, 分别为一块封底块 D、两块标准块 B、两块邻接块 L 以及一块封顶块 F 组成。

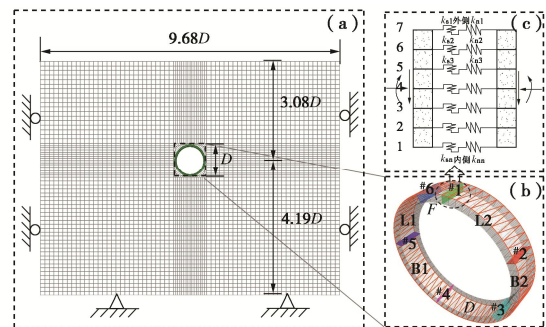


图 1 隧道开挖有限差分模型

Fig. 1 Finite difference model of tunnel

为了更好地对隧道接头进行模拟, 本文采用如图

1 (c) 所示的接头力学模型进行模拟。该接头力学模型在 FLAC^{3D} 中基于接触面单元来实现, 接触面单元依附在接头两侧的管片单元上, 每一个接触面节点均对应一个上述接头力学模型中的组合弹簧^[9]。本文中将纵缝接头离散具有为 7 个节点的接触面单元。根据节点的径向坐标和接头构件的位置, 螺栓由第 2、3 层接触面节点模拟; 传力衬垫由第 6 层接触面节点模拟; 弹性密封垫由第 7 层节点模拟; 剩余节点用以模拟管片混凝土间的接触情况。每一行接触面单元节点可视为一个弹簧, 分配不同的法向刚度 k_n 和剪切刚度 k_s 来表示不同的节点。接触面节点弹簧法向参数设置如表 1 所示, 此模型在前人的研究中已得到了验证^[9], 可以很好地反映隧道接头的力学响应。

表 1 数值模型中接触面参数表

Table 1 Parameters of interface in numerical model

对应节点层	抗拉刚度 $/(GPa \cdot m^{-1})$	抗压刚度 $/(GPa \cdot m^{-1})$	剪切刚度 $(GPa \cdot m^{-1})$
2, 3	5.40	0	0
6, 7	5.40	120	10000
1, 4, 5	0.08	0	0

1.3 工况设置

本文中模拟隧道的衬砌材料的重度为 25 kN/m^3 , 弹性模量为 34.5 GPa , 泊松比为 0.2 。土体的重度 γ 、黏聚力 c 、内摩擦角 φ 、泊松比 ν 和弹性模量 E 分别为 18 kN/m^3 , 25 kPa , 15° , 0.33 和 20 MPa 。本文模拟中, 除弹性模量之外的其它参数在随机有限差分分析中保持不变。表征土体参数空间变异性的 3 个重要参数分别为竖向相关距离 δ_v 、水平相关距离 δ_h 和变异系数 COV。为了更全面地分析弹性模量空间变异性参数对隧道收敛的影响, 本文进行了如表 2 所示的工况设计。COV 分 3 个级别, 分别为 0.1 , 0.3 , 0.5 , 即表 2 中 12 个工况分别和 3 个不同的 COV 值组合一次。工况 ANI 1~6 水平相关距离均为 60 m , 竖向相关距离从 1.5 m 到 60 m 变化, 反映竖向相关距离的影响^[2]; 各向异性系数 δ_h/δ_v 表示土体的各向异性情况。工况 ANI 7-12 和 ANI 1 竖向相关距离均为 1.5 m , 水平相关距离从 1.5 m 到 90 m 变化, 同时各向异性系数与工况 ANI 1~6 保持一致, 反映了水平相关距离的影响。

在概率分析中, 首先要确定蒙特卡罗模拟的运行次数, 以便产生稳定的隧道收敛变形的概率特征值。如果蒙特卡罗模拟次数过少, 则概率较小的事件可能不会发生。相反, 如果运行次数过大, 过大的计算量也是不可接受的。图 2 展示了隧道收敛的均值和标准差 (standard deviation, STD) 随蒙特卡罗模拟次数的变化关系。可以看出, 当模拟次数超过 300 次时, 隧道收敛的均值和标准差都趋于稳定。因此, 本文中蒙

特卡罗模拟次数可设定为 300 次。

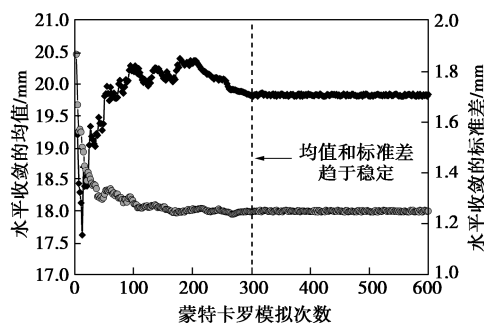


图 2 隧道水平收敛的收敛趋势统计

Fig. 2 Converging trend of ΔD_h statistics

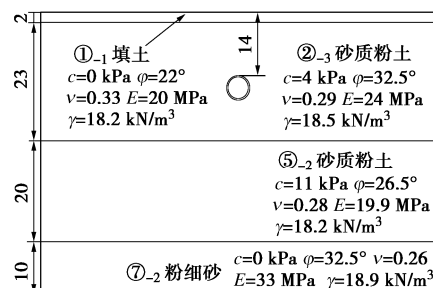
表 2 模拟工况设置

Table 2 Case design of random field

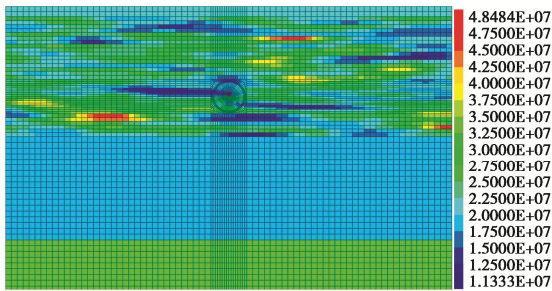
工况	δ_h/m	δ_v/m	δ_h/δ_v	δ_h/D	δ_v/D
ANI-1	60	1.5	40.00	9.68	0.24
ANI-2	60	3.1	19.35	9.68	0.50
ANI-3	60	6.2	9.68	9.68	1.00
ANI-4	60	15	4.00	9.68	2.42
ANI-5	60	30	2.00	9.68	4.84
ANI-6	60	60	1.00	9.68	9.68
ANI-7	90	1.5	60.00	14.52	0.24
ANI-8	29.03	1.5	19.35	4.68	0.24
ANI-9	14.52	1.5	9.68	2.34	0.24
ANI-10	6	1.5	4.00	0.97	0.24
ANI-11	3	1.5	2.00	0.48	0.24
ANI-12	1.5	1.5	1.00	0.24	0.24

2 模型验证及确定性结果分析

为了验证本文模型的有效性, 本节将基于实际工程案例进行对比分析。以上海地铁 10 号线海伦路站到四川北路站区间的部分隧道为原型建立有限差分模型, 隧道埋深和各土层参数如图 3 (a) 所示。衬砌材料属性和 1.3 节介绍的参数保持一致。图 3 (b) 表示的是随机有限差分模拟中的一次实现。在不确定分析中, 由于隧道所在粉质砂土层②₃ 较厚, 只考虑该层的空间变异性, 其他土层简化成均质土层^[2]。根据 Gong 等^[20]的研究, 影响隧道结构变形的土体主要位于隧道周边 1~2 倍隧道直径, 图中隧道所在土层的上下边线距离隧道接近或大于 1 倍隧道直径, 因此该简化合理。本次验证模型有效性过程中, 弹性模量的水平和竖向相关距离分别为 $18, 1.5 \text{ m}$, 变异系数 COV 根据岩土工程勘察报告取 0.26 ^[2]。



(a) 确定性分析 尺寸单位: m



(b) 不确定性分析

图 3 场地分层土弹性模量云图

Fig. 3 E for site-specific case

图 4 统计了本文不确定分析模拟得到的隧道水平收敛 ΔD_h 结果和实际监测以及文献计算结果的对比分析。由图 4 可知, 实际监测的 ΔD_h 均值为 10.70 mm, 本文确定性结果为 10.22 mm, 结果基本保持一致。本文确定性结果 (10.22 mm) 与 Huang 等^[2]的分析结果 (10.00 mm) 相差约 2%, 差异较小。本文确定性计算结果与文献及实测数据的误差均在 5% 以内, 良好的一致性验证了所提出的有限差分模型在确定性分析中的可行性。

如图 4 所示, 水平收敛实测数据由灰色直方表示, 实测数据的 $COV = 0.76$ 。本文计算的均值为 11.46 mm 与实测数据的均值 11.70 mm 比较接近。本文不确定分析 300 次计算结果的 COV 为 0.36, 比实测数据的 0.76 相对较小, 这是因为在数值模拟中无法考虑现场施工和测量过程的不确定性。此外, 借助 Mann-Whitney 检验将本文计算分布与实测数据分布与 Huang 等^[2]模拟结果进行了比对, 得到的假设两组数据差别无显著意义的可能性, 即概率 P 值分别为 0.121 和 0.094, P 值均大于 0.05, 表明样本分布可看作同一分布, 可信度为 95%, 这进一步证明了本文隧道随机有限差分模型的有效性和正确性。

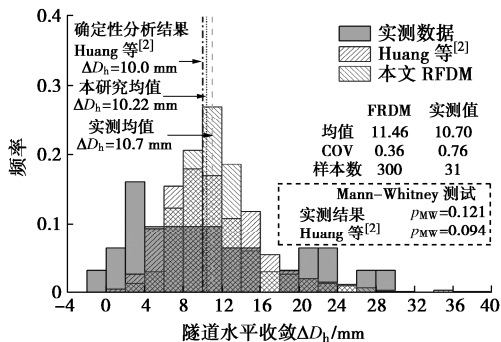


图 4 隧道收敛工程实测数据计算结果直方图对比

Fig. 4 Comparison of histogram of ΔD_h

3 空间变异简化考虑方法

岩土工程设计过程中, 上述如此复杂的不确定性

计算过程显然是不容易被工程师所接受的, 工程师更倾向于使用简单的均质化的参数特征。本文基于随机场理论, 在较全面地分析不同空间变异性参数 (δ_h , δ_v 和 COV) 的各种组合影响下隧道的变形规律之后, 提出了 3 种简单易用的简化考虑空间变异性的方法, 分别为参数折减法、放大系数法和可靠度分项系数标定法。

3.1 参数折减法

参数折减法即将变异性土体等效为均质的土层, 而这时土体弹性模量就相对应的有一个折减系数。在本文系统分析的基础上, 根据不同的水平、竖向相关距离组合下, 确定弹性模量的折减系数来简化的考虑土体的空间变异性。

本文首先建立了均质土体条件下弹性模量和隧道变形的相互关系。在弹性模量均质 20 MPa 的前后进行了从 2.5~130 MPa 共 22 组均质模型的计算, 工况的设置和计算结果如表 3 所示。

表 3 均质模型工况的设置和计算结果

Table 3 Case design and results of deterministic analysis

E/MPa	2.5	5	7.5	10	15	20
$\Delta D_h/mm$	86.18	52.82	38.49	30.43	21.75	17.24
E/MPa	25	30	35	40	45	50
$\Delta D_h/mm$	14.31	12.17	10.76	9.71	8.73	7.97
E/MPa	55	60	65	70	80	90
$\Delta D_h/mm$	7.31	6.76	6.25	5.80	5.09	4.49
E/MPa	100	110	120	130		
$\Delta D_h/mm$	4.03	3.63	3.29	3.01		

图 5 给出了弹性模量和隧道水平收敛的关系曲线, 由图 5 可知, 弹性模量和隧道水平收敛呈现非线性关系。随着弹性模量的增大, 隧道的水平收敛逐渐减少, 尤其在 20 MPa 之前, 隧道的水平收敛快速下降。采用乘幂函数拟合有着很好的拟合效果, 拟合函数的相关系数 R^2 达到 0.9965, 两者的拟合关系表达式为

$$\Delta D_h = 213.61 \times E^{-0.853} \quad (4)$$

通过式 (4) 可以根据水平收敛快速得出相对应的等效弹性模量 E_{eff} 。

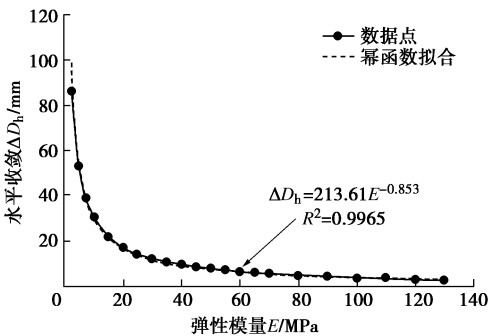


图 5 弹性模量和隧道水平收敛关系

Fig. 5 Relationship between Young's modulus and ΔD_h

本文将等效弹性模量与确定性弹性模量的比值定义为折减系数 α :

$$E_{\text{eff}} = \alpha E_{\text{de}} \quad (5)$$

一般情况下, 谨慎的估计 j 设计值要保证 95% 情况下安全^[21], 对于一些重要的结构, 可以将其设置为 99%。在本节中, 将通过大量计算结果, 统计分析各种不确定分析情况下的 95% 和 99% 置信区间上限, 这里没有选用均值的原因在于均值并不能很好地反映不确定性结果, 均值只是不确定条件下的一个平均反映^[2]。在得到置信区间上限之后, 根据式 (4) 可以得到相对应的等效弹性模量, 进而根据式 (5) 可以得到此变异条件中相对应的弹性模量的折减系数, 结果如表 4, 5 所示。

表 4 竖向相关距离变化下的弹性模量折减系数 ($\delta_h=60\text{ m}$)

Table 4 Reduction factors of E with δ_v ($\delta_h=60\text{ m}$)

置信 区间	COV	竖向相关距离 δ_v/m					
		1.5	3.1	6.2	15	30	60
95%	0.1	0.88	0.86	0.85	0.83	0.79	0.80
	0.3	0.73	0.68	0.65	0.59	0.53	0.55
	0.5	0.60	0.55	0.54	0.42	0.36	0.34
99%	0.1	0.86	0.84	0.84	0.80	0.75	0.77
	0.3	0.69	0.62	0.55	0.52	0.48	0.46
	0.5	0.54	0.49	0.45	0.36	0.31	0.29

表 5 水平相关距离变化下的弹性模量折减系数 ($\delta_h=1.5\text{ m}$)

Table 5 Reduction factors of E with δ_h ($\delta_v=1.5\text{ m}$)

置信 区间	COV	水平相关距离 δ_h/m						
		1.5	3	6	14.52	29.03	60	90
95%	0.1	0.91	0.89	0.89	0.88	0.87	0.88	0.88
	0.3	0.81	0.77	0.74	0.75	0.74	0.73	0.72
	0.5	0.72	0.68	0.62	0.59	0.58	0.60	0.59
99%	0.1	0.90	0.89	0.87	0.86	0.86	0.86	0.87
	0.3	0.79	0.72	0.66	0.72	0.70	0.69	0.69
	0.5	0.69	0.62	0.58	0.53	0.46	0.54	0.54

为了更加形象而细致地表示在不同水平和竖向相关距离组合下弹性模量的折减系数的取值, 根据现有折减系数的计算结果, 绘制了不同组合下的弹性模量的折减系数云图, 如图 6 所示。图 6 (a), (c) 和 (e) 表示的是在 95% 置信区间下弹性模量 COV 分别为 0.1, 0.3, 0.5 的折减系数云图, 图 6 (b), (d), (f) 为 99% 置信区间下的折减系数云图。由图 6 可知, 弹性模量 COV 对折减系数有显著的影响。COV 为 0.1 时, 折减系数最大约为 0.75; COV 为 0.3 和 0.5 时, 折减系数最大值分别为 0.5 和 0.3。相对于置信区间的影响而, COV 的影响要更大一点。同时, 本文得到的弹性模量的折减系数分布图对于实际工程有一定的借鉴作用, 可以方便工程师简化的考虑参数空间变异性的影响。

3.2 放大系数法

参数折减法是通过弹性模量的折减系数来考虑参数空间变异性的影响, 而放大系数法是通过计算结

果 (隧道的水平收敛值) 进行不同程度的放大来达到简化考虑空间变异性的效果。在以往相关的研究中可以看到, 考虑空间变异性的情况下, 计算结果的均值在一定程度比确定性结果要大^[2, 12], 本文提出的放大系数法可以很好地反映这个放大效应。因此, 本文在大量计算的基础上, 同样采用 95% 和 99% 置信区间上限作为评估指标, 对放大系数进行定义:

$$L_{\text{up}} = \beta L_{\text{de}} \quad (6)$$

式中, L_{up} 为隧道水平收敛计算得到的置信区间上限, L_{de} 为隧道收敛的确定性分析结果。两者的比值即为此不确定性条件下放大系数的取值, 在传统确定性设计基础上, 通过对计算结果进行不同程度的放大来实现对空间变异性的简化考虑。

表 6, 7 分别给出了考虑竖向和水平相关距离变化下的隧道收敛放大系数。图 7 给出了不同空间变异性条件下放大系数分布图。图 7 (a), (b) 是 COV 为 0.1 情况下选用 95% 和 99% 置信区间上限情况下得到的水平收敛放大系数。由图 7 可知, 放大系数最大取值只有 1.25 左右, 即在 COV 比较小的情况下, 隧道收敛的放大系数相对也较小, COV 对放大系数的结果有较大的影响。

表 6 竖向相关距离变化下的隧道收敛放大系数 ($\delta_h=60\text{ m}$)

Table 6 Amplification factors of ΔD_h with δ_v ($\delta_h=60\text{ m}$)

置信 区间	COV	竖向相关距离 δ_v/m					
		1.5	3.1	6.2	15	30	60
95%	0.1	1.07	1.09	1.10	1.13	1.18	1.16
	0.3	1.26	1.34	1.38	1.52	1.64	1.59
	0.5	1.50	1.61	1.64	2.00	2.31	2.41
99%	0.1	1.09	1.11	1.12	1.17	1.23	1.20
	0.3	1.32	1.44	1.61	1.67	1.81	1.88
	0.5	1.64	1.76	1.89	2.30	2.65	2.77

表 7 水平相关距离变化下的隧道收敛放大系数 ($\delta_h=1.5\text{ m}$)

Table 7 Amplification factor of ΔD_h with δ_h ($\delta_v=1.5\text{ m}$)

置信 区间	COV	水平相关距离 δ_h/m						
		1.5	3	6	14.52	29.03	60	90
95%	0.1	1.04	1.06	1.06	1.08	1.08	1.07	1.08
	0.3	1.15	1.20	1.24	1.23	1.25	1.26	1.27
	0.5	1.28	1.34	1.45	1.50	1.53	1.50	1.50
99%	0.1	1.05	1.07	1.08	1.09	1.09	1.09	1.08
	0.3	1.18	1.27	1.37	1.27	1.30	1.32	1.32
	0.5	1.32	1.44	1.54	1.64	1.85	1.64	1.62

图 7 (c), (e) 为 COV 取 0.3 和 0.5 情况下选用 95% 置信区间上限得到的结果。由图可知, 随着 COV 的增大, 放大系数的取值也在明显增大。在 COV

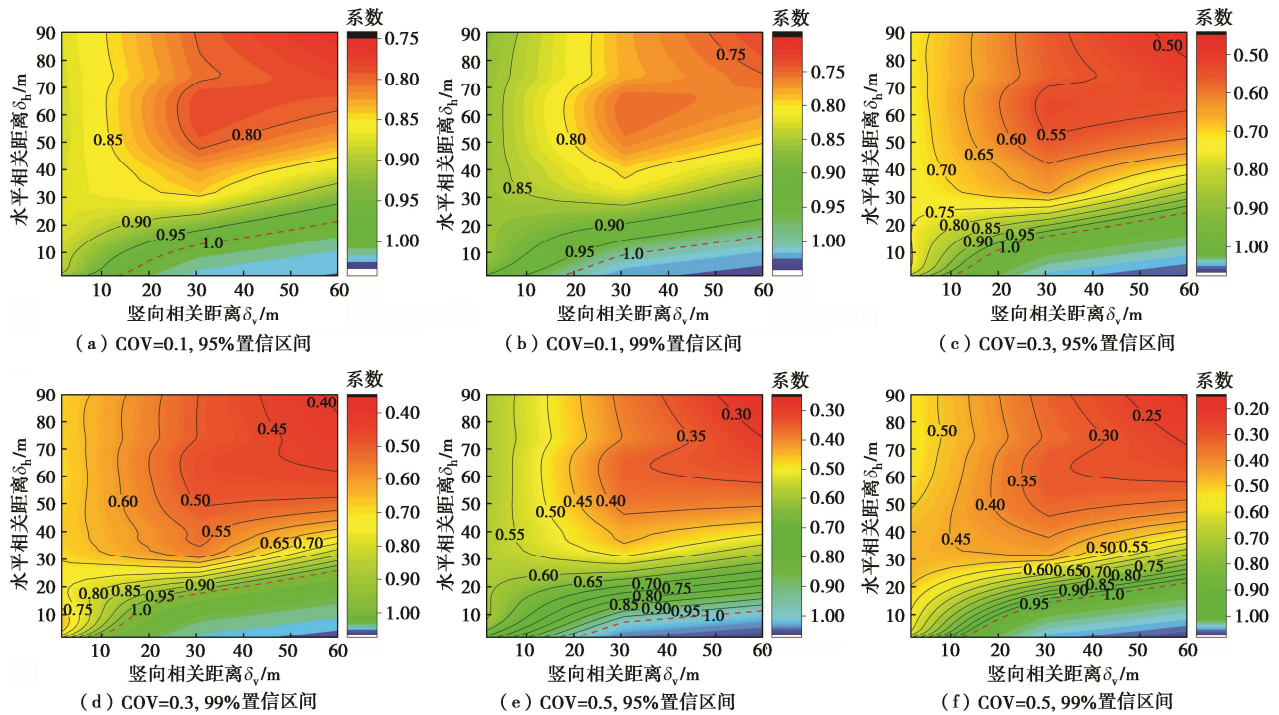


图 6 不同空间变异性条件下弹性模量折减系数分布图

Fig. 6 Reduction factors incorporating different randomness levels

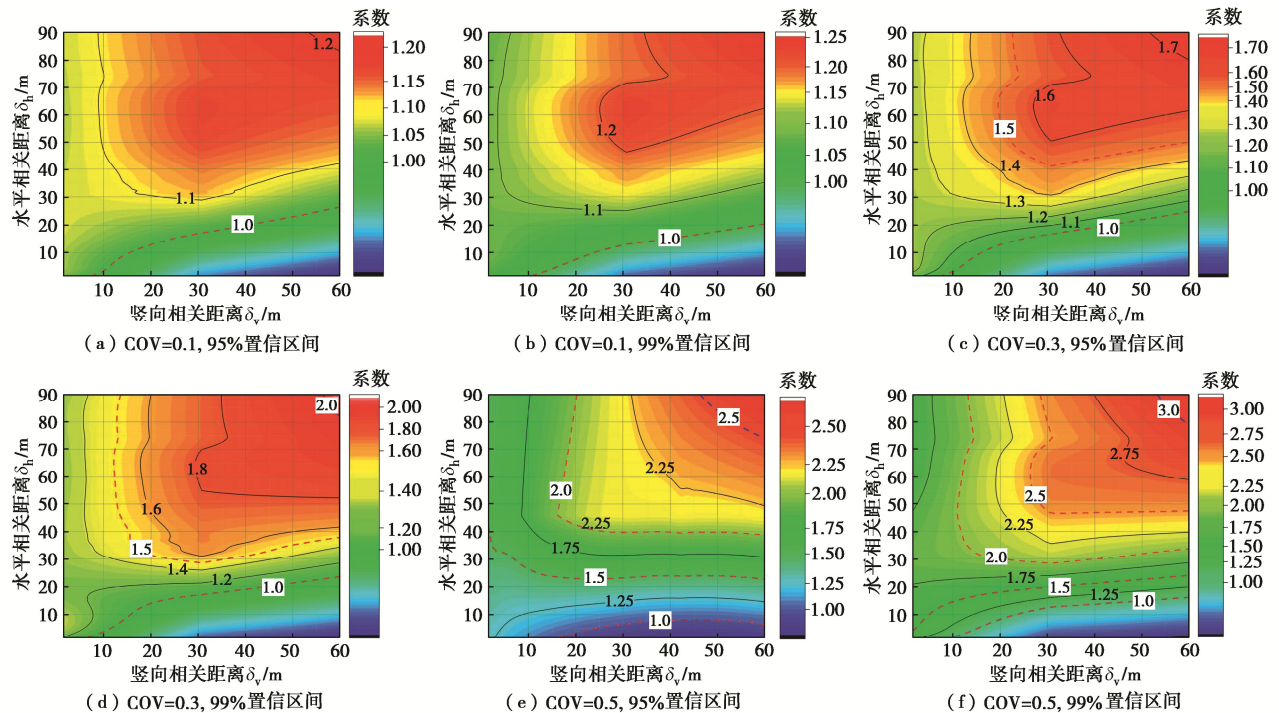


图 7 不同空间变异性条件下隧道收敛放大系数分布图

Fig. 7 Amplification factors incorporating different randomness levels

为 0.5 的情况下, 放大系数的取值达到了 2.5 左右。而由图 7 (f), 选用 99%置信区间上限时, 放大系数的取值为 3.0 左右。总体而言, 随着水平和竖向相关距离的增大, 放大系数也有一定程度的增大。图 7 可在实际工程中考虑空间变异性做参考, 只需在原有设

计计算的基础上, 增加一个放大系数, 方便工程师使用。

3.3 可靠度分项系数标定法

为考虑岩土参数不确定性给工程安全带来的影响, 可靠度设计方法被引入到岩土工程中来, 根据经

典概率统计理论,采用可靠度指标或失效(超越)概率来反映工程结构的安全性。对于隧道水平收敛,假设影响隧道水平收敛的随机变量参数向量为 θ ,其可靠度极限状态方程可表示为

$$g(\theta)=s-[s] \quad (7)$$

式中, s 为隧道水平收敛, $[s]$ 为水平收敛容许值。

根据可靠度理论,考虑到满足隧道水平收敛控制的性能要求时,常关注水平收敛的超越概率,即极限状态方程对应的失效概率。失效概率与可靠度指标之间的关系为

$$p_f = p(g(\theta) < 0) = \phi(-\beta) \quad (8)$$

式中, p_f 为失效概率, β 为可靠度指标。

对于隧道水平收敛而言,采用极限状态方程的全概率设计方法,概念复杂计算繁多,不利于工程人员使用,故一般采用半概率的分项系数设计法。分项系数法将复杂的概率分析简化为对设计参数赋予一定的设计余量,其设计公式可表示为

$$\gamma s \leq s^* \quad (9)$$

式中, γ 为计算分项系数, s 为确定性分析的隧道水平收敛值, s^* 为特定可靠度指标下的设计验算点。通过式(9),可得到分项系数的计算公式:

$$\gamma = s^* / s \quad (10)$$

使用分项系数设计法,可以降低工程设计人员的理解难度,并减少设计计算的工作量。基于可靠度理论对分项系数进行标定,使之满足对应设计可靠度目标要求,可以更方便地应用于工程设计。

表8,9分别给出了是竖向及水平相关距离和COV变化情况下的可靠度分项系数标定值。由表8,9可知,最小的标定值为1.11,最大为5,可靠度指标越大,

COV越大,相对应的分项系数标定值也越大。同时,对比表8,9可以看到,水平相关距离变化过程中最小值和最大值分别为1.06和2.04。由此可见,竖向相关距离对隧道水平收敛可靠度分项系数标定值的影响显著大于水平相关距离的影响。

综合考虑可靠度指标,不同空间变异性条件下隧道收敛可靠度分项系数分布图如图8所示。图8(a)~(c)给出了COV为0.3情况下可靠度指标为2.7,3.2,3.7的分项系数标定结果,图8(d)~(f)为COV为0.5时的结果。COV为0.1时,可靠度分项系数介于1.0~1.4,变化相对较小,因此在图8中没有展示COV=0.1的结果。在图8基础上,工程师可以根据不同的可靠度指标及不同的变异性条件,选择适当的分项系数来简化考虑参数空间变异性的影响。

4 隧道埋深的影响

为了验证上述方法的适用性,本节将分别考虑隧道埋深(拱顶到地表距离)浅埋、中埋和深埋3种情况,对提出的3种简化方法进行考虑。根据Huang等^[22]研究,浅埋取隧道覆土厚度7 m,中埋为前面章节介绍的埋深16 m,深埋取25 m,相对应的3种埋深情况下与隧道直径的比值分别为1.13,2.58,4.03。同时上海隧道埋深范围在3~30 m^[23],3种埋深条件的选取也满足上海隧道埋深实际情况。

3种埋深确定性分析条件下,模型边界、土体参数、隧道参数都与前文介绍的参数保持一致,仅隧道埋深不同。在确定性分析结果中,隧道的埋深对收敛有着显著的影响,浅埋隧道水平收敛为13.60 mm,深埋为35.93 mm。由计算结果可求得,浅埋和深埋情况下隧道水平收敛结果的95%置信区间上限分别为17.14,

表8 竖向相关距离变化下可靠度分项系数标定 ($\delta_h=60$ m)

Table 8 Partial factors of reliability with δ_h ($\delta_h=60$ m)

竖向相关 距离/m	COV=0.1			COV=0.3			COV=0.5		
	$\beta=2.7$	$\beta=3.2$	$\beta=3.7$	$\beta=2.7$	$\beta=3.2$	$\beta=3.7$	$\beta=2.7$	$\beta=3.2$	$\beta=3.7$
1.5	1.11	1.13	1.15	1.34	1.41	1.47	1.69	1.82	1.97
3.1	1.13	1.15	1.18	1.50	1.60	1.72	1.88	2.07	2.29
6.2	1.14	1.17	1.20	1.62	1.76	1.92	2.03	2.28	2.56
15	1.19	1.23	1.26	1.76	1.94	2.14	2.52	2.94	3.43
30	1.26	1.31	1.36	1.99	2.24	2.53	3.02	3.64	4.40
60	1.27	1.32	1.38	2.01	2.27	2.57	3.32	4.08	5.00

表9 水平相关距离变化下可靠度分项系数标定 ($\delta_h=1.5$ m)

Table 9 Partial factors of reliability with δ_h ($\delta_h=1.5$ m)

竖向相关 距离/m	COV=0.1			COV=0.3			COV=0.5		
	$\beta=2.7$	$\beta=3.2$	$\beta=3.7$	$\beta=2.7$	$\beta=3.2$	$\beta=3.7$	$\beta=2.7$	$\beta=3.2$	$\beta=3.7$
1.5	1.06	1.07	1.08	1.19	1.22	1.26	1.37	1.43	1.49
3	1.08	1.09	1.10	1.28	1.33	1.38	1.45	1.53	1.61
6	1.09	1.11	1.12	1.34	1.40	1.46	1.59	1.70	1.82
14.5	1.10	1.12	1.14	1.35	1.41	1.48	1.70	1.85	2.00
29	1.11	1.13	1.15	1.34	1.41	1.47	1.73	1.88	2.04
60	1.11	1.13	1.15	1.34	1.41	1.47	1.69	1.82	1.97
90	1.11	1.13	1.15	1.36	1.42	1.50	1.67	1.81	1.95

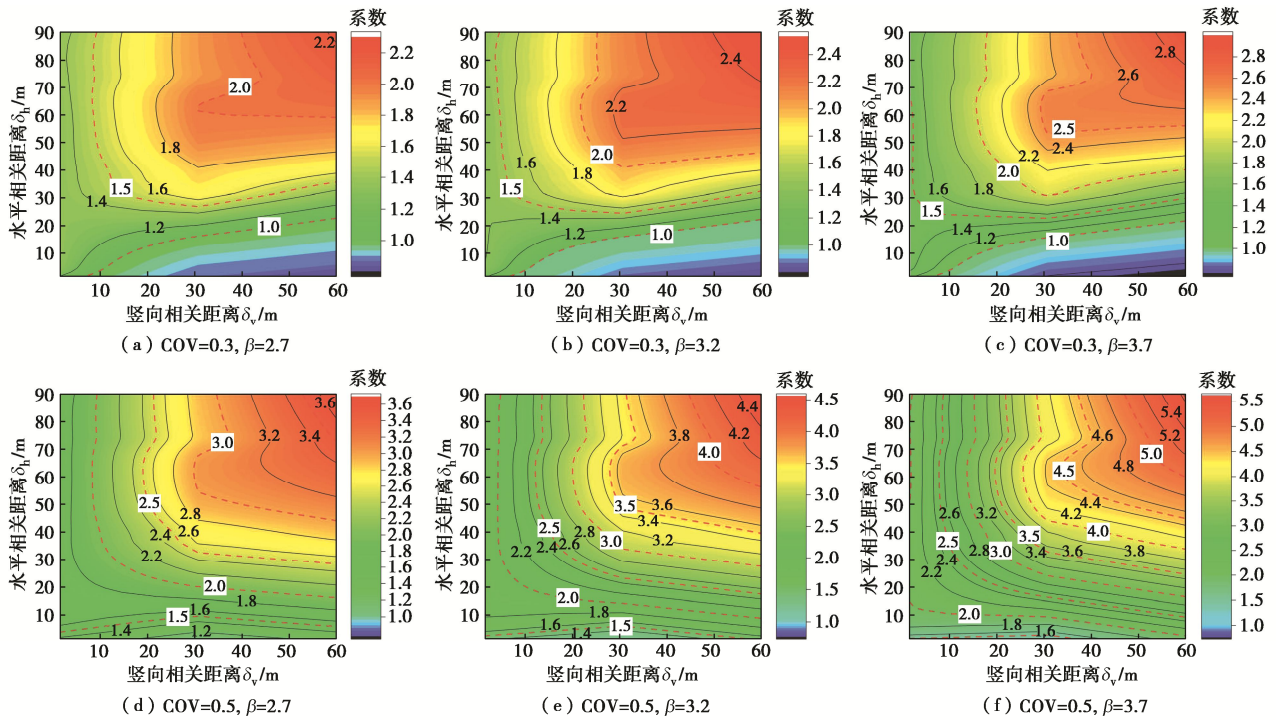


图 8 不同空间变异性条件下隧道收敛可靠度分项系数分布图

Fig. 8 Values of partial factors of reliability incorporating different randomness levels

44.89 mm。

图 9 (a) 为在浅埋、中埋和深埋条件下隧道收敛实际数据频率分布直方图, 深埋情况下隧道收敛值显著大于中埋、浅埋, 分布范围也更广。由于数据相对差值较大, 本文采用最大最小法对不同埋深条件下隧道收敛进行归一化比较, 如图 9 (b) 所示, 可以看出归一化之后的 3 种埋深条件下的分布曲线差异不大, 埋深越大, 分布范围越大, 同时均值相对越小。从归一化的结果分析可知, 埋深对隧道收敛的分布类型影响不大。埋深对 3 种简化方法标定的具体结果分析如下。

对于参数折减法, 需要通过置信区间上限的隧道收敛结果反求对应的等效弹性模量值, 本节中采用前文介绍的方法对等效模量进行了标定, 浅埋和深埋对应的值分别为 15.32, 15.41 MPa。相应的, 可以计算得到浅埋和深埋条件下对应的折减系数分别为 0.76 和 0.77。中埋隧道的折减系数为 0.73, 前深埋误差分别为 4.10% 和 5.48%, 如表 10 所示。绝对误差值为 0.03 和 0.04, 误差较小, 因此对于参数折减法, 不同埋深的影响相对较小。对于放大系数法, 如表 10 所示, 浅埋、中埋和深埋的放大系数分别为 1.26, 1.26 和 1.25。浅埋和深埋结果相对于中埋隧道结果的误差为均小于 1%, 误差可忽略。对于可靠度分项系数, 这里选用了和前文介绍一样的 3 个可靠度指标进行比较, 浅埋和

深埋情况下误差都在 2% 以内, 绝对误差最大也只有 0.03, 误差可接受。综上所述, 可认为隧道埋深对本文提出的 3 种简化考虑空间变异性的方法影响较小, 本文得到的结果对不同隧道埋深有一定的适用性。

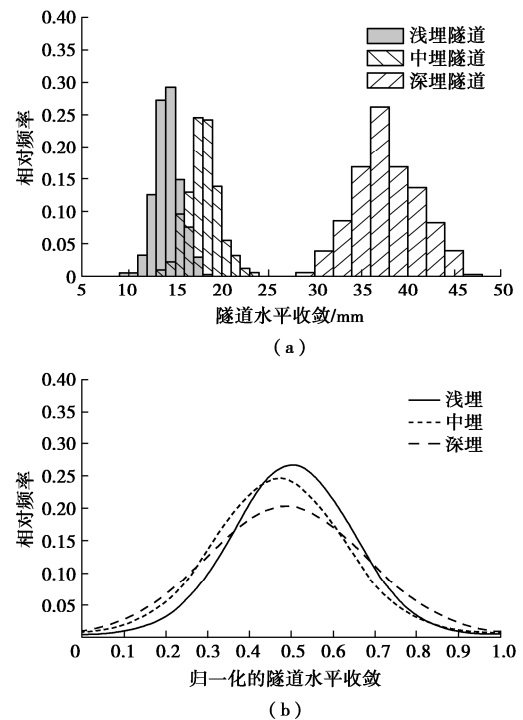


图 9 不同埋深对隧道收敛的影响

Fig. 9 Effects of tunnel depth on horizontal convergence

表 10 不同埋深下 3 种方法结果对比($\delta_h=60$ m, $\delta_v=1.5$ m)

Table 10 Comparison of results of three methods at different

depths ($\delta_h=60$ m, $\delta_v=1.5$ m)

置信 区间	方法	浅埋	中埋	深埋	浅埋误 差/%	深埋误 差/%	
95%	参数折减法	0.76	0.73	0.77	4.10	5.48	
	放大系数法	1.26	1.26	1.25	0	0.79	
	可靠度分 项系数法	$\beta=2.7$	1.36	1.34	1.33	1.49	0.75
		$\beta=3.2$	1.43	1.41	1.40	1.42	0.71
		$\beta=3.7$	1.50	1.47	1.46	2.04	0.68

5 结 论

本文以土体弹性模量空间变异性对隧道的影响为切入点, 利用随机有限差分分析方法对隧道水平收敛进行了随机分析, 同时提出了 3 种简化考虑参数空间变异性方法, 分别为参数折减法、放大系数法和可靠度分项系数标定法。在大量计算的基础上, 对 3 种方法下不同变异性条件的系数进行了标定, 以方便工程应用, 得到以下 4 点结论。

(1) 土体弹性模量的空间变异性对隧道收敛有着重要的影响, COV 的影响相对于相关距离的影响要大。使用 95%或 99%置信区间上限作为衡量此空间变异性条件下对隧道影响大小的指标, 相较于均值可以较好的反映隧道收敛的分布情况。

(2) 参数折减法即将变异性土体等效为均质的土层, 确定隧道收敛和弹性模量的关系, 统计各变异条件下置信区间上限, 反求等效弹性模量值, 等效弹性模量与确定性条件下弹性模量值的比值即为折减系数。COV 为 0.1, 0.3 和 0.5 情况下, 折减系数最小可取到 0.75, 0.4 和 0.2。

(3) 放大系数法是通过确定性分析结果进行不同程度的放大来达到简化考虑空间变异性的效果。置信区间上限结果与确定性分析的隧道收敛值的比值作为放大系数。COV 为 0.5 时, 最大的放大系数取值约为 3.0。

(4) 可靠度分项系数标定法通过对各变异性条件下的计算结果进行统计分析得到不同可靠度指标下的隧道收敛特征值, 特征值与确定性结果的比值即为分项系数标定值。在 COV 为 0.5, 可靠度指标 3.7 的情况下, 分项系数标定值最大为 5.5 左右。

本文 3 种简化方法的标定值是通过计算隧道收敛得到的, 因此仅适用于变异地层中的隧道收敛问题。但简化方法的概念是可以适用于其他岩土工程的, 只需要对相应问题进行对应标定即可。

参考文献:

- [1] HUANG H W, SHAO H, ZHANG D M, et al. Deformational responses of operated shield tunnel to extreme surcharge: a case study[J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2017, 13(3): 345 - 360.
- [2] HUANG H W, XIAO L, ZHANG D M, et al. Influence of spatial variability of soil Young's modulus on tunnel convergence in soft soils[J]. Engineering Geology, 2017, 228: 357 - 370.
- [3] PHOON K K, KULHAWY F H. Characterization of geotechnical variability[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1999, 36(4): 612 - 624.
- [4] ZHANG J Z, HUANG H W, ZHANG D M, et al. Quantitative evaluation of geological uncertainty and its influence on tunnel structural performance using improved coupled Markov chain[J]. Acta Geotechnica, 2021, 16: 3709 - 3724.
- [5] 陶袁钦, 孙宏磊, 蔡袁强. 考虑约束的贝叶斯概率反演方法[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(1): 1878 - 1886. (TAO Yuan-qin, SUN Hong-lei, CAI Yuan-qiang. Bayesian back analysis considering constraints[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2021, 43(1): 1878 - 1886. (in Chinese))
- [6] ZHANG W G, HAN L, GU X, et al. Tunneling and deep excavations in spatially variable soil and rock masses: a short review[J/OL]. Underground Space, 2020: [2020-12-07]. <http://doi.org/10.1016/j.undsp.2020.03.003>.
- [7] VANMARCKE E H. Probabilistic modeling of soil profiles[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1977, 103(11): 1227 - 1246.
- [8] LI D Q, JIANG S H, CAO Z J, et al. A multiple response-surface method for slope reliability analysis considering spatial variability of soil properties[J]. Engineering Geology, 2015, 187: 60 - 72.
- [9] 蒋水华, 刘 贤, 黄发明, 等. 考虑多参数空间变异性的降雨入渗边坡失稳机理及可靠度分析[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(5): 900 - 907. (JIANG Shui-hua, LIU Xian, HUANG Fa-ming, et al. Failure mechanism and reliability analysis of soil slopes under rainfall infiltration considering spatial variability of multiple soil parameters[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(5): 900 - 907. (in Chinese))
- [10] CHING J, HU Y G, PHOON K K. Effective Young's modulus of a spatially variable soil mass under a footing[J]. Structural

- Safety, 2018, **73**: 99 – 113.
- [11] LI J H, ZHOU Y, ZHANG L L, et al. Random finite element method for spudcan foundations in spatially variable soils[J]. Engineering Geology, 2016, **205**: 146 – 155.
- [12] LUO Z, LI Y X, ZHOU S H, et al. Effects of vertical spatial variability on supported excavations in sands considering multiple geotechnical and structural failure modes[J]. Computers and Geotechnics, 2018, **95**: 16 – 29.
- [13] CHEN F Y, WANG L, ZHANG W G. Reliability assessment on stability of tunnelling perpendicularly beneath an existing tunnel considering spatial variabilities of rock mass properties[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, **88**: 276 – 289.
- [14] ZHANG J Z, HUANG H W, ZHANG D M, et al. Effect of ground surface surcharge on deformational performance of tunnel in spatially variable soil[J]. Computers and Geotechnics, 2021, **136**: 104229.
- [15] 程红战, 陈健, 胡之锋, 等. 考虑参数空间变异性的隧道下穿建筑物安全性评价[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(增刊 2): 75 – 78. (CHENG Hong-zhan, CHEN Jian, HU Zhi-feng, et al. Evaluation of safety of buildings above tunnels accounting for spatial variability of soil properties[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(S2): 75 – 78. (in Chinese))
- [16] 王长虹, 朱合华, 徐子川, 等. 考虑岩土参数空间变异性的盾构隧道地表沉降分析[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(2): 270 – 277. (WANG Chang-hong, ZHU He-hua, XU Zi-chuan, et al. Ground surface settlement of shield tunnels considering spatial variability of multiple geotechnical parameters[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(2): 270 – 277. (in Chinese))
- [17] 谭晓慧, 董小乐, 费锁柱, 等. 基于KL展开的可靠度分析方法及其应用[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(5): 808 – 816. (TAN Xiao-hui, DONG Xiao-le, FEI Suo-zhu, et al. Reliability analysis method based on KL expansion and its application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(5): 808 – 816. (in Chinese))
- [18] CHING J, HU Y G. Effect of element size in random finite element analysis for effective Young's modulus[J]. Mathematical Problems in Engineering, 2016, **2016**: 1 – 10.
- [19] ZHANG D M, LIU Z S, WANG R L, et al. Influence of grouting on rehabilitation of an over-deformed operating shield tunnel lining in soft clay[J]. Acta Geotechnica, 2019, **14**(4): 1227 – 1247.
- [20] GONG W P, LUO Z, JUANG C H, et al. Optimization of site exploration program for improved prediction of tunneling-induced ground settlement in clays[J]. Computers and Geotechnics, 2014, **56**: 69 – 79.
- [21] JIN D L, SHEN Z C, YUAN D J. Effect of spatial variability on disc cutters failure during TBM tunneling in hard rock[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2020, **53**(10): 4609 – 4621.
- [22] HUANG Z K, PITILAKIS K, TSINIDIS G, et al. Seismic vulnerability of circular tunnels in soft soil deposits: The case of Shanghai metropolitan system[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2020, **98**: 103341.
- [23] 邵华. 上海地铁盾构隧道变形机理及无线传感方法研究[D]. 上海: 同济大学, 2018. (SHAO Hua. Analysis of Deformation Mechanism and Wireless Sensing Method of Shield Tunnel for Shanghai Metro[D]. Shanghai: Tongji University, 2018. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202201014

拱坝坝肩多块体滑动的三维极限平衡分析方法

孙平, 张强*, 陈祖煜, 王玉杰

(中国水利水电科学研究院岩土工程研究所, 北京 100044)

摘要: 多块体滑动是拱坝坝肩一种常见且重要的失稳模式, 目前已建立的各种稳定分析方法, 普遍存在一定的缺陷或局限性, 如必须引入大量假定才能使问题变为静定可解, 或仅讨论了各块体的滑动模式为沿底滑面与侧滑面交线的双面滑动的情况等, 不适合拱坝坝肩多块体滑动问题的求解。提出了一种理论基础严格、计算步骤相对简单的三维稳定分析方法, 即针对滑体中各块体的滑动模式分别为双面滑动与单面滑动两种情况, 通过建立各块体在 3 个方向的静力平衡方程与相邻块体之间的位移协调方程, 使安全系数的求解归结于一个含若干个自由度的极小值问题, 结合全局最优化方法可获得较好的收敛性。将该方法应用于典型三维楔体与小湾拱坝坝肩的稳定分析, 验证了其合理性与实用性。该方法是二维 Sarma 法在三维多块体领域的扩展, 在理论上获得塑性力学上限定理的支持。同时, 该方法还给出了三维多块体串联滑动问题的闭合解求解方法, 可为各种三维边坡稳定分析程序的合理性验证提供考核算例。

关键词: 拱坝; 坝肩稳定; 多块体滑动; 三维极限平衡法; 位移协调

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)01-0144-09

作者简介: 孙平(1976—), 男, 博士, 正高级工程师, 主要从事大坝与高边坡稳定、变形方面的研究工作。E-mail: sunping@iwhr.com。

Three-dimensional rigid limit equilibrium analysis method for multi-block sliding in arch dam abutment

SUN Ping, ZHANG Qiang, CHEN Zu-yu, WANG Yu-jie

(Institute of Geotechnical Engineering, China Institute of Water Resource and Hydropower Research, Beijing 100044, China)

Abstract: Multi-block sliding is a common and important failure mode in arch dam abutment. The current stability analysis methods established generally have certain deficiencies: a lot of assumptions must be introduced to make the problem static, or some methods only discuss that the sliding mode of the individual block is double-face sliding along the bottom and lateral slip surface. These methods are not suitable for solving the multi-block sliding problems of arch dam abutment. A new 3D limit equilibrium method with a strict theoretical basis and simple calculation steps is proposed. More specifically, considering that the sliding mode of each block is double-face sliding and single-face sliding, the method involves converting the multi-block stability analysis to a non-linear minimum problem containing several degrees of freedom by creating the equations for static equilibrium along x , y and z directions of each block and the equation for displacement compatibility of two adjacent blocks, thus good convergence can be obtained by combining with the global optimization methods. The method proposed is applied to a 3D wedge problem and the abutment stability of Xiaowan arch dam, so the validity and practicability are verified. The method is actually an extension of 2D Sarma method in 3D multi-block field, and is theoretically supported by the upper bound theorem of plasticity. Meanwhile, it gives the closed solution method for multi-block series sliding problems, and can provide an example for the rationality verification of various 3D slope stability programs.

Key words: arch dam; abutment stability; multi-block sliding; 3D rigid limit equilibrium method; displacement compatibility

0 引言

拱坝坝肩抗滑稳定分析是拱坝设计与建设中面临的关键技术问题之一, 尤其是对于修建在复杂岩石地基上的特高拱坝, 坝肩岩体内部发育的不同地质成因的断层、节理、软弱夹层等地质缺陷, 往往会成为影响坝肩稳定的控制性因素, 严重时可能会导致坝体

开裂甚至失稳。合理评价拱坝坝肩稳定性, 对于高拱坝整体安全度评价与加固处理措施研究具有重要的工程意义。

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2017YFC1501100)

收稿日期: 2021-02-19

*通信作者 (E-mail: zhangq@iwhr.com)

在拱坝坝肩稳定分析中一个十分重要的工作是确定可能在坝肩切割形成潜在不稳定滑体的结构面组合,即进行滑动模式分析。拱坝坝肩的可能滑动模式与两岸山体的地形地质条件密切相关^[1]。目前在工程中被广泛接受的分析模式是由2组或3组结构面切割组合形成的潜在不稳定楔体的滑动^[2-3]。然而,这只是一组较为简单的组合形式,在实际工程中还会遇到更为复杂的情况,如滑体的底滑面或侧滑面不再是单一结构面,而是由多个结构面组成的复合滑裂面;或成组发育的底滑面或侧滑面组合^[4-5];或不同高程范围内作为底滑面的结构面产状发生变化等,此时拱坝坝肩的滑动模式不再是单一楔体滑动,而是更具有普遍意义的多块体滑动。

目前,国内外学者针对拱坝坝肩楔体滑动问题开展了大量的研究工作,主要分析方法包括刚体极限平衡法^[6-8]、数值计算方法^[9-13]和地质力学模型试验法^[14-16],其中刚体极限平衡法由于力学概念明确、实践经验丰富,且有与之相配套的安全判断标准,仍是现行拱坝设计规范建议的稳定分析方法^[17-18]。应该指出,就分析方法而言,对该问题的研究已日趋成熟和完善。但迄今为止,对拱坝坝肩多块体滑动问题的研究成果相对较少,其分析方法可大致分为两类:①基于等 K 法的思想,如李瓚等^[1]、潘家铮^[4]讨论了拱坝坝肩发育的由两组竖直结构面与一组水平结构面组合形成的双块体滑动的稳定分析方法;任青文^[19]提出采用两次线性化方法,将求解拱坝坝肩多块体串联滑动的非线性方程组转化为线性方程组,以提高收敛速度。②将三维边坡稳定分析方法推广至拱坝坝肩稳定分析领域,如朱伯芳等^[3]、陈祖煜等^[20]将三维极限分析方法应用于小湾、锦屏一级特高拱坝坝肩抗滑稳定分析。从目前的研究进展来看,尽管对该问题的研究取得了一定的研究成果,但仍存在一些不足,如等 K 法公式仅讨论了各块体的滑动模式为沿底滑面与侧滑面交线的双面滑动的情况,而未给出各块体沿底滑面单面滑动的计算方法;此外,该方法还认为分界面的抗剪力方向为水平或竖直方向,这一假定缺乏严格的理论依据,削弱了方法的理论基础。同时,目前在边坡稳定分析领域中建立的各种三维稳定分析方法,为使问题得到简化,均存在引入了大量假定的缺陷^[21-23]。

鉴于多块体串联滑动是拱坝坝肩多块体滑动问题中最常见的情况,针对这一特定问题,本文提出了一种理论基础严格、计算步骤相对简单的三维稳定分析方法,该方法在不对滑面上的未知内力引入假定的条件下,通过建立各块体在3个方向的静力平衡方程与相邻块体之间的位移协调方程,使这一问题最终归结为一个包含若干个自由度的极小值问题,结合全局

最优化方法进行分析求解可获得较好的收敛性。该方法是二维Sarma法在三维多块体领域的扩展,在理论上获得了塑性力学上限定理的支持。

1 基本原理

1.1 离散模式与作用在块体上的力

分析拱坝坝肩多块体滑动问题时,首先是根据已查明的坝肩岩体发育的结构面的展布与组合情况,确定潜在滑体的边界条件,然后利用一组走向与相邻两个块体底滑面交线大致平行的陡倾角结构面,将滑体离散为一系列具有竖直或陡倾角分界面的块体。如果坝肩岩体中这类不利的陡倾角结构面不发育,可采用类似三维极限平衡法的做法,由通过相邻块体底滑面交线的竖直面代替^[4]。

考察如图1所示的拱坝坝肩多块体滑动问题,滑体侧滑面为一组陡倾角结构面 P_i ,底滑面为由 n 组中缓倾角结构面 $P_m(m=1, 2, \dots, n)$ 组成的复合滑裂面。假定一组含 P_i 、 P_{i+1} ($1 \leq i < n$)交线的陡倾角结构面 P_i^j ,将滑体离散为 n 个块体,分别用 B_i ($i=1, 2, \dots, n$)表示,这里 P_i^j 为 B_i 与 B_{i+1} 之间的分界面,简称分界面。于是,离散后得到的块体由底滑面、侧滑面、分界面与临空面共同组成。

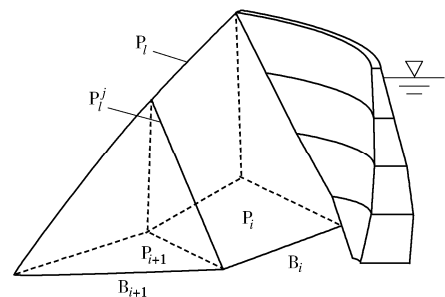


图1 拱坝坝肩多块体滑动模式示意图

Fig. 1 Sketch map of multi-block sliding mode in abutment of arch dam

对滑体进行离散后,任一块体 B_i 所受的作用力包括自重 G_i 、作用于底滑面上的有效法向反力 N_i 与抗剪力 T_i 、作用在侧滑面上的有效法向反力 N_i^j 与抗剪力 T_i^j 、作用在分界面上的有效法向反力 N_i^j 与抗剪力 T_i^j 、块体 B_{i-1} 通过分界面作用于块体 B_i 的 P_{i-1} 、以及块体各面所承受水压力的合力 U_i ,如图2所示。若块体为双面滑动时,则 T_i 与 T_i^j 的方向与交棱线 CD 平行;反之,若块体的滑动模式为与侧滑面脱离,沿底滑面的单面滑动时,则 $N_i^j=T_i^j=0$ 。

1.2 计算引入的基本假定

进行拱坝坝肩多块体抗滑稳定分析时,引入的基本假定如下:

(1) 拱坝作用在坝基面上的荷载采用非线性有限元的计算成果,忽略坝基面发生微小变形时大坝工

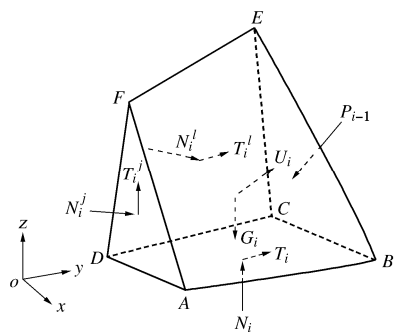


图2 作用在块体上的力

Fig. 2 Forces applied on one block of sliding mass

作情况发生改变对坝基面作用力的影响^[1]。

(2) 将滑体视为不可变形的刚体，且只能作平动，仅考虑静力平衡条件，忽略力矩平衡条件。

(3) 当滑体达到极限状态时，组成滑体的各个块体在底滑面、分界面上同时达到极限状态，并要求相邻块体之间不发生分离与嵌入，速度满足位移协调条件。

1.3 关于安全系数 F 的定义

在边坡和坝基坝肩抗滑稳定分析领域，一般采用建立在强度储备基础上的安全系数定义，即安全系数 F 是这样一个数值，当岩土材料的抗剪强度指标 φ 和 c 按安全系数 F 折减时，结构处于极限平衡状态，即

$$\tan \varphi_e = \tan \varphi / F, \quad (1)$$

$$c_e = c / F, \quad (2)$$

式中， φ_e 和 c_e 为折减后的抗剪强度指标。

1.4 协调的速度场与问题的静定可解性

考察如图3所示的由多个块体组成的三维滑动问题。不失一般性，任意选取相邻两个块体 B_i 与 B_{i+1} 为研究对象，其底滑面的速度分别用 V_i 与 V_{i+1} 表示，在分界面上，块体 B_i 相对于 B_{i+1} 的速度用 V_i^j 表示。由于相邻块体之间满足位移协调条件，故速度多边形闭合，有

$$V_{i+1} = V_i - V_i^j. \quad (3)$$

忽略岩体在剪切过程中的剪胀特性，有

$$V_i \cdot n_i = 0, \quad (4)$$

$$V_{i+1} \cdot n_{i+1} = 0, \quad (5)$$

$$V_i^j \cdot n_i^j = 0. \quad (6)$$

式中 n_i , n_i^j 分别为块体 B_i 的底滑面与分界面的单位法向矢量； n_{i+1} 为块体 B_{i+1} 底滑面的单位法向矢量。

本文约定，速度矢量 V 对应的单位矢量用 $\hat{V}$ 表示，则 V_i , V_{i+1} 与 V_i^j 对应的单位矢量分别为 $\hat{V}_i$, $\hat{V}_{i+1}$ 和 $\hat{V}_i^j$ 。

令 V_i 为单位矢量，即 $V_i = \hat{V}_i$ ，则式(3)变为

$$V_{i+1} = \hat{V}_i - V_i^j. \quad (7)$$

关于块体速度场的计算，分以下两种情况讨论。

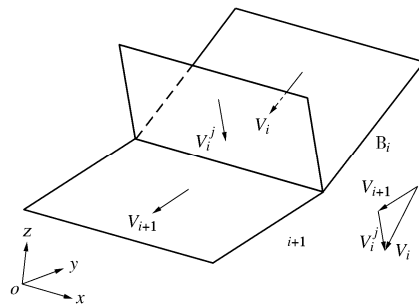


图3 多块体滑动模式的速度场

Fig. 3 Velocity fields of multi-block sliding mode

(1) 已知 $\hat{V}_i$, $\hat{V}_i^j$ ，计算 V_{i+1} 。

令 $|V_i^j| = k_1 \geq 0$ ，则式(7)变为

$$V_{i+1} = \hat{V}_i - k_1 \hat{V}_i^j. \quad (8)$$

待求变量为 k_1 与 V_{i+1} ，总计为4个未知量。式(8)为矢量表达式，分别在 x , y 与 z 方向投影，可建立3个方程，再联立式(5)，共包括4个方程，故 V_{i+1} 可解。具体的计算方法如下。

将式(8)左右两侧的矢量在 n_{i+1} 方向投影，有

$$V_{i+1} \cdot n_{i+1} = (\hat{V}_i - k_1 \hat{V}_i^j) \cdot n_{i+1} = \hat{V}_i \cdot n_{i+1} - k_1 \hat{V}_i^j \cdot n_{i+1}. \quad (9)$$

联立式(5)，(9)变为

$$\hat{V}_i \cdot n_{i+1} - k_1 \hat{V}_i^j \cdot n_{i+1} = 0, \quad (10)$$

$$k_1 = \frac{\hat{V}_i \cdot n_{i+1}}{\hat{V}_i^j \cdot n_{i+1}}. \quad (11)$$

一旦求出 k_1 ，代入式(8)，则 V_{i+1} 可求。

(2) 已知 $\hat{V}_i$, $\hat{V}_{i+1}$ ，计算 V_i^j 。令 $|V_{i+1}| = k_2 > 0$ ，则式(7)可变为

$$V_i^j = \hat{V}_i - k_2 \hat{V}_{i+1}. \quad (12)$$

待求变量为 k_2 与 V_i^j ，总计为4个未知量。式(12)为矢量表达式，分别在 x , y 与 z 方向投影，可建立3个方程，再联立式(6)，共包括4个方程，故 V_i^j 可解。具体的计算方法如下。

将式(12)左右两侧的矢量在 n_i^j 方向投影，有

$$V_i^j \cdot n_i^j = \hat{V}_i \cdot n_i^j - k_2 \hat{V}_{i+1} \cdot n_i^j. \quad (13)$$

根据式(6)，则式(13)变为

$$\hat{V}_i \cdot n_i^j - k_2 \hat{V}_{i+1} \cdot n_i^j = 0, \quad (14)$$

$$k_2 = \frac{\hat{V}_i \cdot n_i^j}{\hat{V}_{i+1} \cdot n_i^j}, \quad (15)$$

一旦求出 k_2 ，代入式(12)，则 V_i^j 可求。

严格地说，对于一个由 n 个块体组成的多块体滑动问题，每个块体都有各自的滑动模式，但对于拱坝坝肩多块体稳定问题，滑体的底滑面或侧滑面一般为一个或一组平行的结构面，各块体均为单面滑动或双面滑动是工程中普遍遇到的情况，故本文仅对多块体模式中各块体具有相同滑动模式的情况进行讨论。表1

表 1 多块体滑动问题中的未知量与已知条件数目统计结果

Table 1 Statistical results of number of unknowns and equations in multi-block sliding problem

滑动模式	未知量	数目	已知方程	数目
单滑面滑动模式	底滑面的法向力	n	各块体沿 x 轴的静力平衡	n
	分界面的法向力	$n-1$	各块体沿 y 轴的静力平衡	n
	底滑面的单位速度矢量	n	各块体沿 z 轴的静力平衡	n
	分界面的单位速度矢量	$n-1$	相邻块体之间满足位移协调条件	$n-1$
	安全系数 F	1	—	—
	合计	$4n-1$	合计	$4n-1$
双滑面滑动模式	底滑面的法向力	n	各块体沿 x 轴的静力平衡	n
	侧滑面的法向力	n	各块体沿 y 轴的静力平衡	n
	分界面的法向力	$n-1$	各块体沿 z 轴的静力平衡	n
	分界面的单位速度矢量	$n-1$	相邻块体之间满足位移协调条件	$n-1$
	安全系数 F	1	—	—
	合计	$4n-1$	合计	$4n-1$

列出了包含的未知量数目与可建立的方程个数。从表中可知, 未知量数目与方程数相等, 问题是静定可解的。

1.5 速度场的两个推论

推论 1: 对于三维多块体滑动问题, 若相邻两个块体底滑面的产状相同, 则分界面的速度存在两种可能性: ①分界面的速度矢量为 $\mathbf{0}$, 即相邻块体之间无相对运动趋势; ②分界面的速度与块体底滑面和分界面的交线平行。

证明: 考察图 3 所示的两个相邻的块体 B_i 与 B_{i+1} , 因 $\mathbf{n}_i = \mathbf{n}_{i+1}$, 根据式 (5), 有

$$\mathbf{V}_{i+1} \cdot \mathbf{n}_i = 0 \quad (16)$$

将式 (8) 左右两侧矢量在 $\mathbf{n}_i$ 上投影, 并结合式 (4) 与式 (16), 有

$$k_1 \hat{\mathbf{V}}_i^j \cdot \mathbf{n}_i = 0 \quad (17)$$

式 (17) 有两个解: ① $k_1 = 0$, 此时 $\mathbf{V}_i^j = \mathbf{0}$, 即块体 B_i 与 B_{i+1} 无相对运动趋势, 故结论①成立。② $\hat{\mathbf{V}}_i^j \cdot \mathbf{n}_i = 0$, 结合式 (6), 有

$$\hat{\mathbf{V}}_i^j // (\mathbf{n}_i \times \mathbf{n}_i^j) \quad (18)$$

从而结论②成立。

推论 2: 对于三维多块体滑动问题, 若相邻两个块体底滑面的产状不同, 但滑动方向相同, 则有:

(1) 块体底滑面的速度与这两个块体底滑面的交线平行。

(2) 分界面的速度存在两种可能性: ①分界面的速度矢量为 $\mathbf{0}$, 即相邻块体之间无相对运动趋势; ②分界面的速度与底滑面和分界面的交线平行。

证明: 同样地, 考察图 3 所示的两个相邻的块体 B_i 与 B_{i+1} , 因 $\hat{\mathbf{V}}_i = \hat{\mathbf{V}}_{i+1}$, 根据式 (5), 有

$$\hat{\mathbf{V}}_{i+1} \cdot \mathbf{n}_{i+1} = \hat{\mathbf{V}}_i \cdot \mathbf{n}_{i+1} = 0 \quad (19)$$

因 $\mathbf{n}_i \neq \mathbf{n}_{i+1}$, 根据式 (4) 与式 (19), 有

$$\hat{\mathbf{V}}_i // (\mathbf{n}_i \times \mathbf{n}_{i+1}) \quad (20)$$

故结论①成立。

根据式 (12), 有

$$\mathbf{V}_i^j = (1 - k_2) \hat{\mathbf{V}}_i^j \quad (21)$$

由式 (21) 可知, 当 $k_2 = 1$ 时, $\mathbf{V}_i^j = \mathbf{0}$, 表明块体 B_i 与 B_{i+1} 无相对运动趋势; 当 $k_2 \neq 1$ 时, $\mathbf{V}_i^j // \hat{\mathbf{V}}_i^j$, 联立式 (4) 与式 (6), 可知 $\hat{\mathbf{V}}_i^j // (\mathbf{n}_i \times \mathbf{n}_i^j)$ 。于是结论②成立。

1.6 计算步骤

将拱坝坝肩滑移体离散为具有 n 个具有竖直或倾斜界面的块体, 规定沿主滑动方向, 各块体依次编号为 $B_1, B_2, \dots, B_n$ 。稳定分析包括以下步骤:

(1) 计算各块体所受的外力, 包括拱推力、扬压力、水压力、自重等, 并合成为一个力, 用 $\mathbf{W}_i$ ($1 \leq i \leq n$) 表示。对于拱推力, 宜采用非线性有限元的应力计算成果, 通过应力张量变换计算建基面上的应力分布, 然后通过积分求解。

(2) 首先假定各块体滑动模式均为沿底滑面和侧滑面交线的双面滑动, 当计算得到的侧滑面法向力小于零时, 按步骤 3 计算。求解过程为:

a) 给定初始安全系数 F , 从块体 B_1 开始, 依次求解块体 B_i ($1 \leq i < n$) 的未知内力。

对块体 B_i 建立静力平衡方程, 有

$$\mathbf{N}_i + \mathbf{T}_i + \mathbf{N}_i' + \mathbf{T}_i' + \mathbf{N}_{i-1}' + \mathbf{T}_{i-1}' + \mathbf{P}_{i-1} + \mathbf{W}_i = \mathbf{0} \quad (22)$$

因块体 B_i 与 B_{i+1} 均为双面滑动, 故 $\hat{\mathbf{V}}_i$, $\hat{\mathbf{V}}_{i+1}$ 与各块体底滑面和侧滑面的交线平行, 为已知量。联立式 (12) 与式 (15) 可确定 $\hat{\mathbf{V}}_i^j$, 故 $\mathbf{T}_i$, $\mathbf{T}_i'$ 与 $\mathbf{T}_i^j$ 的方向也随之确定。待求的未知量包括 $\mathbf{N}_i$, $\mathbf{N}_i'$ 与 $\mathbf{N}_i^j$, 共计 3 个。式 (22) 为矢量表达式, 分别在 x, y, z 轴投影, 可得到 3 个方程, 故待求未知量可通过迭代法确定。

b) 求解块体 B_n 的内力与不平衡力 $\Delta \mathbf{F}$ 。

该块体不存在分界面, 对块体建立静力平衡方程, 有

$$\mathbf{N}_i + \mathbf{T}_i + \mathbf{N}_i' + \mathbf{T}_i' + \mathbf{P}_{i-1} + \mathbf{W}_i = \mathbf{0} \quad (23)$$

式 (23) 为矢量表达式, 分别在 x 轴与 y 轴方向

投影建立平衡方程, 可确定该块体的未知内力 N_i 与 N_i' 。同时, 根据该块体在 z 方向的静力平衡方程, 可得到块体的不平衡力 ΔF 。

c) 调整 F 值, 直至 $|\Delta F|=0$ 。

(3) 若 $N_i' < 0$, 说明各块体的滑动模式为与侧滑面脱开, 沿底滑面的单面滑动, 此时应按“单面滑动”重新进行稳定性核算, 求解过程为:

a) 给定安全系数 F 和 $\hat{V}_1^j$ 与水平面的夹角 θ 的初值, 计算块体 B_1 的内力。

对块体建立静力平衡方程, 有

$$N_1 + T_1 + N_1' + T_1' + W_1 = 0 \quad (24)$$

当 $\hat{V}_1^j$ 与水平面的夹角 θ 为已知时, 通过坐标变换可唯一确定 $\hat{V}_1^j$ 。

分析该块体的内力, 当 $\hat{V}_1^j$ 为已知量时, T_1^j 的方向也随之确定, 故未知量包括未知力 N_1 、 N_1' 的大小和块体底滑面的单位速度矢量 $\hat{V}_1$, 共计 3 个。式 (24) 为矢量表达式, 分别在 x, y, z 方向投影, 可得到 3 个方程, 故待求的未知量可采用迭代法确定。

b) 计算第 i 个块体底滑面与分界面的未知内力, 其中 $1 < i < n$ 。

已知 $\hat{V}_{i-1}^j$, $\hat{V}_{i-1}^j$, 利用式 (8) 与式 (11), 便可确定第 i 个块体底滑面的单位速度矢量 $\hat{V}_i$ 。

一旦 $\hat{V}_i$ 已知, 则块体底滑面的抗剪力 T_i 的方向也随之确定。建立块体的静力平衡方程, 有

$$N_i + T_i + N_i' + T_i' + P_{i-1} + W_i = 0 \quad (25)$$

式 (25) 为矢量表达式, 分别在 x, y, z 方向投影, 可得到 3 个方程, 其中包括未知力 N_i , N_i' 的大小与单位矢量 $\hat{V}_i^j$, 共计 3 个, 可采用迭代法求解。

c) 计算第 n 个块体的未知内力与不平衡力 ΔF 。

已知 $\hat{V}_{n-1}^j$, $\hat{V}_{n-1}^j$, 利用式 (8) 与式 (11) 计算块体底滑面的单位矢量 $\hat{V}_n$, 则该块体底滑面的抗剪力 T_n 的方向也随之确定。

该块体不存在分界面, 对块体建立静力平衡方程, 有

$$N_n + T_n + P_{n-1} + W_n = 0 \quad (26)$$

式 (26) 是矢量表达式, 在 x 轴方向投影建立平衡方程, 可确定该块体的唯一未知内力 N_n 的大小。同时, 分别建立块体在 y 轴与 z 轴方向的静力平衡方程, 计算相应的不平衡力 ΔF_y 与 ΔF_z , 可得到块体的不平衡力的合力 ΔF 。

(4) 调整 F 与 θ , 直至 $|\Delta F|=0$ 。

综上所述, 对于多块体双面滑动的情况, 建立的优化模型为

$$\begin{aligned} \min |\Delta F| &= f(F) \\ \text{s. t. } F &> 0 \end{aligned} \quad (27)$$

对于多块体单面滑面的情况, 建立的优化模型为

$$\left. \begin{aligned} \min |\Delta F| &= f(F, \theta), \\ \text{s. t. } F &> 0, \\ 0 &\leq \theta < 2\pi. \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

根据上述推导, 拱坝坝肩多块体稳定问题最终归结为一个若干个自变量的极小值问题, 采用粒子群算法、遗传算法等全局优化方法, 可保证数值计算的全局收敛性。

2 算例验证-非对称三维楔形体

如图 4 所示为一个几何与材料特征均不对称的楔体, 其几何与强度参数如表 2 所示。通过计算可知, 交棱线产状为 $179.9^\circ \angle 24.2^\circ$, 根据经典的三维极限平衡法^[24]得到的安全系数为 1.398, 滑动模式为沿左右滑面交棱线的双面滑动。

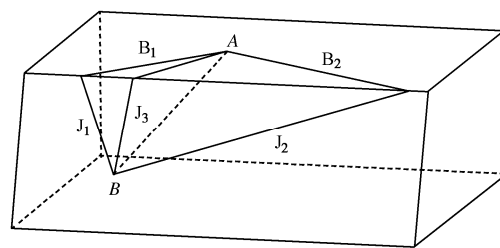


图 4 三维楔体滑动算例示意图

Fig. 4 Sketch map of 3D wedge example

表 2 三维楔体算例的几何参数与强度参数表

Table 2 Geometric and strength parameters of 3D wedge example

面类型	倾角 $\iota/^\circ$	倾向 $\lambda/^\circ$	内摩擦角 $\phi/^\circ$	黏聚力 c /kPa
左滑面 J_1	60	105	20	30
右滑面 J_2	25	195	30	20
坡顶面	0	180	—	—
坡面	70	160	—	—

注: 楔体高度 $H=100$ m, 岩体重度 $\gamma=26$ kN/m³。

采用本文方法对该简单楔体的稳定性进行分析时, 引入一个过交棱线 AB 的竖直分界面 J_3 , 将楔体离散为 B_1 与 B_2 两个块体, 考察以下两种情况。

(1) 块体 B_1 与 B_2 无相对运动趋势, 以一个整体发生滑动, 则有: ①由速度场的推论②可知, 块体 B_1 与 B_2 底滑面的滑动方向均与交棱线 AB 平行; ②分界面 J_3 未达到极限平衡状态, 作用于该面上的剪切力的大小与方向均为未知。

分析这一由两个块体组成的多块体滑动问题, 其未知量包括安全系数 F , 块体 B_1 与 B_2 底滑面的法向力 N_1 与 N_2 的大小, 分界面 J_3 的法向力大小 N_3 , 剪切力 T_3 的大小与方向, 共计 6 个; 而方程数包括块体 B_1 与 B_2 在 x, y, z 方向的静力平衡条件, 总共 6 个, 因此问题是静定的, 计算结果回归为经典的极限平衡解。

(2) 块体 B_1 与 B_2 有相对运动趋势, 此时底滑

面与分界面同时达到极限平衡状态。

图 5、6 分别列出了分界面 J_3 的凝聚力 $c_f=50\text{ kPa}$ 时, 不同摩擦角 φ_j 对楔体安全系数与各块体滑动方向影响的计算结果。从计算结果可以看出: ①随着分界面 J_3 的摩擦角 φ_j 的增加, 楔体的安全系数 F 也随之不断增大; ②由于分界面存在相对运动趋势, 且块体 B_1 底滑面倾角较块体 B_2 更陡, 各块体底滑面的速度方向不再沿着交棱线的方向, 而是向块体 B_2 偏转; ③随着分界面 J_3 的摩擦角 φ_j 的增加, 分界面的速度逐渐与竖直方向平行, 各块体底滑面速度也逐渐向交棱线方向发生偏转, 并趋于与交棱线方向平行, 说明当分界面抗剪强度参数取值增大时, 左右块体在水平方向发生相对错动趋势变得越来越困难, 相应底滑面的速度方向逐渐趋于一致, 而分界面的速度矢量也逐渐向竖直方向偏转。

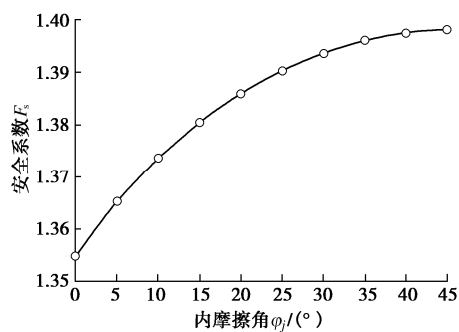


图 5 分界面 J_3 的摩擦角 φ_j 与楔体安全系数 F_s 的关系曲线
Fig. 5 Relationship between friction angle of interface J_3 and F_s of wedge

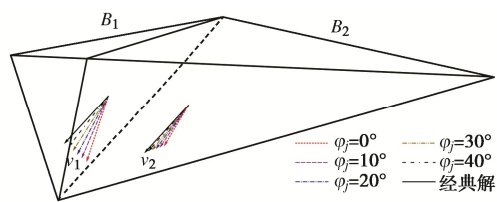


图 6 分界面 J_3 的摩擦角取值不同时, 各块体滑动方向的计算结果
Fig. 6 Results of sliding direction of each block under different friction angles of interface J_3

3 工程应用

小湾水电站坝址位于云南省西部南涧县与凤庆县交界的澜沧江中游河段, 是澜沧江中下游水电开发的关键性工程。工程开发的主要任务是发电, 兼有防洪、灌溉、拦沙及航运等综合利用效益。坝址区河流总体流向为由北向南, 坝基及坝后抗力体分布的岩性主要为黑云母片麻岩与角闪斜长片麻岩, 片理面产状为 $N75^{\circ} \sim 80^{\circ} W/NE\angle 45^{\circ} \sim 85^{\circ}$ 。

小湾水电站坝址区地形地质条件十分复杂。河谷两岸地形陡峻、河谷深切, 在地貌上呈“沟梁相间”特点。坝区构造发育, 确定性结构面以近 EW 向与近 SN 向的断层为主, 其中, 对坝肩抗滑稳定性影响较大的结构面为位于大坝下游约 400 m 处的 F5 断层, 产状为 $N75^{\circ} \sim 80^{\circ} W/NE\angle 80^{\circ} \sim 85^{\circ}$, 如图 7 所示。此外, 根据坝址区发育的 IV—V 级结构面统计结果, 主要发育有“两陡一缓”共 3 组优势结构面^[25], 即: ①走向近 EW 的横河向陡倾角结构面; ②走向近 SN 的顺河向陡倾角结构面; ③顺坡向的中缓倾角结构面, 其中后两组结构面的产状情况如表 3 所示。

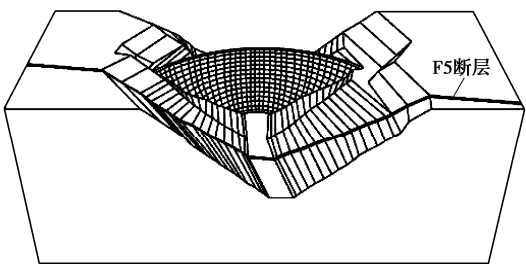


图 7 小湾拱坝坝址区地形拟合图
Fig. 7 Topographic map of dam site of Xiaowan arch dam

表 3 坝址区发育的顺河向结构面产状分布
Table 3 Occurrence distribution of joints along river developed in dam site

结构面类型	高程/m	左岸	右岸
陡倾角结构面	950.0~1245	$N5^{\circ}E/NW\angle 90^{\circ}$	$N5^{\circ}W/NE\angle 90^{\circ}$
中缓倾角结构面	1050~1240	$N5^{\circ}E/NW\angle 40^{\circ}$	$N5^{\circ}W/NE\angle 40^{\circ}$
	975~1050	$N5^{\circ}E/NW\angle 26^{\circ}$	$N5^{\circ}W/NE\angle 26^{\circ}$
	950.5~975	$N5^{\circ}E/NW\angle 7^{\circ}$	$N5^{\circ}W/NE\angle 7^{\circ}$

确定坝肩潜在滑体的边界条件是进行拱坝坝肩稳定分析中十分关键的一步。通过分析可知, 位于下游的横河向陡倾角断层 F5, 断层破碎带宽度可达 3.0~6.5 m, 并有泥化物质充填, 工程性状较差, 可作为滑体的下游临空面; 坝肩岩体发育的走向与河流方向平行的“一陡一缓”结构面, 可分别作为滑体的侧滑面与底滑面; 假定坝基岩体在水推力作用下沿坝踵开裂至可能的底滑面, 作为滑体的后缘拉裂面。上述结构面相互切割, 构成了左右坝肩潜在滑体的边界条件。

从表 3 可知, 随着高程的降低, 作为滑体底滑面的中缓倾角结构面产状随着高程的降低具有逐渐变缓的趋势, 因此由结构面切割形成的具有台阶状滑面的潜在滑体是一个多块体串联滑动问题。应用本文方法对该问题进行分析求解时, 相应的计算条件为: ①分别考虑台阶高度 $h=2.5, 5.0, 7.5, 10.0\text{ m}$ 共 4 种情况形成的具有台阶状底滑面的潜在滑体的抗滑稳定性, 如图 8 所示; ②考虑到台阶状底滑面在一定高程范围

内的产状相同,由速度场的推论 1 可知,分界面的速度 V^j 有两种可能情况,即 $V^j=0$ 或 V^j 与底滑面和分界面的交线平行。为简化计算,稳定分析采用第 1 种可能情况,即将底滑面产状相同的各块体作为一个整体滑动,相邻两个块体之间无相对运动趋势。具体地说,将左右坝肩滑体离散为 3 个块体,各块体的分布高程分别为 1050.0~1245.0, 975.0~1050.0, 950.5~975.0 m。从抗滑稳定角度来看,这一处理方式偏于安全。

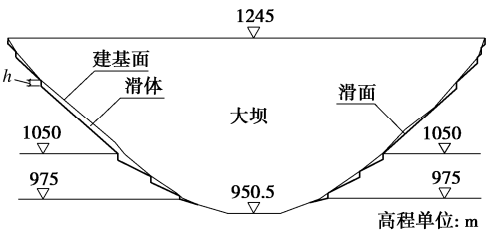


图 8 左右坝肩台阶状滑面示意图

Fig. 8 Sketch map of stepped slip surface of left and right abutments

计算采用的岩桥与结构面抗剪强度参数及连通率的建议值见表 4。

表 4 岩桥与结构面的抗剪强度参数及连通率计算参数

Table 4 Strength parameters of rock bridge, joints and persistence ratio adopted in stability analysis				
材料分区	强度参数	岩桥	SN 向陡倾角结构面	顺坡向中缓倾角结构面
I+II 类	f'	1.5	0.63	0.7
	c/MPa	2	0.08	0.1
	连通率 k	—	0.5	0.3
III 类	f'	1.1	0.51	0.55
	c/MPa	0.8	0.06	0.07
	连通率 k	—	0.7	0.6
IV _a 类	f'	1	0.47	0.5
	c/MPa	0.6	0.05	0.05
	连通率 k	—	0.7	0.7

非线性有限元分析的作用组合为正常蓄水位+温降,作用于滑体上的外力有自重、拱推力、上下游水压力等。表 5 列出了左右坝肩各滑体的抗滑稳定分析成果,图 9, 10 分别列出了台阶高度 h 分别为 2.5, 5.0, 7.5, 10.0 m 时滑体与滑面的空间形状,相应组成滑体的各块体底滑面的滑动方向示意图见图 11。从计算结果可知:①滑体中各块体的滑动模式均为与侧滑面脱离、沿底滑面的单面滑动;②受自重与拱推力共同作用,滑体中各块体的滑动方向为指向下游并偏向河床,且随着台阶高度 h 的增大,因滑体自重也随之增大,导致其滑动方向也逐渐向河床方向发生偏转;③随着台阶高度 h 的增大,各滑体的安全系数呈逐渐减小的趋势,但变化幅度不大,其原因为滑体所受的自重相对拱推力较大,对其稳定性的影响占据主导地位。尽管台阶高度 h 对滑体自重有一定的影响,但影响不大,导致不同台阶高度对应的滑体安全系数的变化不显著。

表 5 左右坝肩各滑体的抗滑稳定分析成果

Table 5 F_s of sliding mass of left and right abutments

位置	台阶高度 h/m			
	2.5	5.0	7.5	10.0
左坝肩	4.07	4.05	3.97	3.96
右坝肩	3.89	3.84	3.80	3.77

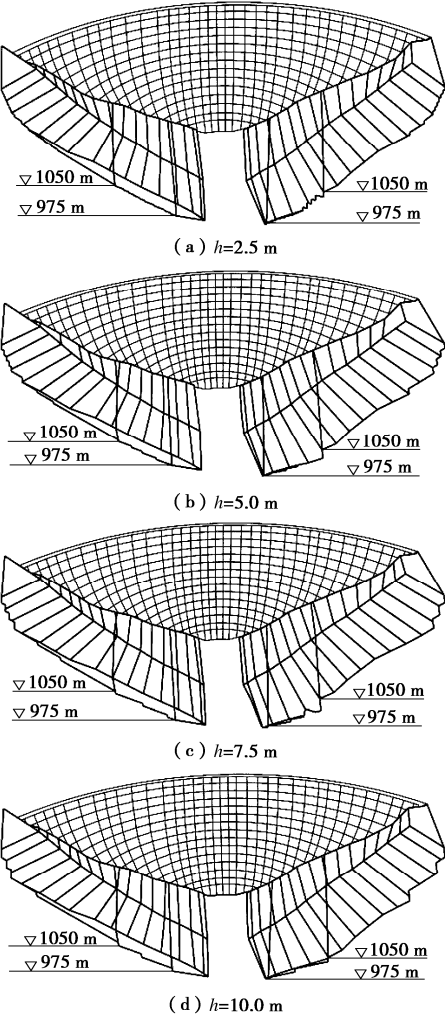
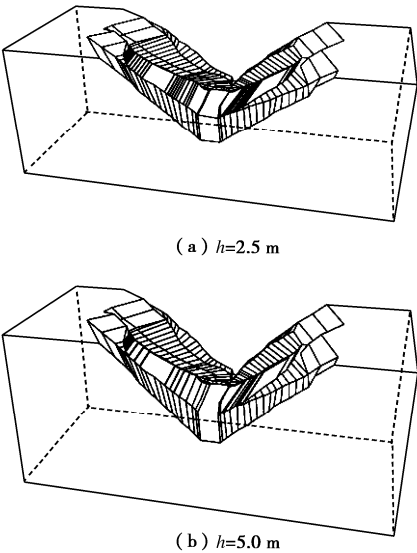


图 9 左右坝肩潜在滑体的空间形状

Fig. 9 Schematic view of potential sliding mass of left and right abutments



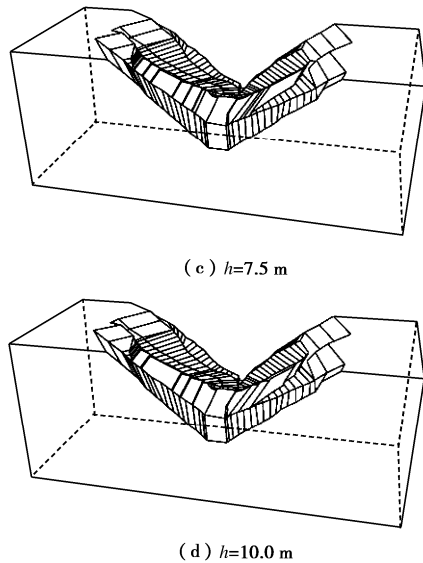
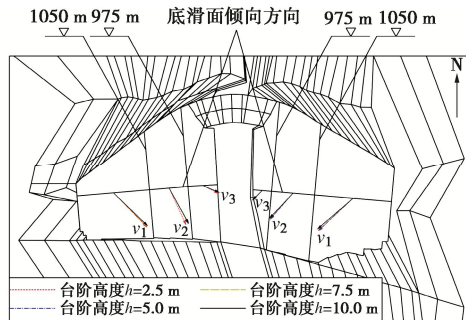


图10 左右坝肩台阶状滑面的空间形状

Fig. 10 Schematic view of stepped slip surface of left and right abutments

图11 台阶高度 h 不同取值时滑体中各块体的滑动方向示意图
Fig. 11 Schematic map of sliding direction of each block in sliding mass under different step heights h

4 结 论

(1) 针对拱坝坝肩多块体串联滑动问题, 提出了一种理论基础严格、计算步骤相对简单的三维稳定分析方法, 即将潜在滑体离散为由多个块体组成的破坏模式, 通过建立各块体的静力平衡方程与相邻块体之间的位移协调方程, 在无需对未知内力引入假定的情况下, 问题变为静定可解, 问题最终归结为一个含若干个自由度的极小值问题, 与全局最优化方法结合, 可以获得较好的收敛性能。

(2) 本文方法可以回归到二维 Sarma 法, 是 Sarma 法在三维多块体领域的推广, 在理论上受到了塑性力学上限定理的支持。对多块体串联滑动问题而言, 本文方法与严格的三维极限分析方法^[20]相比, 在计算过程的简洁性与收敛性方面优势明显。

(3) 将本文方法应用于小湾拱坝工程, 对左右坝肩发育的具有台阶状滑面的潜在滑体的抗滑稳定性进行分析计算, 结果表明, 不同台阶高度 h 组合获得的滑体的滑动模式均为沿底滑面的单面滑动, 且随着

台阶高度 h 的增大, 其安全系数也呈逐渐降低的趋势, 表明自重是影响滑体的诸多因素中占据主导地位。

本文针对拱坝坝肩多块体串联模式的抗滑稳定分析方法进行了系统的阐述, 这一方向同样适用于多块体并联模式的分析计算, 但并未涉及在实际工程中更具有一般意义且更为复杂的多块体混联模式, 这是今后值得继续深入研究的一个课题。

参考文献:

- [1] 李 瓚, 陈兴华, 郑建波, 等. 混凝土拱坝设计[M]. 中国电力出版社, 2000. (LI Zan, CHEN Xin-hua, ZHENG Jian-bo, et al. Concrete Arch Dam Design[M]. Beijing: China Electric Power Press, 2000. (in Chinese))
- [2] Federal Energy Regulatory Commission. Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects, Chapter 11: Arch Dams[S]. Division of Dam Safety and Inspections Washington, DC 20426. 1999.
- [3] 朱伯芳, 高季章, 陈祖煜, 等. 拱坝设计与研究[M]. 中国水利水电出版社, 2002. (ZHU Bo-fang, GAO Ji-zhang, CHEN Zu-yu, et al. Design and research for concrete arch dams[M]. China WaterPower Press, 2002. (in Chinese))
- [4] 潘家铮. 建筑物的抗滑稳定和滑坡分析[M]. 北京: 水利出版社, 1980. (PAN Jia-zheng. Stability Analysis of Building Structures and Landslides[M]. Beijing: China Water Conservancy Press, 1980. (in Chinese))
- [5] WANG R K. Key technologies in the design and construction of 300 m ultra-high arch dams[J]. Engineering, 2016, 2(3): 350 - 359.
- [6] KOTTENSTETTE J T. Block theory techniques used in arch dam foundation stability analysis[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1997, 34(3/4): 573 - 578.
- [7] GOODMAN R E, POWELL C. Investigations of blocks in foundations and abutments of concrete dams[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2003, 129(2): 105 - 116.
- [8] MIRZABOZORG H, VARMAZYARI M, HOSEINI M, et al. A comparative study of rock wedge stability of an arch dam abutment subjected to static and seismic loading[J]. Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2015, 52(5): 292 - 300.
- [9] 宋战平, 李 宁, 陈飞熊. 高拱坝坝肩裂隙岩体的三维非线性抗震稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(3): 361 - 366. (SONG Zhan-ping, LI Ning, CHEN Fei-xiong. Three dimensional nonlinear seismic stability analysis of abutment jointed rock mass of high arch dam[J]. Chinese

- Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(3): 361 - 366. (in Chinese))
- [10] YU X, ZHOU Y F, PENG S Z. Stability analyses of dam abutments by 3D elasto-plastic finite-element method: a case study of Houhe gravity-arch dam in China[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2005, **42**(3): 415 - 430.
- [11] 刘喜康, 张建海, 赵文光. 基于动力有限元分析的任意滑块稳定分析方法[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 2): 363 - 368. (LIU Xi-kang, ZHANG Jian-hai, ZHAO Wen-guang. Stability analysis method for arbitrary slip block based on dynamic finite element method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 363 - 368. (in Chinese))
- [12] 郭明伟, 葛修润, 李春光, 等. 边坡和坝基抗滑稳定分析的三维矢量和法及其工程应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(1): 8 - 20. (GUO Ming-wei, GE Xiu-run, LI Chun-guang, et al. Three-dimensional vector sum method employed in slope and dam foundation stability analyses and its applications to practical engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(1): 8 - 20. (in Chinese))
- [13] 徐卫亚, 狄圣杰, 郑文棠, 等. 白鹤滩水电站上坝线左拱座楔形体安全性能分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(5): 910 - 916. (XU Wei-ya, DI Sheng-jie, ZHENG Wen-tang, et al. Safety performance analysis of rock wedges under left skewback of upstream dam line in Baihetan hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(5): 910 - 916. (in Chinese))
- [14] 肖珍珍, 王登银, 陈建叶, 等. 碾压混凝土高拱坝坝肩稳定及坝体开裂静动力分析[J]. 岩土力学, 2015, **36**(12): 3541 - 3547, 3575. (XIAO Zhen-zhen, WANG Deng-yin, CHEN Jian-ye, et al. Static and dynamic analyses of abutment stability and dam cracking of a roller-compacted concrete high-arch dam[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(12): 3541 - 3547, 3575. (in Chinese))
- [15] 张 洸, 刘耀儒, 杨 强, 等. 杨房沟拱坝整体稳定性的三维非线性有限元分析与地质力学模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 1): 239 - 246. (ZHANG Long, LIU Yao-ru, YANG Qiang, et al. Global stability of Yangfanggou Arch Dam by 3D nonlinear FEM analysis and geomechanical model tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S1): 239 - 246. (in Chinese))
- [16] 杨宝全, 张 林, 陈 媛, 等. 锦屏一级高拱坝坝基结构面弱化效应研究及坝肩稳定性分析[J]. 水利学报, 2016, **47**(7): 907 - 915. (YANG Bao-quan, ZHANG Lin, CHEN Yuan, et al. Study on weakening effect of structural plane and stability analysis of Jinping I high arch dam[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2016, **47**(7): 907 - 915. (in Chinese))
- [17] 混凝土拱坝设计规范: DL/T 5346—2006[S]. 2006. (Design Specification for Concrete Arch Dams: DL/T 5346—2006[S]. 2006. (in Chinese))
- [18] 混凝土拱坝设计规范: SL 282—2018[S]. 2018. (Design Specification for Concrete Arch Dams: SL 282—2018[S]. 2018. (in Chinese))
- [19] 任青文. 拱坝坝肩稳定分析中非线性方程组的线性化解法[J]. 河海大学学报, 1991, **19**(3): 120 - 124. (REN Qing-wen. Linearized solution to the nonlinear equations in stability analysis for arch dam abutment[J]. Journal of Hohai University, 1991, **19**(3): 120 - 124. (in Chinese))
- [20] 陈祖煜, 汪小刚, 杨 健, 等. 岩质边坡稳定分析-原理·方法·程序[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2005. (CHEN Zu-yu, WANG Xiao-gang, YANG Jian, et al. Rock Slope Stability Analysis-Theory, Method and Programs[M]. Beijing: China WaterPower Press, 2005. (in Chinese))
- [21] 陈祖煜, 弥宏亮, 汪小刚. 边坡稳定三维分析的极限平衡方法[J]. 岩土工程学报, 2001, **23**(5): 525 - 529. (CHEN Zu-yu, MI Hong-liang, WANG Xiao-gang. A three-dimensional limit equilibrium method for slope stability analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, **23**(5): 525 - 529. (in Chinese))
- [22] 李同录, 王艳霞, 邓宏科. 一种改进的三维边坡稳定性分析方法[J]. 岩土工程学报, 2003, **25**(5): 611 - 614. (LI Tong-lu, WANG Yan-xia, DENG Hong-ke. An improved method for three-dimensional slope stability analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, **25**(5): 611 - 614. (in Chinese))
- [23] 卢坤林, 朱大勇, 甘文宁, 等. 一种边坡稳定性分析的三维极限平衡法及应用[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(12): 2276 - 2282. (LU Kun-lin, ZHU Da-yong, GAN Wen-ning, et al. 3D limit equilibrium method for slope stability analysis and its application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(12): 2276 - 2282. (in Chinese))
- [24] HOEK E, BRAY J D. Rock Slope Engineering[M]. Boca Raton: CRC Press, 1981.
- [25] 中国水电西北勘测设计研究院. 特高拱坝枢纽分析与重点问题研究[M]. 北京: 中国电力出版社, 2004. (Northwest Investigation Design and Research Institute. Analysis and studies on project and major technical issues of Super-High Arch dams[M]. Beijing: China Electric Power Press, 2004. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202201015

考虑塌孔的随钻跟管桩承载性能物理模拟试验研究

侯振坤^{1,2,3}, 唐孟雄^{*1,3}, 胡贺松¹, 刘春林¹, 苏定立¹

(1. 广州市建筑科学研究院集团有限公司, 广东 广州 510440; 2. 广东工业大学土木与交通工程学院, 广东 广州 510006;

3. 广州市建筑集团有限公司, 广东 广州 510030)

摘要: 随钻跟管桩(DPC桩)是一种新型的非挤土管桩基础,在钻进—成孔—沉桩的过程中桩侧塌孔会影响桩侧注浆液的流动路径和注浆效果,最终影响桩侧摩阻力的发挥。开展了DPC桩桩侧塌孔条件下的注浆及静载物理模型试验,分析了塌孔对DPC桩承载性能、荷载传递特性、桩侧摩阻力分布规律的影响,定量表征了注浆体的三维几何尺寸和空间点位信息,揭示了塌孔影响桩侧摩阻力发挥的原因。得到如下结论:①桩端未嵌岩的条件下DPC桩的荷载—位移曲线均为陡降型,DPC桩的承载本质属性为端承摩擦桩。②注浆后塌孔所形成的孔洞被浆液充填从而引起桩侧摩阻力增大,坍塌渣土填充桩土—间隙引起注浆液的绕流易造成桩侧摩阻力下降。③塌孔影响了桩—土间隙中浆液的流动规律,改变了桩侧注浆体覆盖桩身的面积和厚度,这是其影响桩侧摩阻力发挥的重要原因;桩侧注浆体的面积与厚度是影响桩侧摩阻力发挥的重要因素;桩侧摩阻力与注浆体体积具有较好的三次函数关系。

关键词: 随钻跟管桩; 物理模型试验; 塌孔; 桩侧摩阻力; 注浆; 荷载传递

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)01-0153-10

作者简介: 侯振坤(1988—),男,博士,博士后,高级工程师,主要从事页岩气开采过程中的岩石力学及水力压裂裂缝网络形成机理、非挤土管桩承载特性及桩侧注浆机理等方面的研究工作。E-mail: zhenkunhoucq@163.com。

Physical model tests on bearing performance drilling with pre-stressed concrete pipe cased pile considering hole collapse

HOU Zhen-kun^{1,2,3}, TANG Meng-xiong^{1,3}, HU He-song¹, LIU Chun-lin¹, SU Ding-li¹

(1. Guangzhou Institute of Building Science Company Limited, Guangzhou 510440, China; 2. School of Civil and Transportation Engineering, Guangdong University of Technology, Guangzhou 510006, China; 3. Guangzhou Municipal Construction Group Co., Ltd., Guangzhou 510030, China)

Abstract: The drilling with pre-stressed concrete pipe cased pile (Referred to as DPC pile) is a typical non-squeezing soil PHC pipe pile foundation. During the process of its hole drilling, soil dumping and pile sinking, the hole collapse around its pile shaft will affect the flow path and effects of the grouting in the clearance between the DPC pile wall and hole wall, and ultimately affect its skin friction. The physical model and static load tests on the DPC piles are carried out. The load-carrying properties, load transfer characteristics and skin friction distribution characteristics of the DPC piles are analyzed. Three-dimensional geometric size and spatial point information of grouting body for the DPC piles are quantitatively characterized. The essential reason for the skin friction of the DPC piles due to hole collapse is revealed. The following conclusions are drawn: (1) The load-displacement curves of DPC piles are all steep drop types under the conditions of no rock-socketed pile end. The DPC piles are a kind of friction end-bearing ones. (2) After grouting, the collapsed hole is filled with grouting to increase the friction resistance, and the bypass of the slurry in the falling sand area causes the friction resistance to drop. (3) The existence of hole collapse affects the flow law of the grouting in the pile-soil gap, and changes the area and thickness of the pile body covered by the grouting body, which is an important reason for affecting the skin friction. The area and thickness of the grouting body covering the DPC piles are the important factors that affect the skin friction. The skin friction of the DPC piles has a good cubic function relationship with the grouting volume.

Key words: drilling with pre-stressed concrete pipe cased pile; physical model test; hole collapse; skin friction; grouting; load transfer

0 引言

大直径桩基础具有稳定性好、承载力高等特点,

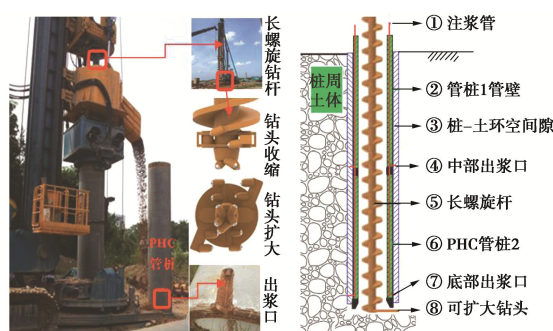
基金项目: 岩土力学与工程国家重点实验室开放基金课题(Z019018); 广东省基础与应用基础研究基金区域联合基金—青年基金项目(2019A1515110836); 中国博士后科学基金项目(2019M662918, 2020M682671); 国家自然科学基金项目(51908225, 51678171)
收稿日期: 2021-01-06
*通信作者(E-mail: tmx@gibs.com.cn)

是跨海大桥、大型隧道工程、高层建筑、近海采油平台、水利工程等建（构）筑物的重要基础形式^[1-2]。钻孔灌注桩作为最常用的大直径桩基础，具有桩径大、承载力高、地层适应性强等优点，在减少上部结构沉降、提高地基承载力等方面发挥了出色的作用^[3-4]，然而该桩型预先水下成孔、后导管灌注混凝土的施工工艺易造成桩侧塌孔、桩周泥皮和桩底沉渣的存在，导致钻孔灌注桩的桩身缺陷率高、成桩质量不易控制^[5-6]。预应力混凝土管桩（PHC管桩）是一种采用钢筋先张预应力、桩身高速离心成型后经高温高压蒸汽养护而成的中空钢筋混凝土桩，具有成桩效率高、桩身缺陷小、桩身强度大、桩长可灵活控制等优点，克服了钻孔灌注桩桩身易产生缺陷的缺点^[7-8]。

然而锤击法、静压法等现有的 PHC 管桩沉桩施工方法仅适用于较小沉桩阻力地层，且桩端难以穿透硬夹层，一般只能将桩径为 300~600 mm 的小直径管桩沉入地层，主要应用在对单桩承载力要求不高的工程中（小直径管桩的单桩承载力一般不超过 3500 kN^[9]）。然而超高层建筑等对桩基的承载性能要求高，故这些承载力不足 3500 kN 的小直径管桩在超高层建筑中的应用受到了限制^[10-11]，需要更大直径的管桩提供更高承载力才能满足大型工程的需求。为克服大直径管桩的沉桩技术难题，国内外学者针对大直径（ ≥ 800 mm）预制桩基础的工程应用问题，进行了积极的探索，例如，静钻根植竹节桩、中掘法管桩和随钻跟管桩等。静钻根植竹节桩^[13-15]是一种大直径环保型非挤土桩。利用特制钻机进行钻孔，达到设计标高后通过液压技术打开桩底钻头扩大翼进行扩底，扩底后注入水泥浆并上下反复升降钻机，确保形成有效的水泥土扩大头；随后缓慢拔出钻杆，拔杆的同时注入水泥浆并进行搅拌，将孔内土体与浆液混合形成水泥土；最后将大直径 PHC 管桩或竹节桩插入充满水泥土的钻孔中，形成一种新型的组合桩基，注浆目的是利用高强度水泥土给基桩提供更大的桩侧摩阻力和端阻力，目前该桩型在软土地区得到应用，但是在坚硬土层中的应用受限。中掘法管桩^[16-18]是一种环保型部分挤土桩。螺旋钻通过管桩内腔进入地层进行钻孔，钻孔孔径接近于管桩内径（小于管桩外径），残渣土通过管桩内腔排出，钻孔取土的过程中采用抱压方式沉桩；钻孔至设计标高后，扩大钻翼继续钻进，直至达到设计深度；钻孔结束后，利用钻头上预制的喷射嘴喷射高压旋喷浆液（5~15 MPa），并通过钻头搅拌底部持力层土体与注浆液，从而形成一个扩大的球根，随后将管桩插入球根内形成桩端扩大头。中掘法管桩有效地降低了

PHC 管桩在沉桩过程中的挤土效应，克服了砂砾层等硬土层无法穿透的问题，具有一定的地层适应性。

随钻跟管桩^[19-22]（drilling with PHC pipe cased pile，简称 DPC 桩）是一种钻孔—沉桩—排土同步进行的无泥浆排放的节能环保型大直径（800~1400 mm）新型非挤土桩。如图 1，将钻杆与可扩大—可收缩钻头连接，钻头收缩状态时钻杆和钻头通过管桩内腔伸出后进入土层；随后钻头扩大并进行钻孔，钻孔孔径略大于 PHC 管桩外径（约 20 mm），降低了管桩跟随钻头同步下沉的沉桩阻力，同时钻孔残渣土通过管桩内腔的螺旋叶片带出至地面，实现了钻孔—沉桩—排土同时进行；钻孔结束后收缩钻头，将钻杆和钻头退出管桩内腔；由于钻孔直径大于管桩外径约 20 mm，故在成孔孔壁与管桩外壁之间形成一个厚度 10 mm 左右的间隙（简称“桩—土间隙”）。沉桩结束后，需通过预埋在管桩管壁中的注浆管进行桩侧注浆，以提高桩侧摩阻力。



(a) 大直径随钻跟管桩施工示意图



(b) 专用沉桩—嵌岩钻头、嵌岩段切削的岩渣

图 1 大直径随钻跟管桩施工示意图及桩端嵌岩图

Fig. 1 Construction of drilling PHC pipe cased pile with large diameter and rock-socketed pile end

随钻跟管桩承载性能与桩侧注浆效果、桩底沉渣及桩端是否嵌岩密切相关。由于钻孔直径大于管桩外径约 20 mm，需要进行桩侧后注浆以提高摩阻力。桩端是否嵌岩需要根据承载力大小及沉降要求来确定，一般对于岩层埋藏较深嵌岩后桩长过大、桩侧土层注浆效果较好注浆后桩侧摩阻力满足承载性能要求，对竖向承载性能要求不高的工程，桩端可不嵌岩或少嵌岩，否则桩端必须有效嵌入岩层且确保沉渣清除干净。

钻进达到设计深度后, 拔出钻杆和钻头, 采用专用钻头清理桩端沉渣, 待桩端沉渣的清理工作满足设计规范或者被完全清除后再向孔底灌注混凝土, 随后通过桩机激振器将管桩沉至孔底, 使桩靴与基岩完全接触, 桩底混凝土凝固后桩端的管桩管壁、桩靴和桩底基岩相互咬合形成一个整体, 有效提高了嵌岩效果和桩端阻力。如图 1 (b), 为保证嵌岩深度和效果, 采用的专用沉桩-嵌岩钻头从下到上分为 3 层, 钻孔孔径从下到上逐渐增加, 实现了钻头分层切削岩石、桩端逐步入岩。通过超前钻资料确定沉桩孔位对应的岩层埋深、测量钻头和钻杆进入地层的长度、同时实时监测钻杆扭矩, 基于此确定钻头由土层进入岩层的临界深度, 钻头进入岩层后调整钻杆转速, 通过金刚石钻头上镶嵌的子弹头切削岩石, 同时通过实时监测钻杆下沉量, 以达到实时监测嵌岩深度的目的。

综上, 随钻跟管桩通过桩身预埋的注浆管进行桩侧注浆, 大大提高了桩侧摩阻力, 桩底扩孔且嵌岩形成了桩端扩大头, 极大地提高了端阻力。该施工工法解决了因桩径较大或者土层较硬而造成的沉桩难题, 避免了锤击和静压对管桩造成的损伤, 打破了管桩基础只能局限于小直径的局面, 大大提高了管桩的承载性能, 充分发挥了管桩桩身材料具有较高强度的优势, 拓宽了管桩的工程适用范围, 节能环保, 符合传统优势产业升级为高新科技制造和施工技术的发展趋势,

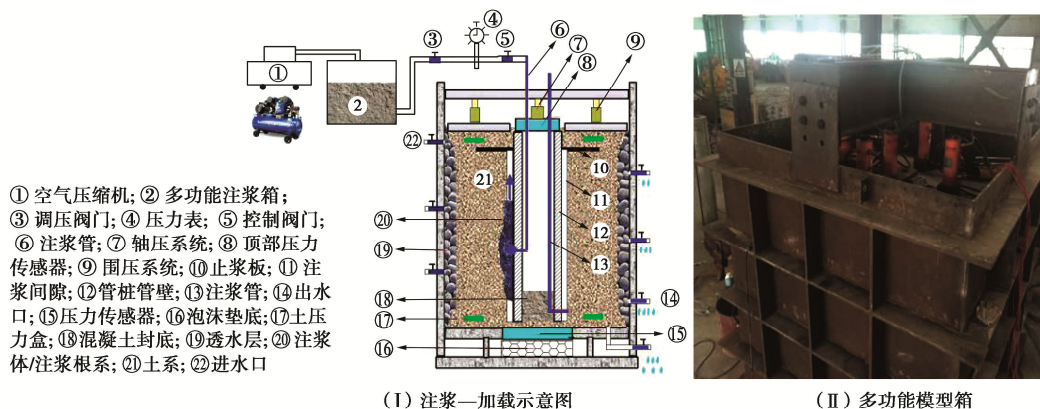
市场前景广阔。然而施工过程中由于桩-土间隙的存在可能使松散砂土层发生局部塌孔, 填充桩侧间隙, 影响注浆液在桩-土间隙中的流动路径, 最终影响桩侧摩阻力的发挥。目前关于管桩施工预成孔时塌孔对随钻跟管桩承载性能的影响暂未见报道。为此, 本文开展了室内模型试验, 借助三维扫描系统, 定量表征了塌孔对桩侧注浆效果、桩侧摩阻力发挥、上部荷载传递规律的影响, 为随钻跟管桩的设计提供了理论基础。

1 室内物理模拟试验

1.1 试验设备

图 2 为随钻跟管桩桩侧注浆及承载性能测试物理模型试验系统, 该系统包括模型箱、轴压与围压系统、测量系统、地下水模拟系统、注浆系统、三维扫描系统, 可实现地层深度、地下水流、塌孔、不同注浆工艺、不同桩-土间隙等的精细化模拟。

模型箱的长×宽×高分别为 2.2 m×2.2 m×2.4 m, 侧壁采用 30 mm 的钢板加筋焊接而成, 顶部为可拆卸十字形反力架, 可开展静载试验和抗拔试验, 可承受 100 kN 以上的反向压力。桩顶设置压力传感器、激光位移计可实时读取桩顶荷载和位移, 桩身粘贴应变片以获取桩身应变。注浆系统可提供 0~2 MPa 的注浆压力, 注浆液体积容量可达 80 L, 可实现 4 通道



(a) 大直径随钻跟管桩桩侧注浆及承载性能测试物理模型试验系统示意图



(b) 大直径随钻跟管桩桩侧注浆及承载性能测试物理模型试验系统实物图

图 2 随钻跟管桩桩侧注浆物理模型试验系统示意图及实物图

Fig. 2 Schematic and physical diagrams of physical model test system for drilling PHC pipe-cased pile

同时注浆。三维扫描系统可定量表征注浆体三维几何尺寸及空间分布形态。

1.2 试验用砂土参数

试验用砂土参数：天然密度为 2.16 g/cm^3 ，含水率为 3.12%，不均匀系数为 5.75，曲率系数为 2.86，细度模量为 2.25，通过轻型动力触探测得平均击数为 30 次，属于中密实状态。

1.3 模型桩制作及施工过程

结合笔者所在团队开展的随钻跟管桩原位试验（桩长 15.5 m，桩径 1 m）^[12, 21-22]，根据相似比原则，如图 3(a)，模型试验桩选用直径 63 mm、壁厚 5.8 mm、长度 1 m 的 PPR 管。自模型试验桩桩底 5, 20, 35, 50, 65, 80, 90 cm 处对称粘贴 2 组应变片，从而实时监测桩身应变并推算桩身轴力；通过在桩顶位置布置红外遥感位移计和压力传感器实时获取模型桩桩顶轴力和沉降；采用高压防爆 PU 管（外径 16 mm、内径 12 mm）模拟注浆管，为防止浆液从模型桩内腔流出导致注浆失败，试验开展前需提前向管桩桩底的内腔中灌注 5~8 cm 厚的混凝土进行封底，同时将注浆管从模型桩内腔插入桩底并固定在封底混凝土中；封底之前在 PU 管的末端以及模型桩的底部均切割一个方形切口，并通过 502 胶将 2 个方形切口进行黏结，为防止封底混凝土填充注浆管，需提前采用棉花或者报纸封堵出浆口，待封底混凝土凝固后以形成桩侧注浆通道，模拟桩侧注浆。

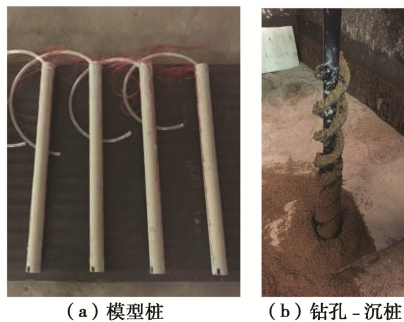


图 3 模型桩制作及施工

Fig. 3 Production and construction of model piles

1.4 试验方案

随钻跟管桩施工过程中，钻头一般超前管桩 1~3 m 进行同步下沉，孔壁塌孔可发生在钻头超前段，也可发生在管桩下沉过程中管桩桩身对应位置的孔壁处，桩端持力层为砂层，则有以下 4 种工况。

(1) 桩-土间隙完整（工况 1）

若砂层密实、自稳性较好，则无塌孔孔洞存在、无落砂填充桩-土间隙，其施工步骤为：通过外径为 66 mm 的双叶螺旋钻杆进行钻孔，残渣土通过螺旋叶片带出孔外，钻孔孔径略大于模型桩外径 0.5~1 cm，以模拟桩-土间隙，钻孔至设计标高后，将预先制作

的模型桩沉至孔底后进行桩侧注浆（水灰比 0.5 MPa），如图 2（b），将注浆管与注浆箱连接，并通过空气压缩机以及减压阀提供注浆压力，注浆压力为 0.5 MPa。

(2) 桩-土间隙局部坍塌填充（工况 2）

在管桩桩身对应位置的钻孔孔壁土体发生塌孔，造成桩侧土体中留下孔洞，同时部分桩-土间隙被塌落的砂土充填，其施工步骤为：首先按（a）的方式进行沉桩，沉桩结束后，将“L”型钢条放入桩-土间隙中（放入深度为距离桩顶 40 cm 处），旋转钢条在桩侧土体中钻孔，形成一个半径为 5 cm 的孔洞，钻孔形成的砂土局部充填桩-土间隙；最后桩侧注浆。

(3) 桩-土间隙局部坍塌未填充（工况 3）

在管桩下沉之前钻头超前管桩 1~3 m 所对应位置孔壁发生局部塌孔，在桩周土体中形成孔洞，坍塌的砂土被螺旋叶片带走，管桩下沉后桩-土间隙无落砂充填桩-土间隙，其施工步骤为：先在钻孔孔壁预定位置钻球形孔洞，清理干净渣土，再进行沉桩和桩侧注浆。

(4) 桩端侧砂土填充（工况 4）

桩端侧间隙中充填渣土未被清理干净，从而影响浆液的流动规律和注浆效果，其施工过程如下：首先按照工况 1 的方式完成沉桩，保留少量的渣土不清理，以模拟砂土充填桩-土间隙。

此外，需要说明的是本文重点讨论塌孔对桩侧摩阻力的影响，未对“桩端嵌岩”进行模拟。

1.5 加载方式及注浆体三维扫描

将模型桩养护 30 d 后开展静载试验，加载方式为慢速维持荷载法^[23]，通过桩顶预置的压力传感器（精度 0.1 N）和红外遥感位移计（精度 0.01 mm）记录桩顶荷载 Q 与桩顶位移 s 。试验结束后，开挖并清洗模型桩，在模型桩上粘贴标识点，基于三维扫描仪，通过高速激光扫描测量的方法外加外插法多频相激光栅技术，大面积高分辨率地快速获取注浆体的点云数据，得到注浆体三维坐标数据和空间点位信息，定量表征注浆体的三维几何尺寸。

2 试验结果分析

2.1 随钻跟管桩竖向承载性能分析

荷载-位移曲线（ $Q-s$ ）在一定程度上反映了随钻跟管桩受荷后的变形特征、破坏模式及荷载传递特性。如图 4，小荷载下 4 种工况的 $Q-s$ 曲线均为线性变化，随着荷载的增加，沉降速度加快， $Q-s$ 曲线由线性演变为上凹型曲线；4 个 $Q-s$ 曲线均有较明显的拐点，呈陡降型变化，原因为本模型试验中桩底持力层选择为砂土，当桩侧摩阻力充分发挥后，桩底持力

层继续变形, 桩的沉降量超限, 被判定破坏。当对单桩承载力要求较高的情况下, 随钻跟管桩的桩端需要嵌入岩层, 其荷载-位移曲线为缓降型^[19-22], 本文重点探讨塌孔对桩侧摩阻力的影响, 故未对“桩端嵌岩”进行模拟; 达到极限状态前, 相同荷载作用下, 工况 4 沉降最大, 工况 2 和工况 1 次之, 工况 3 的沉降最小。这说明注浆后塌孔形成的孔洞(简称“塌孔孔洞”)被浆液充填造成桩侧摩阻力增大; 浆液在落砂区域的绕流(简称“落砂注浆绕流”)造成桩侧摩阻力下降。达到极限状态时, 最后一级荷载下 4 种工况 $Q-s$ 曲线的陡降速率依次为 103.24, 59.37, 218.25, 67.12 N/mm, 即工况 4 曲线的陡降最大, 工况 2 曲线的陡降次之, 工况 1 曲线陡降再次之, 工况 3 曲线的陡降最小, 这说明塌孔形成的孔洞被浆液充填后增加了桩身抵抗上部荷载的能力, 浆液在落砂区域的绕流则降低了桩身抵抗上部荷载的能力。

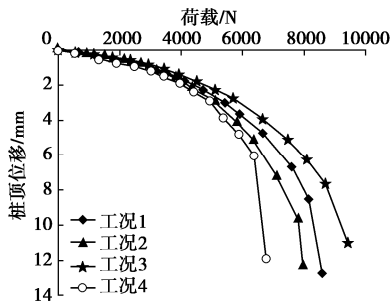
图4 随钻跟管桩 $Q-s$ 曲线

Fig. 4 Load-displacement curves of DPC piles

工况 3 的承载性能最高 (8692.60 N, 对应的沉降为 7.64 mm), 工况 1 次之 (8147.62 N, 对应的沉降为 8.51 mm), 工况 2 再次之 (7811.92 N, 对应的沉降为 9.65 mm), 工况 4 的承载性能最差 (6370.00 N, 对应的沉降为 6.05mm), 其中工况 3 的随钻跟管桩承载性能相对于工况 1 提高了 6.69%, 工况 2 和工况 4 的承载性能相对于工况 1 分别降低了 4.12%, 21.82%, 这说明砂土填充间隙后造成浆液在落砂区域的绕流降低了随钻跟管桩的承载性能; 塌孔形成的孔洞被浆液充填与砂土填充间隙后造成浆液在落砂区域的绕流以及注浆不密实的结果差距甚大, 说明沉桩过程中将塌落的渣土清理干净, 增加注浆量, 对保证桩的承载力十分必要。

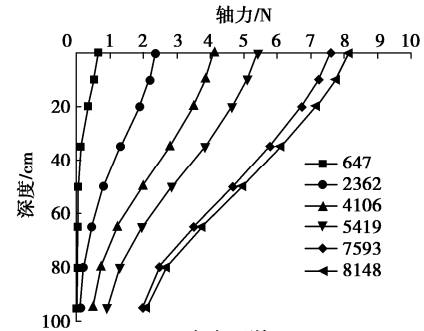
2.2 各级荷载作用下桩身轴力分布规律

通过桩身粘贴的应变片可获得桩身的应变, 从而可计算得到不同深度桩身的轴力分布。图 5 给出各级荷载作用下桩身轴力沿深度的分布规律。

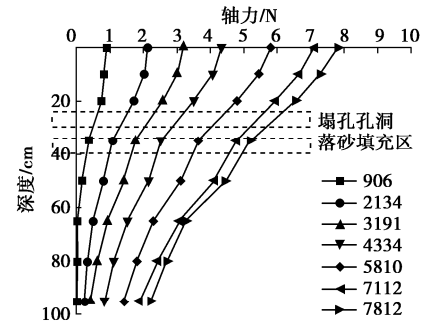
(1) 4 种工况下的随钻跟管桩均为端承摩擦桩, 随着深度的增加, 桩身轴力逐渐减小, 整体上表现出了“上部桩身轴力衰减较慢, 下部衰减较快”的变化

规律; 桩身轴力曲线越陡, 说明桩侧摩阻力越小或者发挥越不充分。

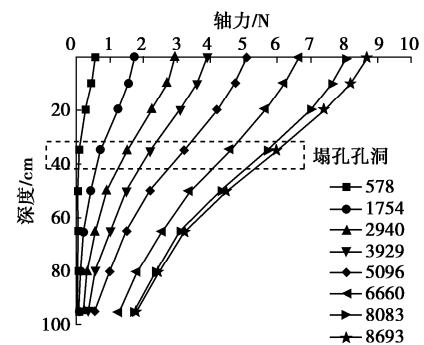
(2) 当荷载较小时, 随钻跟管桩的轴力曲线均比较陡, 随着荷载级别的增加, 轴力曲线逐渐变缓, 说明桩侧摩阻力逐渐得到了发挥; 桩身下部的轴力曲线比桩身上部陡, 说明上部桩侧摩阻力发挥的比下部发挥的充分, 这体现了端承摩擦桩的荷载传递特性。



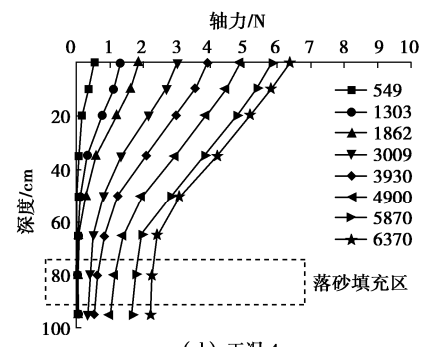
(a) 工况 1



(b) 工况 2



(c) 工况 3



(d) 工况 4

图5 桩身轴力沿深度分布规律

Fig. 5 Distribution law of axial force along depth of drilling PHC pipe-cased pile

(3) 上部荷载传递至桩底时均存在着较大衰减, 这是因为砂土层作为持力层时, 由于强度不足造成桩端阻力较小, 桩顶的荷载大部分由桩侧摩阻力分担; 对于端承摩擦桩, 桩侧摩阻力一般先于桩端阻力发挥作用, 桩端阻力发挥具有明显的滞后性。

图 5 中不同工况下随钻跟管桩桩身轴力沿深度分布规律也具有独特的特点: ①接近破坏时, 工况 3 曲线最缓 (桩侧摩阻力最大), 工况 1 次之, 工况 2 再次之, 工况 4 最陡 (桩侧摩阻力最小), 说明塌孔所形成的孔洞 (简称“塌孔孔洞”) 被浆液充填后增强了桩侧摩阻力, 浆液在落砂区域的绕流 (简称“落砂注浆绕流”) 造成桩侧摩阻力下降; 工况 2 的桩侧摩阻力小于工况 1, 说明浆液在落砂区域的绕流有害作用大。②同一荷载级别情况下, 工况 3 的桩身轴力最小, 桩侧摩阻力最大, 工况 1 次之, 工况 2 再次之, 工况 4 桩身轴力最大, 桩侧摩阻力最小, 同样说明桩侧间隙被砂土填充造成浆液绕流的有害作用大。③达到极限承载力时, 上述 4 种情况的桩端阻力分别为 2085.97, 2220.92, 1777.31, 2233.26 N, 分别占各自的极限承载力 (8147.62, 7811.92, 8692.60, 6370.00 N) 的 25.60%, 28.43%, 20.45%, 35.06%, 这说明孔壁坍塌并未改变以砂土为持力层的随钻跟管桩为端承摩擦桩的特性。④塌孔所形成的孔洞对应区域的曲线斜率较小, 砂土填充区对应曲线的斜率较大; 从塌孔所形成的孔洞区到砂土填充区曲线斜率由缓变陡, 从侧面反映了塌孔孔洞对桩侧摩阻力具有提高作用、砂土填充造成注浆绕流对桩侧摩阻力具有明显的削弱作用。

2.3 各级荷载作用下桩侧摩阻力分布规律

通过两个相邻断面的桩身轴力差除以该段桩身面积可以获得两断面间的平均桩侧摩阻力^[24]。如图 6 所示, 分别计算出不同荷载级别下桩身标高 5, 15, 27.5, 42.5, 57.5, 72.5, 87.5 cm 处的桩侧摩阻力, 不同工况和不同荷载级别下桩侧摩阻力曲线表现出了不同的变化规律: ①随着上部荷载的增加, 桩侧摩阻力逐步向深部转移, 桩下端摩阻力的发挥晚于上端; 塌孔孔洞、落砂的存在使得桩侧摩阻力沿深度发挥程度不同。②工况 1 的桩侧摩阻力表现出了“两头小、中间大”的变化规律, 即桩侧摩阻力曲线上存在一个峰值, 随着荷载的增加, 该峰值的位置由桩身标高 15 cm 处逐渐下移, 最终稳定在标高 72.5 cm 处。③工况 2 的桩侧摩阻力表现出了“2 个峰值、一个谷值的 M 形”变化规律, 第一个峰值是由于塌孔孔洞被注浆液充填造成的, 第二个峰值与工况 1 相同, 谷值是由于砂土填充桩-土间隙造成桩侧注浆液绕流, 浆液覆盖桩身面积降低从而造成桩侧摩阻力下降, 形成谷值。④工况 3 的桩侧摩阻力曲线与工况 1 的变化规律类似, 不同

的是塌孔孔洞的存在造成峰值的位置由桩身标高 15 cm 处逐渐下移, 最终稳定在标高 42.5 cm 处 (塌孔孔洞所在位置)。⑤工况 4 的桩侧摩阻力曲线相对于工况 1 来说, 其桩端侧砂土填充区域对应的桩侧摩阻力较小, 这说明浆液在落砂区域的绕流降低了随钻跟管桩的桩侧摩阻力。

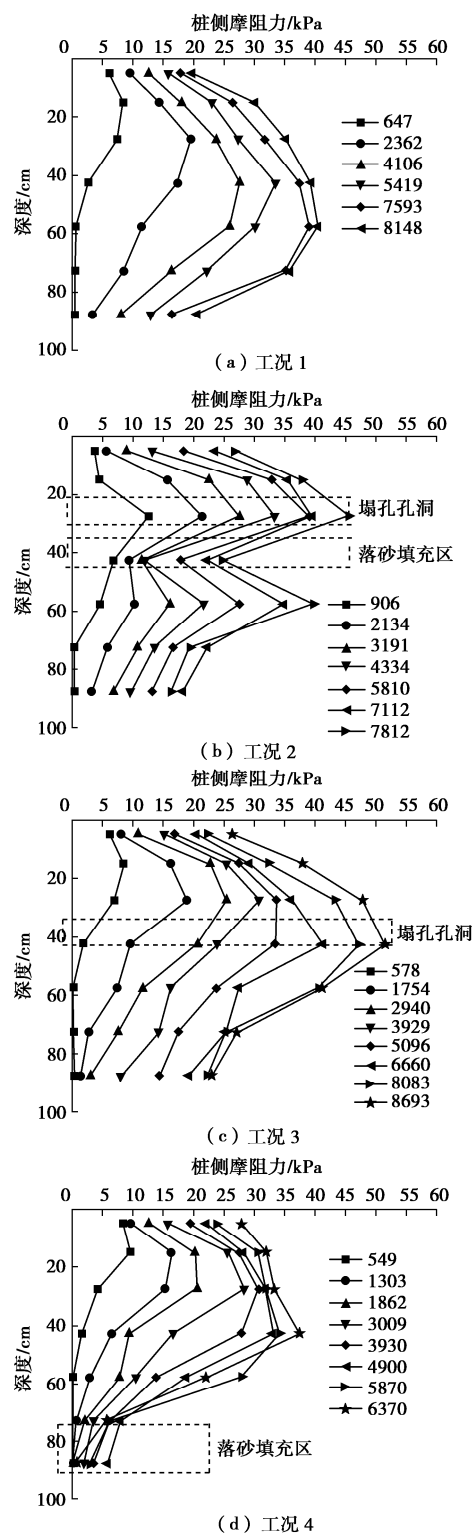


图 6 随钻跟管桩桩侧摩阻力沿深度分布规律

Fig. 6 Distribution characteristics of skin friction of different pile foundations along pile depth

在相同荷载作用下, 桩侧摩阻力由小到大排序依次为工况 4, 工况 2, 工况 1, 工况 3; 达到极限承载力时, 工况 1 到工况 4 的桩侧摩阻力分别为 6061.65, 5590.99, 6914.96, 4136.68 N, 分别占各自的极限承载力 (8147.62, 7811.92, 8692.60, 6370.00 N) 的 74.40%, 71.57%, 79.55%, 64.94%。塌孔并未改变以砂土为持力层的随钻跟管桩为端承摩擦桩的承载特性, 注浆后塌孔形成的孔洞 (简称“塌孔孔洞”) 被浆液充填造成桩侧摩阻力增大; 浆液在落砂区域的绕流 (简称“落砂注浆绕流”) 造成桩侧摩阻力下降, 落砂注浆绕流的降低作用要大于塌孔孔洞产生的积极作用, 工程上的塌孔对桩侧摩阻力的发挥是不利的。

2.4 塌孔影响桩侧摩阻力的本质探讨

桩侧摩阻力主要由注浆液在桩-土间隙中的流动特性 (桩侧注浆结石体覆盖桩身的面积与厚度) 和桩侧注浆液在土体中的扩散特性 (单位面积浆-土黏结强度) 决定。图 7 为开挖后的桩侧注浆结石体及其三维扫描云图, 4 种工况采用同样的注浆工艺、注浆参数、注浆材料, 浆液在相同土体中的扩散性能相同, 这一点在图 7 中不同工况下注浆体的粗糙度特征可以得到证明。故下文重点分析桩-土间隙中浆液的流动特性。

如图 7, 塌孔对桩-土间隙中浆液的流动规律影响较大, 图 7 (a), 工况 1 注浆液流动效果较好, 浆液几乎覆盖了整个桩身 (覆盖率 100%); 图 7 (b), 工况 4 中桩端侧砂土填充导致浆液从出浆口流出后, 沿着某一薄弱通道向上流动, 填充砂土区域对应桩身的浆液覆盖面积小, 即填充砂土区域浆液的绕流导致工况 4 的桩侧摩阻力相对于工况 1 下降了 31.76%; 图 7 (c), 工况 3 中, 浆液沿着桩身流动的同时填充了空的塌孔孔洞, 增加了注浆体的厚度, 导致工况 3 的桩侧摩阻力相对于工况 1 提升了 14.08%; 图 7 (d), 工况 2 中空的塌孔孔洞被充填增加了注浆体厚度, 落砂充填区域浆液的绕流降低了桩身注浆体覆盖的面积, 导致工况 4 的桩侧摩阻力相对于工况 1 降低了 7.76%。综上, 注浆体覆盖桩身的面积与注浆体厚度均为影响桩侧摩阻力的重要因素, 坍塌形成的孔洞及砂土填充桩-土间隙主要通过改变桩侧注浆结石体的积与厚度对桩侧摩阻力产生影响。



(c) 工况3



(d) 工况2

图 7 注浆结石体及其三维扫描点云图

Fig. 7 Grouting stones and their 3D scanning point cloud images

2.5 桩侧注浆体的定量表征

通过三维扫描仪获得空桩与注浆后模型桩的点云数据, 从而获得三维坐标数据和空间点位信息; 采用 Geomagic Control 2014 (64 bit) 专业点云处理软件将空桩和带有注浆体的试验桩进行基准点对齐, 通过 3D 比较和数据分析计算获得桩侧任意位置的注浆体厚度、桩侧注浆体覆盖桩身的面积和注浆体体积。如图 8 所示, 将桩侧摩阻力与注浆体体积进行拟合, 可以得到

$$q = -149093.29 + 158739.53V - 55023.16V^2 + 6462.98V^3 \quad (R^2 = 0.9967) \quad (1)$$

由式 (1) 可以看出, 桩侧摩阻力 q 与注浆体体积 V 具有较好的三次函数关系, 通过式 (1) 可根据注浆量预测注浆后桩侧摩阻力大小。式 (1) 来自于模型试验, 虽然预测现场试验未必准确, 但可为现场注浆提供思路, 为寻找表征注浆后桩侧摩阻力大小的经验公式提供参考。

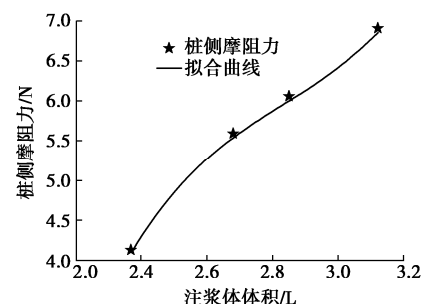


图 8 随钻跟管桩桩侧摩阻力-注浆体体积

Fig. 8 Relationship between skin frictions of DPC pile and grouting volume

3 随钻跟管桩的现场试验

图9给出了2根随钻跟管桩试验桩原位试验荷载-位移曲线, 试验工程地质条件详见文献[25], 其中#1桩桩长15.55 m, 桩侧注浆量为 1.04 m^3 ; #2桩桩长15.04 m, 桩侧注浆量为 0.89 m^3 。#1桩桩底沉渣清除较干净, 属于桩端嵌岩工况, #2桩桩端保留了较厚的沉渣, 属于非嵌岩工况; 抽芯结果显示, #1桩封底细石混凝土强度达到了 46.5 MPa , #2桩封底凝土与沉渣混合体强度仅为 14.7 MPa 。

图9中#2桩(非嵌岩工况)的荷载-位移曲线为典型的陡降型曲线(与本文模型试验结论一致), 其动测承载力为 14406 kN , 其中端承力为 4633 kN , 摩阻力为 9773 kN (摩阻力占比 67.84%), 模型试验中工况1的承载力为 8147.62 N , 其中摩阻力为 6061.65 N (占比为 74.40%), 二者摩阻力占比接近, 说明了模型试验结果的准确性。#1桩(嵌岩工况)的荷载-位移曲线为典型的缓变形曲线, 其动测承载力为 22283 kN , 其中摩阻力(16233 kN)和端承力(6050 kN)均高于#2桩; 开挖桩侧注浆界面后发现, #1桩的桩侧注浆效果明显优于#2桩。#2桩桩顶位置处的桩-土间隙被掉落的渣土填充, 造成桩侧后注浆时浆液在落砂区发生绕流, 导致#2桩形成的桩侧摩阻力相对于#1桩减小 39.80% (约 6460 N), 本文模型试验中工况4的填充砂土区域浆液的绕流造成其桩侧摩阻力相对于工况1下降了 31.76% , 二者摩阻力下降量占比接近, 同样证明了桩-土间隙被落砂填充后易造成浆液在落砂区域绕流而造成桩侧摩阻力下降, 再次说明了本文模型试验结果的准确性。

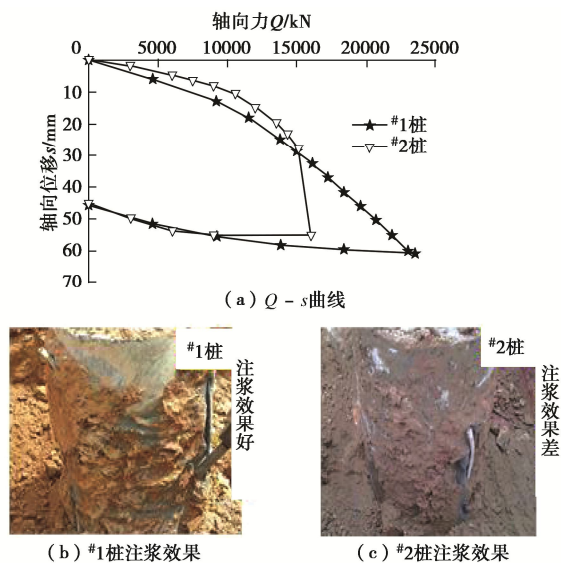


图9 #1桩和#2桩原位试验荷载-位移曲线^[25]

Fig. 9 Load-displacement curves of in-situ tests on piles No. 1 and No. 2

上述数据表明, 同等条件下嵌岩效果越好, 桩端阻力越高; 桩端阻力的发挥也影响桩侧阻力的发挥, 本文重点研究预成孔时塌孔及桩-土间隙中渣土填充对桩侧摩阻力的影响, 未对桩端嵌岩进行模拟, 后续试验需进一步研究嵌岩条件下塌孔对随钻跟管桩承载性能的影响。

4 结 论

(1) 预成孔时塌孔且桩端未嵌岩的条件下, 4种工况下的随钻跟管桩荷载-位移曲线均有较明显的拐点, 为陡降型变化; 注浆后塌孔形成的孔洞被浆液充填造成桩侧摩阻力增大、浆液在落砂区域的绕流造成桩侧摩阻力下降; 坍塌砂土填充间隙引起浆液绕流加速了 $Q-s$ 曲线的陡降。

(2) 4种工况下均表现为端承摩擦桩的特性, 桩身上部的轴力衰减较慢、下部衰减较快; 桩身上部侧摩阻力发挥的比下部发挥的更早更充分、桩端阻力的发挥具有滞后性。

(3) 预成孔时塌孔渣土填充桩-土间隙影响了桩-土间隙中浆液的流动规律, 改变了桩侧注浆体覆盖桩身的面积和厚度, 桩侧注浆体的面积与厚度是桩侧摩阻力的重要影响因素; 桩侧摩阻力与注浆体体积具有较好的三次函数关系。

参考文献:

- [1] 邢皓枫, 李浩铭, 安新, 等. 超大直径嵌岩桩受力特性的数值模拟及其规律性分析[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊2): 1126-1129. (XING Hao-feng, LI Hao-ming, AN Xin, et al. Numerical simulation and analysis of mechanical characteristics for large-diameter rock-socketed piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 1126-1129. (in Chinese))
- [2] 任青, 高战士, 吕洪勇. 层状地基中大直径端承桩的竖向振动特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(增刊2): 4193-4202. (REN Qing, GAO Zhan-shi, LÜ Hong-yong. Vertical vibration characteristics of large-diameter end-bearing pile in layered soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(S2): 4193-4202. (in Chinese))
- [3] HUANG F Y, WU S W, LUO X Y, et al. Pseudo-static low cycle test on the mechanical behavior of PHC pipe piles with consideration of soil-pile interaction[J]. Engineering Structures, 2018, **171**: 992-1006.
- [4] 吴建涛, 叶霄, 李国维, 等. 高路堤下PHC桩加固软土

- 地基的承载及变形特性[J]. 岩土力学, 2018, **39**(增刊 2): 351 - 358. (WU Jian-tao, YE Xiao, LI Guo-wei, et al. Bearing and deformation behaviors of PHC pile-reinforced soft foundation under high embankment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(S2): 351 - 358. (in Chinese))
- [5] 王奎华, 肖 偲, 吴君涛, 等. 饱和土中大直径缺陷桩振动特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(7): 1722 - 1730. (WANG Kui-hua, XIAO Si, WU Jun-tao, et al. Dynamic characteristics of defective large diameter piles in saturated soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(7): 1722 - 1730. (in Chinese))
- [6] 范小雪, 李 原, 吴文兵, 等. 饱和土中大直径缺陷桩水平振动响应研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2020, **39**(2): 413 - 423. (FAN Xiao-xue, LI Yuan, WU Wen-bing, et al. Horizontal vibration response of defective large-diameter piles embedded in saturated soils[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2020, **39**(2): 413 - 423. (in Chinese))
- [7] 薛力梨, 蒋元海, 杨 琳, 等. PHC 管桩蒸压养护混凝土的力学性能与界面亚微观结构[J]. 硅酸盐通报, 2015, **34**(9): 2662 - 2667. (XUE Li-li, JIANG Yuan-hai, YANG Lin, et al. Mechanical property and interface microstructure of autoclaved curing concrete of PHC pile[J]. Bulletin of the Chinese Ceramic Society, 2015, **34**(9): 2662 - 2667. (in Chinese))
- [8] 马加骁, 张明义, 王永洪. 预应力高强度混凝土管桩桩身受力特性测试技术研究进展[J]. 工程地质学报, 2020, **28**(4): 896 - 906. (MA Jia-xiao, ZHANG Ming-yi, WANG Yong-hong. Current status and prospects of test techniques for prestressed high strength concrete pipe pile[J]. Journal of Engineering Geology, 2020, **28**(4): 896 - 906. (in Chinese))
- [9] 唐孟雄, 戚玉亮, 周治国, 等. 空心与填芯 PHC 管桩抗弯试验及其理论计算研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 2): 1075 - 1080. (TANG Meng-xiong, QI Yu-liang, ZHOU Zhi-guo, et al. Comparative study on bending performance between hollow PHC pipe piles and PHC pipe piles with concrete core[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 1075 - 1080. (in Chinese))
- [10] 胡贺松, 陈晓斌, 唐孟雄, 等. 随钻跟管桩桩-土接触面作用机制大型直剪试验研究[J]. 岩土力学, 2018, **39**(12): 4325 - 4334. (HU He-song, CHEN Xiao-bin, TANG Meng-xiong, et al. Investigation on shearing failure mechanism for DPC pile-soil interface in large-scale direct shear tests[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(12): 4325 - 4334. (in Chinese))
- [11] 吴 锋, 汪冬冬, 时蓓玲, 等. 后张法预应力混凝土大直径管桩耐久性与寿命预测研究[J]. 土木工程学报, 2016, **49**(3): 122 - 128. (WU Feng, WANG Dong-dong, SHI Bei-ling, et al. Research on durability and life prediction for raymond cylinder pile[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, **49**(3): 122 - 128. (in Chinese))
- [12] 吴声扬. 填芯大直径随钻跟管桩竖向抗压承载性能试验及数值分析研究[D]. 广州: 广州大学, 2019. (WU Sheng-yang. Experimental Study and Numerical Analysis of Vertical Compression Bearing Capacity of Filling Core Drilling With Large Diameter PHC Pipe Cased Pile[D]. Guangzhou: Guangzhou University, 2019. (in Chinese))
- [13] 周佳锦, 龚晓南, 王奎华, 等. 静钻根植竹节桩在软土地基中的应用及其承载力计算[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(增刊 2): 4359 - 4366. (ZHOU Jia-jin, GONG Xiao-nan, WANG Kui-hua, et al. Application of static drill rooted precast nodular pile in soft soil foundation and calculation for bearing capacity[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(S2): 4359 - 4366. (in Chinese))
- [14] 张日红, 吴磊磊, 孔清华. 静钻根植桩基础研究与实践[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 2): 1200 - 1203. (ZHANG Ri-hong, WU Lei-lei, KONG Qing-hua. Research and practice of JZGZ pile foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 1200 - 1203. (in Chinese))
- [15] 周佳锦. 静钻根植竹节桩承载及沉降性能试验研究与有限元模拟[D]. 杭州: 浙江大学, 2016. (ZHOU Jia-jin. Test and Modeling on Behavior of the Pre-Bored Grouting Planted Nodular Pile[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2016. (in Chinese))
- [16] 李志刚, 张 雁, 朱合华, 等. 软土地区大直径中掘扩底法管桩承载性能现场试验分析[J]. 土木工程学报, 2016, **49**(9): 78 - 86. (LI Zhi-gang, ZHANG Yan, ZHU He-hua, et al. Experimental study on load-bearing behavior of large-diameter belled PHC pipe pile by NAKS- construction-method in soft soil area[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, **49**(9): 78 - 86. (in Chinese))
- [17] 赵 程, 杜兴华, 赵春风, 等. 中掘预应力管桩竖向抗压承载性能试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 1): 393 - 398. (ZHAO Cheng, DU Xing-hua, ZHAO Chun-feng, et al. Vertical bearing capacity of inner-digging prestressed piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013,

- 35(S1): 393 – 398. (in Chinese))
- [18] 赵春风, 杜兴华, 赵 程, 等. 中掘预应力管桩挤土效应试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(3): 415 – 421. (ZHAO Chun-feng, DU Xing-hua, ZHAO Cheng, et al. Squeezing effect of inner-digging prestressed piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(3): 415 – 421. (in Chinese))
- [19] 唐孟雄, 胡贺松, 刘春林, 等. 砂土中不同管桩桩型承载性能的对比试验研究[J]. 岩土力学, 2020, 41(增刊 2): 229 – 237. (TANG Meng-xiong, HU He-song, LIU Chun-lin, et al. Comparative experiments on bearing behavior of different types of pipe piles in sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, 41(S2): 229 – 237. (in Chinese))
- [20] 刘春林, 唐孟雄, 胡贺松, 等. 考虑桩底沉渣的随钻跟管桩竖向承载特性模型试验研究[J]. 岩土力学, 2021, 42(1): 177 – 186. (LIU Chun-lin, TANG Meng-xiong, HU He-song, et al. An experimental study of vertical bearing capacity of DPC piles considering sediment effect at pile bottom[J]. Rock and Soil Mechanics, 2021, 42(1): 177 – 186. (in Chinese))
- [21] TANG M X, HU H S, CUI J, et al. The vertical bearing mechanism of hybrid bored pre-stressed concrete cased piles[J]. International Journal of Civil Engineering, 2020, 18(3): 293 – 302.
- [22] 杨晓松. 大直径随钻跟管桩竖向抗压承载性能及抗震性能试验研究[D]. 广州: 广州大学, 2018. (YANG Xiao-song. Experimental Study on Vertical Compressive Bearing Capacity and Seismic Performance of Drilling with Large Diameter PHC Pipe Cased Pile[D]. Guangzhou: Guangzhou University, 2018. (in Chinese))
- [23] 建筑基桩检测技术规: JGJ 106—2014[S]. 2014. (Technical Code for Testing of Building Foundation Piles: JGJ 106—2014[S]. 2014. (in Chinese))
- [24] 闫 楠, 白晓宇, 水伟厚, 等. 大直径超长冲孔灌注桩竖向抗压承载特性原位测试研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2015, 46(7): 2571 – 2580. (YAN Nan, BAI Xiao-yu, SHUI Wei-hou, et al. In-situ test study on vertical compressive bearing capacity characteristic of large diameter super-long impact-cone concrete pile[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2015, 46(7): 2571 – 2580. (in Chinese))
- [25] 侯振坤, 唐孟雄, 胡贺松, 等. 随钻跟管桩竖向承载性能原位试验与室内物理模拟试验对比研究[J]. 岩土力学, 2021, 42(2): 419 – 429. (HOU Zhen-kun, TANG Meng-xiong, HU He-song, et al. Comparative study on the vertical load-bearing capacity of the drilling with pre-stressed concrete pipe cased pile based on in situ and physical simulation tests[J]. Rock and Soil Mechanics, 2021, 42(2): 419 – 429. (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形成为及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/CJGE202201016

土-桩基-核岛体系动力相互作用振动台试验及数值模拟

景立平^{1,2}, 汪刚², 李嘉瑞², 孙运轮³, 周中一², 齐文浩²

(1. 防灾科技学院, 河北 三河 065201; 2. 中国地震局工程力学研究所, 黑龙江 哈尔滨 150080; 3. 中核能源科技有限公司, 北京 100094)

摘要: 利用振动台试验研究了土-桩基-核岛体系动力反应规律, 分析了桩身内力分布特征、变形规律和桩身破坏模式。试验结果表明: 输入不同幅值的地震动时土层与桩基础结构均出现加速度放大情况, 其中远离结构自由场放大系数峰值出现土层表面, 桩间土层放大系数峰值出现在土层中部, 表明桩基础对土层加速度放大情况有一定影响; 桩身在中部出现加速度放大峰值后在靠近承台位置出现减小, 表明上部结构对桩身加速度放大分布有显著影响。桩身剪力在桩-承台连接处最大并随深度增加而减小, 弯矩在桩顶部及中上部位置较大。桩-承台连接处、桩中部(约6倍桩径)为桩身薄弱环节, 破坏形式为拉伸剪切破坏及弯曲破坏。群桩各桩的破坏顺序为沿振动方向一侧边桩先出现破坏并引起中部角桩破坏, 后中桩破坏, 另一侧边桩最后破坏。水平地震荷载作用下群桩的可能破坏机制是沿振动方向的边桩由于受桩周土的约束较弱、最先受到地震的作用, 更容易先发生破坏, 并引起其它位置的桩发生破坏。

关键词: 核岛; 桩基础结构; 振动台试验; 动力响应; 数值模拟

中图分类号: TU411.93

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)01-0163-10

作者简介: 景立平(1963—), 男, 博士, 研究员, 主要从事岩土地震工程方面的研究工作。E-mail: jing_liping@126.com。

Shaking table tests and numerical simulations of dynamic interaction of soil-pile-nuclear island system

JING Li-ping^{1,2}, WANG Gang², LI Jia-rui², SUN Yun-lun³, ZHOU Zhong-yi², QI Wen-hao²

(1. School of Disaster Prevention Science and Technology, Sanhe 065201, China; 2. Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin 150080, China; 3. China Nuclear Energy Technology Co., Ltd., Beijing 100094, China)

Abstract: The dynamic response characteristics of soil-pile-nuclear island system are studied through the shaking table tests. The distribution pattern of internal force, deformation mode and failure mechanism of piles are analyzed. The test results show that when the RG160 artificial waves of different amplitudes are input, acceleration amplification occurs in both the soil layer and the pile foundation structure. The peak value of the amplification coefficient of the free field far away from the structure appears on the soil surface, while the peak value of the amplification coefficient of the soil layers between piles appears in the middle part, which indicates that the pile foundation has a certain influence on the acceleration amplification of the soil layers. The peak value of the amplification coefficient along pile appears in the middle part and then decreases near the pile cap indicating that the superstructure has a significant effect on the acceleration amplification distribution along the piles. The shear force of pile body is the maximum at the pile-cap connection and decreases with the increase of depth, while the bending moment is larger at the top and middle upper positions of the piles. The pile-cap joint and the middle part of the piles (about 6 times the diameter of the piles) are the weak point of the piles, and the failure modes are tensile shear failure and bending failure. The failure sequence of the pile groups is that the piles at one side along the vibration direction are damaged first and cause the failure of the middle corner piles, then the middle piles are damaged, and the piles at the other side are destroyed finally. The possible failure mechanism of the pile groups under horizontal seismic loads is that the piles at one side along the vibration direction are more likely to be affected and damaged first by the earthquake because of the weak constraint of the around soils, and then cause the destruction of other piles. The conclusion can provide reference for the seismic design of pile foundation of nuclear island plants.

Key words: nuclear island; pile foundation structure; shaking table test; dynamic response; numerical simulation

0 引言

由于核电建设的快速发展, 沿海基岩场地已不能

基金项目: 中国地震局工程力学研究所基本科研业务费专项项目(2019B10); 国家科技重大专项项目(2018ZX06902016)

收稿日期: 2021-04-06

*通信作者(E-mail: wanggang198903@126.com)

满足选址的需要,在非基岩场地建设核电站已成为一个不可避免的问题。出于核电发电的安全性考虑,核电结构的设计和建造安全等级是最高的。非基岩核电站包含地基-基础和上部结构两部分,现有的上部结构设计保证了其具备抵抗大飞机撞击和导弹打击等极端作用的能力,因此,核电站上部结构往往具有较高的抗震能力,难以在地震过程中产生破坏。为了确保核电结构在地震中的安全,非基岩场地的地基和基础的抗震设计则成为关键的问题。

桩基础是一种应用广泛的深基础形式,具有承载能力大、稳定性好、差异沉降小等优点而被广泛应用于桥梁结构、高层建筑、港口码头、海洋平台和核电站结构中。震害调查表明桩基础具有良好的抗震性能,但同时也存在一定的地震破坏实例,而且桩基础的震害具有隐蔽性,且破坏后修复困难。因此,很多学者开展了对桩基抗震性能的试验和理论研究。

早年的试验研究多集中在对桩基竖向承载力及抗倾覆滑移中,上部结构多以民用建筑、码头、厂房等建筑形式为主。近年来专家学者将研究目光聚集在桩基础侧向承载力及桩-土动力响应相互作用问题,并取得了一系列实用的研究成果。与常见建筑结构形式不同,核电结构一般采用钢板混凝土制作,墙体厚重,具有“质量大、刚度大”等自身独有特点,因此对结构体系动力相互作用有巨大的影响。现有桩基础理论是否适用核电核岛厂房结构存疑,所以桩基础在核电中的应用还有很多问题有待研究、阐明和解决。

现有的震害调查报告及理论研究明确了在地震过程中桩基础可能出现的常见震害形式,但是对于其破坏机理还没有明确的研究结论。国内外学者通过连续介质力学模型、结构简化模型、有限元模型等对桩-土动力相互作用及桩基础结构破坏机理等问题进行了理论和数值模拟研究,取得了一些有益的结论。目前,大型振动台地震模拟试验方法作为一种切实有效的结构动力响应研究方法被广泛应用在岩土结构领域。近年来,国内外专家学者利用大型振动台试验对动力荷载下桩身内力分布及桩-土-结构地震响应分析进行了大量研究,取得了许多阶段性的研究结论。

赵晓光等^[1]开展了入土式承台群桩振动台试验,结果表明承台结构的正侧面动土压力显著发挥,反映了在承台、基桩和地基土协同工作中承台侧面水平抗力的贡献不容忽视。谢文等^[2]通过振动台试验研究桩-土-结构相互作用,指出随地震动峰值的增大结构-土-结构相互作用减小,上部结构的高阶振型对其地震响应的贡献明显。许成顺等^[3]通过振动台试验研究指出,在动力响应过程中桩基弯矩幅值呈现出桩顶弯矩小(靠近桩顶处)、下部弯矩大(靠近桩端处)

的规律,且在土层交界面附近弯矩存在突变。陈跃庆等^[4]指出在不同地基土性条件下,结构-地基动力相互作用具有相似的规律,但其效果和机理存在差异。Barbara等^[5-6]开展嵌岩单桩动力体系地震响应振动台试验,试验主要分析地震荷载下土体的水平位移及桩的地震响应,并分析土体加速度的频谱特征。Mohsen等^[7]采用矩形刚性土箱开展了一组研究桩基在液化引起的侧向大变形场地中地震响应的大型振动台试验,研究单桩和群桩基础在发生液化大变形时的反应规律和破坏机理。

现阶段由于各种因素和试验条件的限制,对于桩-土-结构大型振动台试验研究还相对较少。针对运用在核电站核岛厂房中的桩基础结构,群桩-土-结构动力体系的研究仅停留在桩基理论与数值模拟的研究^[8-10],对于大型振动台试验研究还处于空白阶段。

为研究不同地基土层中土-桩-核岛结构在水平地震荷载下的动力相互作用规律和桩基破坏机理及失效模式,拟开展中软土、中硬土和硬土单一土层的振动台试验研究。本文为该系列试验的中软土地场条件下土-桩基-核岛结构体系的动力相互作用试验,主要分析了系统加速度的反应规律及桩基的内力,讨论了中软土中桩身的地震破坏机理和失效模式,并采用大型通用有限元软件 ABAQUS 对试验过程进行了数值模拟,定性地讨论了试验结果的合理性。

1 试验介绍

1.1 振动台系统

中国地震局工程力学研究所地震模拟振动台系统,台面尺寸为 5 m×5 m,承载能力为 300 kN,最大行程为±0.5 m,最大速度为 1.5 m/s,最大加速度达 2g,是三向六自由度大型振动台。

1.2 层状剪切模型箱

试验模型箱为自行研制的三维叠层剪切模型箱^[11],如图 1 所示。模型箱的外部尺寸为长×宽×高=3.7 m×2.4 m×1.7 m,箱体采用多层方形钢管框架等间距叠合而成,上下层框架之间的间距为 20 mm。剪切模型土箱空箱自振频率为 7.5 Hz,阻尼比约为 22.6%。该模型箱已完成了多次土结动力相互作用试验,试验结果表明该剪切模型箱具有良好的边界模拟效果^[12]。

1.3 桩基础结构与上部结构设计及制作

桩基础结构由下部群桩基础及上部入土式承台组成。群桩由 5 根桩呈“十字型”布置组成,桩-承台结构如图 2 所示。桩身长度为 1.35 m,桩径 0.1 m,配 4 根直径 8 mm 纵筋,使用直径 4 mm 铁丝作环形箍筋,间隔 100 mm 布置。桩间距 0.6 m (6 倍桩径),

桩底设有 20 mm 厚钢板与模型箱底部焊接模拟实际嵌岩桩受力情况。承台模型尺寸为 1.9 m×1.9 m，厚 0.15 m，内部双向配有间距 100 mm 的直径 8 mm 钢筋。桩身和承台均使用 C30 细石混凝土浇筑，实际测得混凝土轴心抗压强度为 35.6 MPa，弹性模型为 22567 MPa。

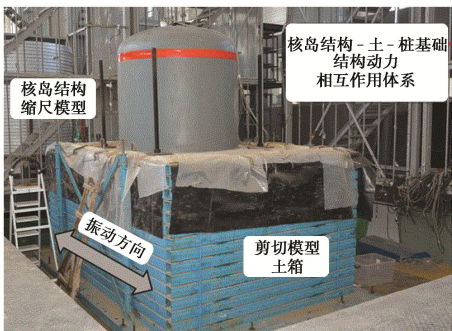


图 1 试验模型体系图

Fig. 1 Diagram of test model system

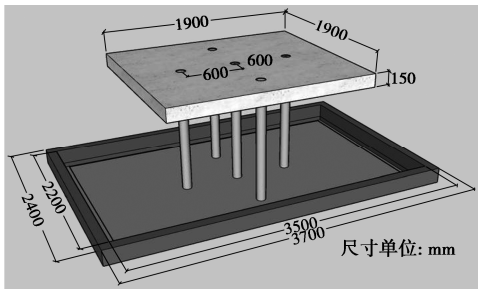


图 2 桩基础结构示意图

Fig. 2 Schematic diagram of pile foundation structure

上部结构由双钢板安全壳模型及混凝土底座组成，总高度 1.769 m。安全壳按 1/20 缩尺模型设计，高 1.619 m，间隔 0.4 m 高度处设有隔层，外径 1.5 m，内径 1.368 m，钢板间使用间距为 0.2 m×0.2 m 的直径为 4 mm 的螺栓对拉。混凝土底座尺寸、材料与承台一致，并使用 4 根高强度螺栓与承台连接。安全壳内设有配重块，上部结构设计总质量为 10 t，如图 3 所示。

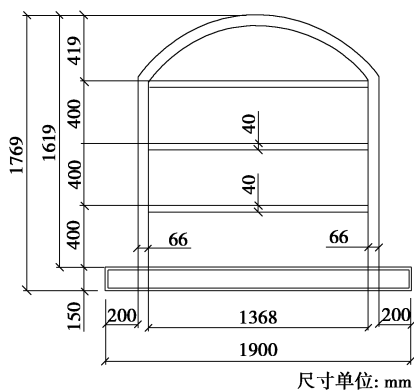


图 3 核岛厂房模型示意图

Fig. 3 Schematic diagram of nuclear island plant model

1.4 地基基础模型及参数

试验用土为某场地粉质黏土，模型箱中填土深度为 1.5 m。为保正土体密度和均匀性，每填土 100 mm 厚时进行人工夯实，用环刀法取样测试密度，并取土样进行了共振柱试验。试验测得平均土密度为 1700 kg/m³，剪切波速约为 175 m/s。

1.5 监测方案设计

为研究地基土 - 桩基 - 核岛结构的动力相互作用规律，试验中布置了拉线位移计、电阻应变片或光纤应变计、加速度计、土压力计等，位置如图 4 所示。土样夯实成型过程中有部分传感器出现不同程度损坏，本文依据实际获得的可信数据结果进行分析。土中和结构外表布设了加速度计来测试系统动力相互作用对加速度放大效应的影响；通过在土中水平埋设直径为 8 mm 的钢管，使用拉线位移计连接在#1 和#2 桩身直接测试了桩身位移；#1、#2 和#5 桩身粘贴了电阻式应变片，#3 桩身粘贴了光纤光栅式应变计来测试桩身内力。

1.6 地震动输入方案

模型试验结果能定量地反映原型系统的动力相互作用规律，需要建立试验相似关系。理论上重力离

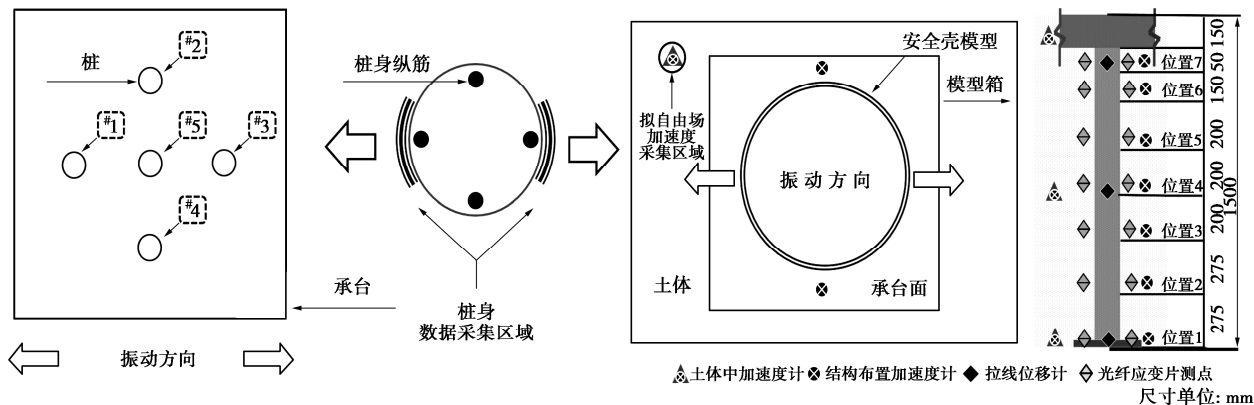


图 4 传感器布置示意图

Fig. 4 Layout of sensors

心机试验可以给出满足试验要求的相似关系,但对于常重力加速度条件下的大型地震模拟振动台试验,很难给出所有变量全部满足的相似关系,仅对结构的振动台试验而言,为了满足重力的相似要求,在线性条件假定下,一般采用人工质量模型或欠人工质量模型。众所周知,土是具有强非线性的离散体,原状土具有较强的结构性,在常重力加速度条件下,土体的振动台试验不可能给出模量和力等物理量的相似关系,因此,在土-结构大型地震振动台试验中不可能给出严格的相似关系,更不可能将试验结果定量地反演到原型结构。常重力加速度地震模拟振动台试验仅可以定性地研究土-结构动力相互作用规律和特征。基于此,本文试验过程中没有考虑结构和土的相似关系问题,仅是通过输入不同类型和幅值的地震动,定性研究土-桩-结构在水平荷载下的动力相互作用特征。

美国 RG1.60 设计反应谱是世界上最早的核电厂抗震设计反应谱之一,中国已建核电厂的抗震设计中,大多考虑了美国 RG1.60 设计反应谱。本次试验采用白噪声和根据 RG1.60 反应谱合成的地震动,如图 5 所示。试验前后输入的白噪声幅值为 0.05g,试验水平输入的地震动峰值分别调整为 0.1g, 0.2g, 0.4g, 共进行 3 次振动台试验。

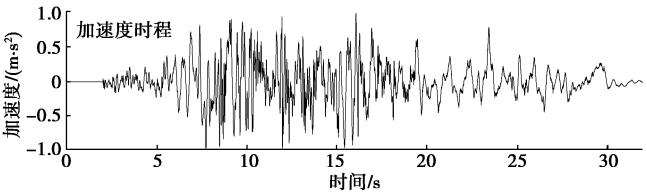


图 5 RG160 人工波示意图

Fig. 5 Schematic diagram of RG160 artificial waves

2 试验结果分析

2.1 结构体系自振频率分析

测试系统自振频率的方法有很多^[13-14],本文为研究上部结构对结构体系的影响,在试验前后输入峰值 0.05g 的白噪声分别对土-桩基相互作用体系、土-桩基-上部结构相互作用体系进行扫频,结果如表 1 所示。

从表 1 中可知,上部结构对土-桩基础结构体系的自振频率有一定影响,在加入上部结构后承台、桩间土层自振频率有一定的上升;对于远离结构的自由场土体的影响相对较小。在输入地震动试验后,因土-桩接触面发生分离,承台的自振频率进一步减小。

2.2 试验宏观现象及桩身结构破坏描述

每个工况试验前将土表面平整并与承台结构紧密贴合,图 6 为每个试验工况结束后承台结构与土体

表 1 结构体系自振频率表

Table 1 Natural frequencies structural system

试验阶段	部分名称	加载工况	有无上部结构	自振频率 /Hz
地震荷载输入前	自由场土体			13.21
	承台	白噪声 0.05g	无	8.43
	桩间土			9.44
	自由场土体			13.33
	承台	白噪声 0.05g	有	13.15
	桩间土			10.45
地震荷载输入后	自由场土体			13.01
	承台	白噪声 0.05g	有	10.95
	桩间土			10.22

表面的情况。在 0.1g 地震动幅值输入下承台与土体间出现细微裂缝,0.2g 幅值输入后土体与承台间的间隙增大,沿振动方向距离承台 10 cm 区域内土体出现下陷,距离承台 10~20 cm 区域内土表面出现隆起现象。当地震动幅值增至 0.4g 时,土体下陷情况愈发明显,沿振动方向距离承台 15 cm 区域内土体下陷,距离承台 15~40 cm 区域内土体出现隆起现象,相较于 0.2g 地震动工况土体隆起的高度有明显增加。试验过程中上部结构未出现倾斜或与承台间发生相对位移的现象。

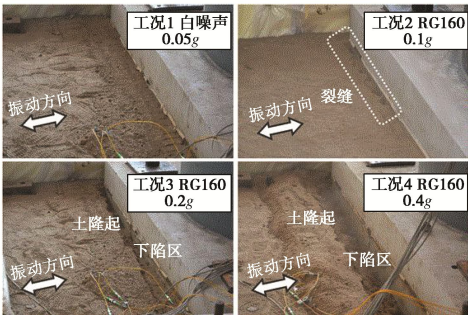


图 6 土体表面破坏图

Fig. 6 Failure of soil surface

试验结束后发现桩与承台连接处发生破坏,破坏形式包括桩与承台脱开、桩顶发生断裂、桩头出现环形裂缝及斜向断裂,见图 7。从图 7 中可以看出, #3、#4 桩在桩头连接处破坏比较明显; #5 桩主要出现桩头与承台连接处脱离; #1 桩出现环形裂缝和斜裂缝并有明显的裂纹发展趋势。其次在 #3 桩桩身距承台 55~65 cm 处出现结构的弯曲破坏。#1~#5 桩在桩身每隔 100 mm 均出现了一道环形裂缝,裂缝位置位于两道箍筋中部区域。从桩-承台基础破坏形式而言,破坏严重程度由重到轻依次为 #3 桩、#4 桩、#2 桩、#5 桩、#1 桩,推测试验中桩基的先在振动方向一侧发生破坏,然后向中部两角桩传递,接着中桩发生破坏,最后破坏的是沿振动方向的另一侧边桩。



图 7 桩基础结构破坏图

Fig. 7 Failure of pile foundation structure

2.3 土体加速度反应

试验中分别在远离结构土体中及桩间土中布设加速度计, 图 8 给出了各地震动幅值输入时 F-A1 (土层底部)、F-A4 (土表) 记录的加速度的反应谱。从图 8 中可以看出体系对输入地震动的反应谱形状影响不大, 但对其幅值有较大的放大作用, 相应的加速度峰值放大系数如表 2 所示。

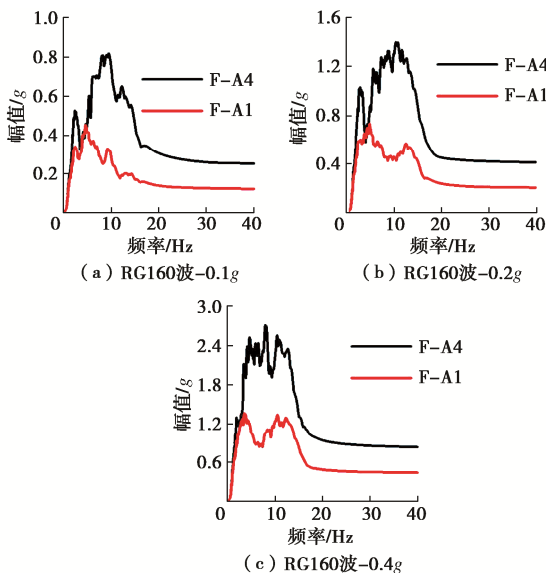


图 8 自由场加速度反应谱

Fig. 8 Response spectram free-field acceleration

表 2 自由场土表加速度记录

Table 2 Records of free-field soil surface acceleration			
地震动幅值/g	台面加速度峰值/g	自由场土表加速度峰值/g	放大倍数
0.1	0.101	0.193	1.911
0.2	0.208	0.395	1.901
0.4	0.411	0.779	1.895

由表 2 可以看出在远离结构土体中各工况加速度放大现象明显, 实际测得土表放大系数约为 1.9, 并随输入峰值的增加略有减小, 与垂直入射时地表放大系数为 2 的理论值相近。

图 9 为桩间土层中的加速度计 C-A1 (土层底部) 至 C-A4 (承台下部) 在不同工况下记录的加速度反应谱。从图中可以看到, 各工况反应谱的形状变化不大,

但在承台以下 60 cm 处幅值变大, 尤其在 0.4g 地震动幅值工况中该位置峰值放大系数可达 2.2, 随着距承台距离的减小峰值放大系数出现降低现象, 靠近承台位置加速度峰值放大系数明显小于自由场, 如图 10。

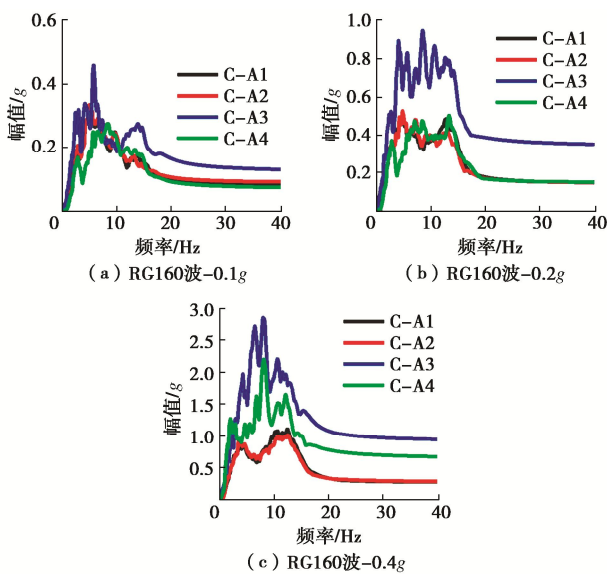


图 9 桩间土层加速度反应谱

Fig. 9 Response spectra of soil layers between piles

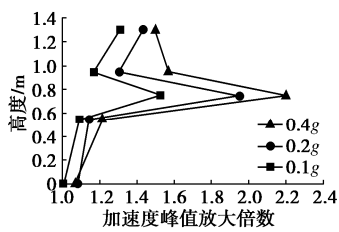
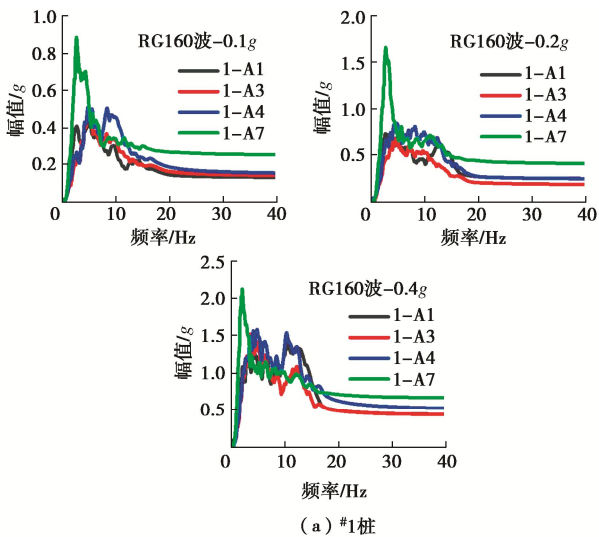


图 10 桩间土层加速度放大系数

Fig.10 Acceleration amplification factors of soils between piles

2.4 结构加速度反应

图 11 为不同工况各桩附近土中测点的加速度反应谱。从图中可以看出, 随着地震动输入幅值的增大, 反应谱幅值有增大的趋势, 而且在桩头处加速度峰值放大明显。



(a) #1桩

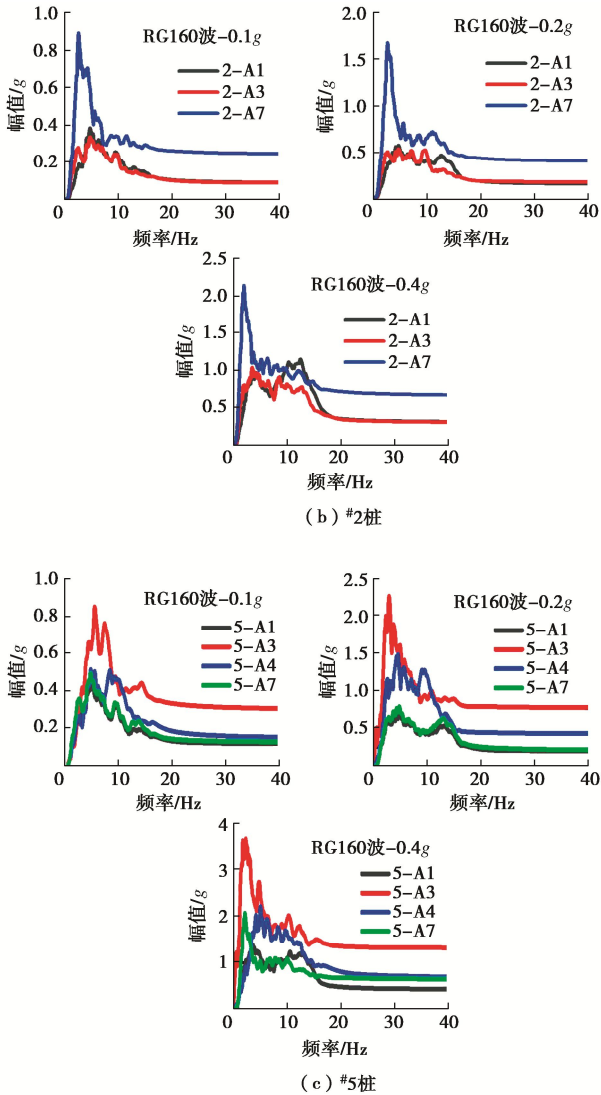


图 11 桩身加速度反应谱

Fig. 11 Response spectra of acceleration of piles

图 12 为桩身各测点加速度峰值放大系数。#1 桩身上各测点的加速度自下而上不断放大,在桩底至 55 cm 高度处增加速度较慢,在 55~75 cm 高度处增加速率变大,后由于上部承台及结构的影响在 75 cm 高度至桩顶段加速度增加速率又明显降低。同时随着输入加速度幅值的增加桩身各测点加速度峰值放大系数略有下降。#2 桩加速度放大系数的变化规律和 1 号桩基本相同。但#5 中心桩的加速度峰值出现于 55~75 cm 高度段,而且其值明显高于桩底和桩顶,在 55 cm 高度内放大系数增长缓慢,55~75 cm 高度段增加速率明显增大,在 75 cm 高度处达到最大值,之后呈现逐渐降低趋势。

由图 11, 12 可知:桩身加速度峰值放大系数小于自由场中土体放大系数,但略大于桩间土中的放大系数。中桩放大系数最大值出现在桩身中部,角桩和边桩的放大系数最大值出现在桩顶处。由于模型土成型时部分加速度计损坏,桩身放大系数的分布规律还

需结合数值模拟结果进行进一步讨论。

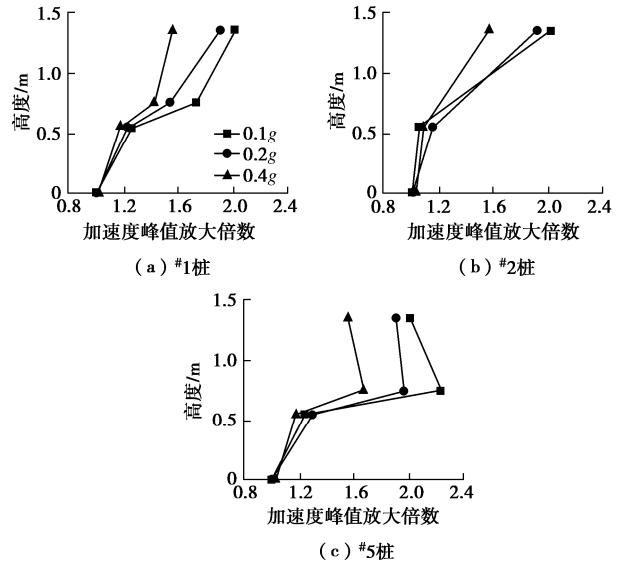


图 12 桩身加速度放大系数

Fig. 12 Acceleration amplification factors of piles

2.5 桩身弯矩反应

目前桩基设计主要考虑的影响因素除上部结构所需的地基竖向承载力、水平承载力外,最重要的影响因素是弯矩;同时动力荷载作用下弯矩变化也是导致桩结构破坏及不同破坏形式的重要影响因素。本文通过沿桩身布置的电阻应变片及光纤应变片数据计算沿桩身的峰值弯矩分布。

根据梁单元的基本假设,利用桩身两侧应变计算桩身弯矩为

$$M = \frac{EI(\varepsilon_t - \varepsilon_c)}{2r}, \quad (1)$$

式中, EI 为单桩抗弯刚度, r 为桩基半径, ε_t 为受拉侧应变, ε_c 为受压侧应变。

本次试验#1, #2, #5 桩使用电阻应变片, #3 桩使用光纤应变计,测点均沿振动方向布置在桩身两侧,实际每侧布设了 7 个测点,但是由于应变片损坏,地震动幅值为 0.1g 和 0.2g 时实际可使用测点数为 6 个;地震动幅值为 0.4g 时实际可使用测点数为 5 个;所有工况中光纤应变计实际可使用测点数为 4 个。

图 13 为#1, #2, #5 桩在不同地震动幅值下的弯矩峰值分布情况。由图可以看出弯矩峰值为桩顶部最大、桩中部较大,桩底较小,各桩顶部弯矩随地震动幅值的增加不断加大。群桩各桩的弯矩峰值表现出边桩(#1) > 角桩(#2) > 中桩(#5) 的特点。边桩桩底位置的弯矩峰值明显大于角桩与中桩,而中桩底部的弯矩峰值略小于角桩。#1 桩桩身在承台下 6 倍桩径处出现反向弯矩峰值,该位置与桩身中部破坏位置基本一致。#2, #5 桩桩身反向弯矩峰值出现位置与#1 桩一致。从弯矩时程推测,试验过程中桩身首先在与承台连接处发生破坏,然后在承台下约 6 倍桩径位置发生破坏。

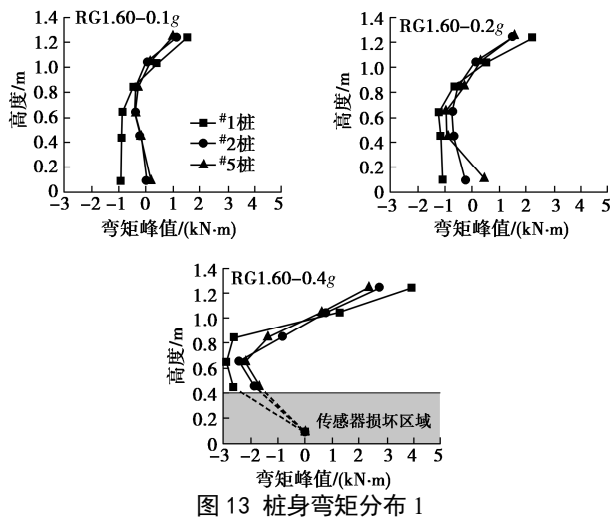


图13 桩身弯矩分布1

Fig. 13 Distribution 1 of bending moment of piles

图14为光纤应变采集到#3桩的弯矩峰值分布。在不同工况下, 桩身弯矩峰值均位于桩顶位置, 在承台下3.5~4.5倍桩径位置出现反向弯矩峰值点。光纤应变与电阻应变计算后得到的弯矩峰值分布规律一致。

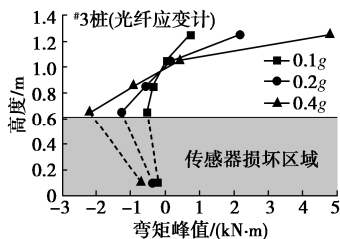


图14 桩身弯矩分布2

Fig. 14 Distribution 2 of bending moment of piles

2.6 桩基础结构桩身变形

土-结动力相互作用试验中, 土中结构的位移测量一直是监测的难点, 通常使用加速度计测量加速度后通过积分确定相应的位移。本次试验采用新的测试方法, 将拉线位移计拉线端固定在土箱外, 并通过土中埋设的钢管将拉线连接到桩身, 直接测得桩基振动过程中不同位置处的位移时程, 图15为#1桩桩身测得的位移时程曲线。

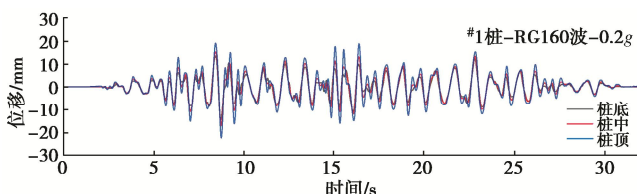


图15 桩身位移时程图

Fig. 15 Time-history diagram of displacement of piles

图16为在不同工况下#1、#2桩的桩身变形图。从图16中可知, 桩身结构上部变形明显大于桩身下部变形, 随着地震动幅值的增加, 桩变形逐渐增大, 且不同位置桩之间的变形差异逐渐减小。相同荷载工况下

#1桩变形明显大于#2桩。由此可推断试验中, 边桩先于角桩发生破坏。

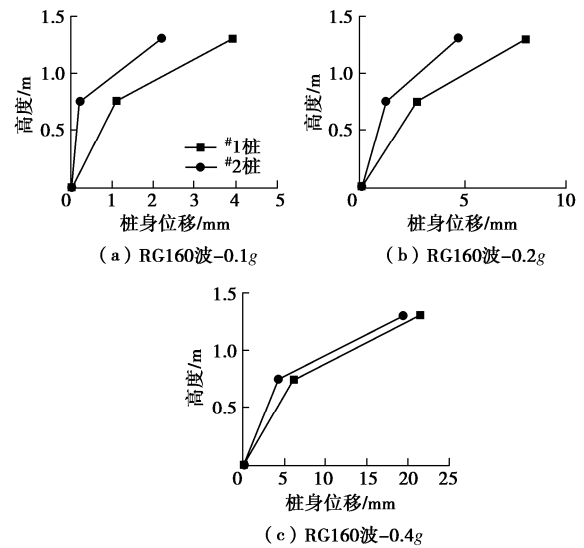


图16 桩身变形

Fig. 16 Deformations of piles

3 数值模拟

有效的数值模拟可以对试验结果进行预估, 也可以定性地验证试验结果的有效性^[15]。为进一步讨论土-桩基-核岛结构的动力相互作用规律, 本文利用ABAQUS有限元模拟了0.4g地震动幅值的工况。

土体、混凝土和上部结构均采用48自由度的全积分八节点实体单元模拟, 钢筋使用桁架单元进行模拟。对模型离散后最小单元尺寸20 mm, 最大单元尺寸50 mm。侧向边界采用绑定边界^[16], 底边界采用固定边界。混凝土本构采用损伤本构模型, 密度为2500 kg/m³, 弹性模量为22567 MPa, 泊松比为0.2。土体采用莫尔-库仑本构模型, 弹性模量取为125 MPa, 泊松比为0.3, 密度为1700 kg/m³, 剪切波速为175 m/s, 黏聚力为5 kPa, 内摩擦角为15°。安全壳结构采用线弹性本构模型, 密度7800 kg/m³, 弹性模量为206 GPa, 泊松比为0.25。钢筋采用双折线本构模型, 弹性模量为206 GPa, 泊松比为0.25, 屈服强度为535 MPa, 屈服后应力-应变曲线强度取原强度1/200, 钢筋单元整体内置于混凝土单元中。模型如图17所示。

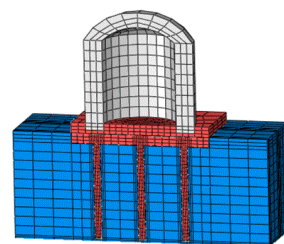


图17 数值模拟模型

Fig. 17 Numerical simulation model

3.1 桩基础结构模拟破坏现象

计算过程中主要监测桩、承台结构在受拉和受拉条件下的损伤分布及损伤发育过程,探讨桩基础结构在单向水平动力作用条件下破坏机理。

图 18 给出了桩-承台混凝土结构损伤分布。从损伤程度上而言,桩结构的拉损伤出现时间明显大于压损伤;拉损伤的最终损伤系数明显高于压损伤。拉损伤优先出现在桩-承台连接处,之后出现在桩中部位置,而且两个地方的破坏都是由两侧表面向桩心发育,破坏位置与实际试验相符;同时在桩身其他地方每 100 mm 出现环状损伤,但损伤均未向桩心发育,和试验中桩结构环状裂缝的现象相同。压损伤集中发生在桩顶位置,且一侧边桩的压损伤系数明显高于中部角桩、中心桩及另一侧边桩,这与之前根据破坏现象推断的群桩各桩破坏顺序一致。

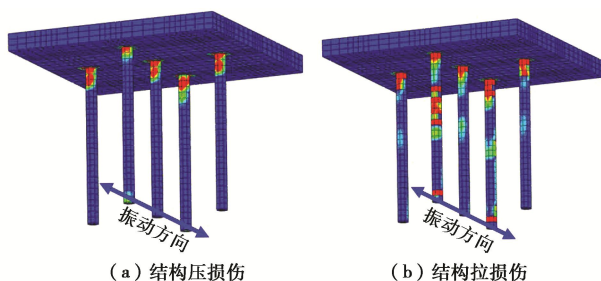


图 18 桩基础结构损伤示意

Fig. 18 Damage of pile foundation structure

3.2 桩身加速度反应特征

以输入地震动幅值为基准计算桩身各中心点加速度放大系数,结果如图 19 所示。加速度在距桩底 4 倍桩径附近开始加速放大,放大系数在桩中部区域(承台以下 5.0~6.0 倍桩径)处达到峰值,之后至顶部出现轻微下降,放大系数在桩顶部位置下降至 1.5 左右,此处放大系数的下降是输入地震波的主频与上部结构的自振频率差异较大,上部结构的振动对下部结构有一定影响,导致加速度峰值放大系数在桩-承台连接处一定范围内出现降低的情况。

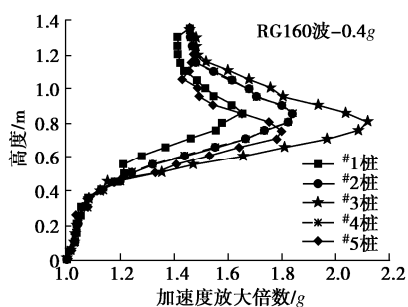


图 19 桩身加速度放大系数

Fig. 19 Amplification factors of acceleration of piles
各桩桩身中部的加速度峰值放大系数的大小顺序

为:一侧边桩>中部角桩>中桩>另一侧边桩,与推测的各桩破坏顺序一致。表明在动力相互作用中考虑群桩效应时,在总体规律一致的前提下不同位置桩的桩身加速度分布又存在一定差异,上部结构对群桩中各桩的影响与桩的位置有关。

3.3 桩身内力分布特征

试验中因受到测点位置及数量的限制只能得到桩身内力大致的分布规律。在数值模拟中可增加检测截面数量得到更为细致的内力分布情况,在此提取各桩身的剪力及弯矩峰值时刻的分布情况,如图 20 所示。

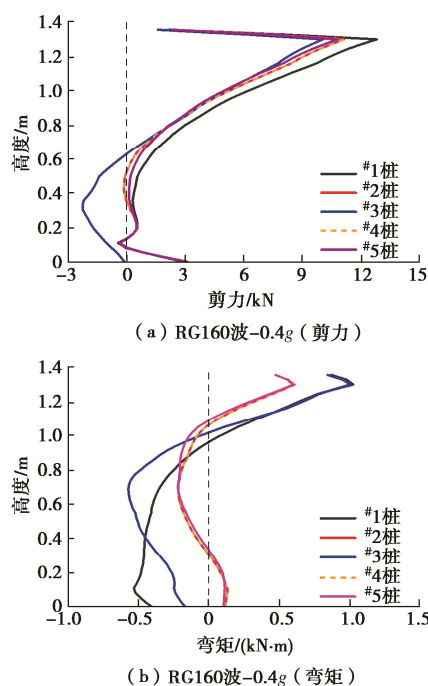


图 20 桩身内力分布计算结果

Fig. 20 Calculated results of distributions of internal force of piles

在动力相互作用体系中,剪力的峰值出现桩与承台结构连接处,之后剪力随埋深的增加而加速减小,接着在 75 cm 高度以下逐渐趋于零,在靠近桩底位置时剪力又出现激增但其值远远小于桩顶位置。桩底剪力峰值出现的时刻与输入加速度峰值的时刻相同,而桩顶剪力峰值出现的时刻与上部结构加速度峰值出现的时刻相同,说明桩底的剪力峰值是桩-土运动相互作用的体现,而桩顶剪力峰值是上部结构与地基基础惯性相互作用的体现。

弯矩的分布:群桩结构在承台下 3~4 倍桩径处出现反弯点,中桩在距底部 3.5 倍桩径处再次出现反弯点而两侧边桩未见此现象。弯矩峰值出现在桩-承台结构的连接处,两侧边桩一侧在底部一侧在中部出现弯矩峰值,中桩在桩身中部有极值但其值远小于边桩弯矩峰值。

联系实际试验情况分析,与传统地基梁理论认为

桩在土中以纯弯破坏为主的破坏形式不同, 在单向水平动力相互作用时, 由于上部核岛结构质量大, 桩身的破坏是弯矩与剪力的联合破坏结果。

3.4 桩基础结构变形分析

图 21 为各桩在单向水平动力作用时候, 桩身相对于桩底部的变形。从图可知桩身上部的变形明显大于下部, 且变形随深度的增加逐渐降低, 体现了土体对桩身的约束作用。各桩变形大小顺序为: 运动方向一侧的边桩>中部角桩>中桩>另一侧边桩。在水平动力荷载作用下, 不同位置桩的变形有差异, 体现群桩变形的协调非一致性, 在相同动力输入条件下, 基桩在群桩中的位置会影响到桩的变形情况。

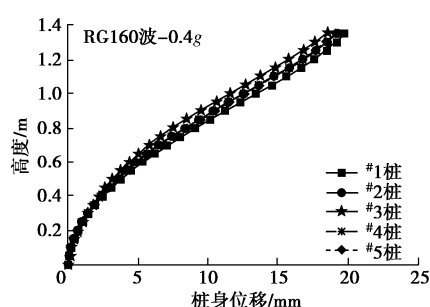


图 21 桩身变形

Fig. 21 Deformations of piles

4 结 论

本文通过中软土-群桩-核岛结构动力相互作用大型振动台试验及相应有限元数值模拟, 讨论了土体及基础结构加速度反应特征, 分析了桩身的内力分布形式与桩身的变形特性, 探讨了群桩基础中各桩破坏发生顺序及破坏模式, 得到以下 6 点结论。

(1) 在土-桩-结构动力相互作用系统中, 土体与桩身都会出现加速度放大情况, 桩间土层放大系数小于远离结构自由场土体的加速度放大系数。桩身的加速度放大系数的峰值出现位置位于桩中部区域。

(2) 桩-承台连接处的弯矩与剪力最大, 剪力随埋深增加而迅速减低, 承台下约 6 倍桩径处弯矩较大, 边桩底部弯矩也较大, 而中桩底部弯矩较小。承台以下 3~4 倍桩径区域各桩均有反弯点, 中桩在距桩底 3.5 倍桩径附近再次出现反弯点。

(3) 各桩在动力响应中表现出水平变形非一致性, 变形大小顺序为沿振动方向一侧的边桩>中部角桩>中桩>另一侧情况。

(4) 试验宏观破坏现象表明: 桩基础结构破坏发生于桩与承台结构连接位置, 破坏处出现环形裂缝和斜向裂缝, 为剪切与弯曲共同作用的结果; 同时桩身混凝土表面出现环形裂缝。群桩结构的破坏顺序为:

沿运动方向一侧的边桩先发生破坏, 然后中部角桩发生破坏, 接着中桩破坏, 最后另一侧边桩发生破坏。就各桩而言, 为先发生桩承台连接处的破坏后发生桩中部破坏。

(5) 数值模拟计算结果与试验实测结果有一定偏差但是反应规律一致。数值模拟对试验设计、试验结果预估、实际工程设计有一定指导意义。

(6) 在核岛桩基设计时应关注剪力和弯矩对桩-承台连接处的影响, 在此位置应对桩的设计进行抗剪切验算。均匀土层中承台下约 6 倍桩径处受力比较明显, 易发生桩身破坏, 设计时应特殊考虑。较重上部结构在水平地震作用下桩身出现明显的弯曲破坏特征, 设计时也应考虑。有些传统设计认为应该加强群桩中部区域桩的设计强度, 根据本文研究结论核岛厂房结构考虑地震水平动力相互作用影响时应加强边桩的水平承载力设计强度。

参考文献:

- [1] 赵晓光, 高文生. 地震作用下高承台群桩基础振动台试验研究[J]. 建筑结构, 2019, 49(17): 120-129. (ZHAO Xiao-guang, GAO Wen-sheng. Experimental study on seismic response of pile group foundation with high-cap by shaking table[J]. Building Structure, 2019, 49(17): 120-129. (in Chinese))
- [2] 谢文, 孙利民. 桩-土-斜拉桥动力相互作用体系振动反应特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(7): 1319-1328. (XIE Wen, SUN Li-min. Experimental studies on seismic response characteristics of dynamic interaction system of pile-soil-cable-stayed bridges[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(7): 1319-1328. (in Chinese))
- [3] 许成顺, 豆鹏飞, 杜修力, 等. 非液化土-群桩基础-结构体系相互作用动力响应振动台试验研究[J/OL]. 建筑结构学报:1-11[2020-10-16]. (XU Cheng-shun, DOU Peng-fei, DU Xiu-li, et al. Shaking table test study on dynamic response of non liquefiable soil pile group foundation structure system [J/OL]. Journal of Building Structure: 1-11 [2020-10-16]. (in Chinese))
- [4] 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))

- [5] CHANG B J, HUTCHINSON T C. Experimental investigation of plastic demands in piles embedded in multi-layered liquefiable soils[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2013, **49**: 146 – 156.
- [6] CHANG B J, HUTCHINSON T C. Tracking the dynamic characteristics of a nonlinear soil-pile system in multi-layered liquefiable soils[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2013, **49**: 89 – 95.
- [7] HAERI S M, KAVAND A, RAHMANI I, et al. Response of a group of piles to liquefaction-induced lateral spreading by large scale shake table testing[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2012, **38**: 25 – 45.
- [8] KOBAYASHI K, YAO S, YOSHIDA N. Dynamic compliance of pile group considering nonlinear behavior around piles[C]// *Proceedings of 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. Missouri, 1991: 785 – 792.
- [9] ÁLAMO G M, PADRÓN L A, AZNÁREZ J J, et al. Structure-soil-structure interaction effects on the dynamic response of piled structures under obliquely incident seismic shear waves[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2015, **78**: 142 – 153.
- [10] HUSSEIN M N, KARRAY M, TOBITA T, et al. Kinematic and inertial forces in pile foundations under seismic loading[J]. *Computers and Geotechnics*, 2015, **69**: 166 – 181.
- [11] 孙海峰, 景立平, 孟宪春, 等. 振动台试验三维叠层剪切箱研制[J]. *振动与冲击*, 2012, **31**(17): 26 – 32. (SUN Hai-feng, JING Li-ping, MENG Xian-chun, et al. A three-dimensional laminar shear soil container for shaking table test[J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2012, **31**(17): 26 – 32. (in Chinese))
- [12] 安军海, 陶连金. 振动台试验新型叠层剪切模型箱的设计与性能测试[J]. *振动与冲击*, 2020, **39**(5): 201 – 207. (AN Jun-hai, TAO Lian-jin. Shaking table tests for design and performance of a new type laminar shear model box[J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2020, **39**(5): 201 – 207. (in Chinese))
- [13] 尚守平, 卢华喜, 王海东, 等. 大比例模型结构-桩-土动力相互作用试验研究与理论分析[J]. *工程力学*, 2006, **23**(增刊 2): 155 – 166. (SHANG Shou-ping, LU Hua-xi, WANG Hai-dong, et al. Experimental research and theoretical analysis of large-scale model structure-pile-soil dynamic-interaction[J]. *Engineering Mechanics*, 2006, **23**(S2): 155 – 166. (in Chinese))
- [14] MEDINA C, AZNÁREZ J J, PADRÓN L A, et al. Effects of soil-structure interaction on the dynamic properties and seismic response of piled structures[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2013, **53**: 160 – 175.
- [15] KAMPITSIS A E, GIANNAKOS S, GEROLYMOS N, et al. Soil-pile interaction considering structural yielding: Numerical modeling and experimental validation[J]. *Engineering Structures*, 2015, **99**: 319 – 333.
- [16] 李嘉瑞, 景立平, 董瑞, 等. ABAQUS 模拟土-结构相互作用时人工边界的选取[J]. *地震工程与工程振动*, 2020, **40**(3): 174 – 182. (LI Jia-rui, JING Li-ping, DONG Rui, et al. Artificial boundary selection when calculating soil-structure interaction with Abaqus[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2020, **40**(3): 174 – 182. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202201017

深海沉积物-结构界面仪试验装置研发及其验证试验

郑 铮¹, 杨 钢¹, 张世兴¹, 孙安元¹, 孔纲强², 王 胤¹, 杨 庆^{1*}

(1 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; 2. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210024)

摘 要: 深海沉积物-结构界面特性是海洋平台结构设计与计算的关键之一; 然而, 目前针对深海沉积物-结构界面特性的试验装置与测试方法尚比较缺乏。基于大连理工大学“土工静-动力液压三轴剪切仪”, 改造三轴压力室, 研制一套深海沉积物-结构界面仪; 首先系统介绍了试验装置的研发思路、技术优势以及使用方法, 通过开展静/动载作用下不排水深海沉积物-结构界面特性试验, 验证所研制界面仪的可靠性和准确性; 继而初步探讨粗糙度、动载 ICSR 等因素对界面的力学性能和孔压发展的影响规律。研究结果表明: 静载作用下界面应力曲线随着粗糙度的增加由折线型转变为双曲线型, 剪切过程中近界面土体经历了先剪缩后剪胀的发展趋势, 界面破坏形式随粗糙度增大呈现由深海沉积物-结构表面向土体内的迁移现象; 动力循环荷载作用下粗糙度 II 结构物随循环周次增加呈上拔滑移状, 伴随着动孔压的累积界面呈现刚度弱化现象, 界面累积塑性应变在循环周次为 300 时趋于稳定, 最终归一化界面动孔压 u/σ_3 为 0.22; 该界面仪为深海沉积物-结构界面特性和机理研究、以及界面本构模型的建立提供有利支撑。

关键词: 界面仪; 深海沉积物; 动荷载; 界面孔压; 三轴试验

中图分类号: TU415

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)01-0173-08

作者简介: 郑 铮(1994—), 男, 博士研究生, 主要从事深海沉积物-结构界面特性方面的研究工作。E-mail: zhengzheng6768@163.com。

Development and verification tests of deep-sea sediment-structure interface equipment

ZHENG Zheng¹, YANG Gang¹, ZHANG Shi-xing¹, SUN An-yuan¹, KONG Gang-qiang², WANG Yin¹, YANG Qing¹

(1. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116023, China; 2. Key Laboratory of Ministry of Education for Geotechnical Mechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China)

Abstract: The characteristics of deep-sea sediment-structure interface is one of the key problems in the design and calculation of offshore platform structures. However, there is a lack of experimental devices and methods for the characteristics of sea sediment-structure interface. Based on the geotechnical static-dynamic hydraulic triaxial shear apparatus in Dalian University of Technology, a set of structure-soil interface instrument is developed. The development ideas, technical advantages and application methods of the test devices are introduced. The reliability is verified through the tests on the characteristics of undrained deep-sea sediment structure interface under static and dynamic loads. The influences of roughness and dynamic load ICSR on the mechanical behavior and the development law of pore pressure of the interface are preliminarily discussed. The results show that there is no obvious strain-softening phenomenon in the development of the interface stress during the installation process of low roughness pile, while the stress curve shows a trend of strain-hardening under the influences of high roughness. From the pore pressure accumulation curve, the interface soil has experienced the trend of shear shrinkage first and then dilatancy, and with the increase of roughness, the failure surface gradually migrates from the interface to the soil. Under the dynamic cyclic loads, roughness II structure presents pull-up sliding phenomenon with the increase of cyclic times, and along with the accumulation of dynamic pore pressure, the interface presents stiffness-weakening phenomenon. The cumulative plastic strain of the interface tends to be stable when the cyclic times is 300, and finally the normalized dynamic pore pressure of the interface is 0.22. The instrument provides a precondition for the studies on the characteristics and mechanism of deep-sea sediment-structure interface as well as the establishment of constitutive model for the interface.

Key words: interface instrument; deep sea sediment; dynamic load; interface pore pressure; triaxial test

基金项目: 国家自然科学基金重大项目(51890912); 国家自然科学基金项目(51639002); 中央高校基本科研业务费项目(DUT21LAB118)

收稿日期: 2021-02-09

***通信作者** (E-mail: qyang@dlut.edu.cn)

0 引言

中国油气资源开采逐渐由近浅海走向深远海,对开采平台锚固系统也提出了更高的挑战。深海油气开发时,大量使用鱼雷锚、平板锚等海底锚固结构;锚固结构作为海洋平台的“根”,一旦失稳破坏,将造成重大经济损失乃至海洋环境灾难。深海沉积物-锚固结构界面特性,是锚固结构承载性能与设计计算的关键;因此,非常有必要展开系统研究。

围绕土体-结构界面特性,国内外相关学者展开了系列研究,并取得一些有益成果。在相关传统界面仪器的应用中,大多是采用改进的直剪仪^[1-6]、扭剪仪^[7]和单剪仪^[8-10]等,部分学者近年来通过改进三轴仪^[11-13]实现界面力学特性试验。楼晓明等^[11]为模拟土体加卸荷对桩基摩阻力的影响,通过施加气压于土体上方进而研制了土体在加卸荷下桩基影响试验装置;邬俊杰等^[12]利用围压室顶部的双套活塞实现对顺接触面向土体应力状态和桩土接触面剪切加载的分别控制,研制了一套可控制复杂应力状态变化的桩土接触面三轴模拟试验仪;Hebeler 等^[13]通过改变桩体表面 CPT (cone penetration test) 摩擦套筒颗粒大小和形状对桩土界面粗糙度进行量化,进而得出不同粗糙度下界面静载力学发展特性;李春红等^[14]基于静三轴装置展开温度对桩-土接触面力学性质的影响研究,自主研制了一套温控桩-土接触面三轴试验仪,实现非等温条件下桩-土接触面热力耦合特性测试。这些基于三轴仪改进的界面装置不仅具有三轴装置自身的优势,用途相对广泛,控制方法便捷,而且相比于其他界面装置,能严格控制不排水试验条件,对界面的研究有较高的应用价值。

然而,既有研究多以砂土或陆地黏土为主,尚鲜有关于深海软黏土与结构界面的试验研究成果^[15-16],究其原因,除了受深海土取样困难、保存试样手段繁琐、研究条件有限等因素影响,最重要的是传统界面仪器尚存不足致使无法对深海土界面破坏机制展开探究,主要原因在于:①排水状态难以准确标定;②剪切引起的超孔压难以测定;③应力应变控制兼容性较差。综上可知,考虑到三轴界面仪的技术优势,可借此开展深海沉积物-结构界面探究,但既有三轴界面仪都是基于静三轴改进,仍无法实现循环应力加载。因此,依托大连理工大学“土工静-动力液压三轴剪切仪”,研发一套深海沉积物-结构界面仪,以解决深海锚固结构与土体相互作用问题,实现对结构物不排水剪切引起的孔隙水压和界面剪切强度 S_{ui} 等有效参数的精确测量。通过对界面不排水工况的静、动剪切

试验测试,验证改进界面仪的可靠性和准确性。

1 试验设备的研制

1.1 设备构成

大连理工大学“土工静力-动力液压三轴剪切仪”包括三轴加荷系统①、数据采集系统②、模拟控制系统③、气水转化系统④和伺服液压动力系统⑤等部分(图1)。本文基于该设备,对三轴压力室进行改造,以满足海洋土-结构界面特性研究需求。改装后的三轴压力室实物图和示意图如图2所示。

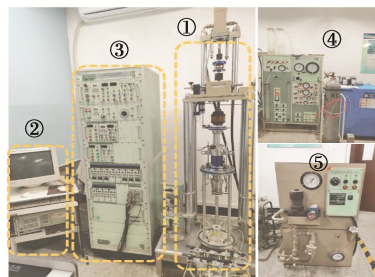
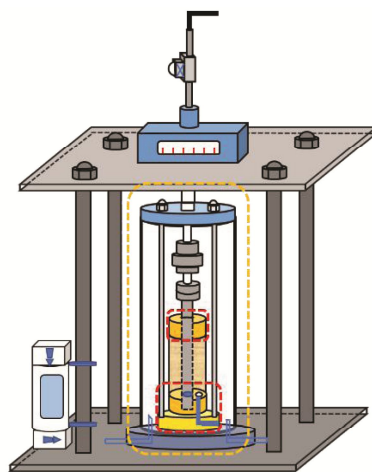
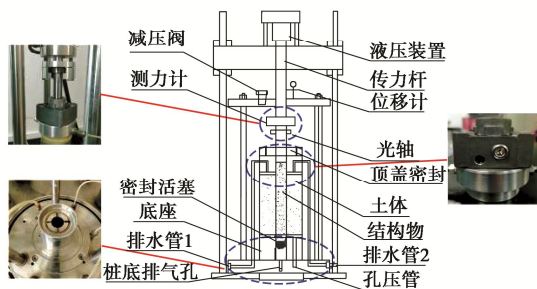


图1 土工静力-动力液压三轴剪切仪

Fig. 1 Photo of geotechnical static-dynamic hydraulic triaxial shear apparatus



(a) 示意图



(b) 三轴室内详图

图2 改造后的界面仪设备示意图

Fig. 2 Diagram of interface equipment

与既有常规三轴压力室装置相比,设备构造的改造主要有以下4点:

(1) 改制土样顶、底元件。土样顶盖和底座的中

心位置预留直径为 20 mm 的孔洞, 结构物的顶端和底端分别穿进顶盖和底座的孔隙中, 且该直径为 20 mm 的孔洞深度能满足结构物在轴向剪切过程中有足够的活动范围。

(2) 增设顶盖上方密封装置和光轴连接杆。光轴穿过顶盖密封装置做到与外界完全隔离, 并在光轴下端连接结构物, 在结构物受力运动过程中, 有效地防止气体或者液体沿缝隙进入土体内。

(3) 调整底座孔压管位置。在靠近结构物 3 mm 处布设孔压孔, 外接孔压传感器、孔压阀门和进/出水阀门, 在界面剪切过程中, 关闭土体外界排水阀门, 土颗粒与结构物表面相互作用产生的超孔隙水压由孔压传感器直接读取。

(4) 增设底部密封橡皮活塞。底座打孔并在结构物下端连接橡皮活塞, 可有效地维持土体的密闭状态, 以构造理想的不排水试验条件。

1.2 设备技术特点

该深海沉积物-结构界面仪设备在研究深海沉积物界面方面具有诸多优势:

(1) 精准控制不排水状态。传统界面剪切装置在试验中往往通过改变不同的剪切速率以限定排水或不排水状态, 在严格意义上来讲试验处于部分排水的状态, 剪切过程产生的超孔压必然随时间有一定程度的消散, 显然这一试验过程会高估深海沉积物与结构界面的抗拔承载性。

(2) 控制系统和加载方式多元。可根据实际界面受力状态自主地选择应力控制或应变控制系统, 选择单次剪切或循环加载方式。这一功能不仅更为贴切地表征深海沉积物界面受波浪荷载下的应力(半)正弦的受力状态, 而且为复杂应力状态的力学特性分析提供了试验可操作前提。

(3) 界面孔压的标定。该功能可有效地弥补传统界面装置的不足, 尤其抗拔结构短时间内突然失稳的实际工况, 不排水状态下界面研究对海洋工程设计安全十分重要, 因此对于界面剪切产生超孔压的监测极具实用价值的。

综上所述, 针对深海沉积物-结构界面研究现状的不足, 该设备可有效地实现对 CU (consolidation undrained) 状态下静、动界面剪切试验研究。另外, 考虑到对海底抗拔结构的承载性分析, 仪器改进阶段在土体上方设计应力边界, 可更为贴切地得到深海抗拔结构物在风浪等动力荷载作用下的循环上拔失稳机制。

1.3 界面受力分析

含结构物的土体在固结、静力或动力作用下的受

力简图如图 3 所示。

(1) 固结阶段: 试样上方压力由围压 σ_3 提供、试样下方固定且由底座提供反力, 结构-土体界面整体处于等向固结状态。

(2) 静态剪切阶段: 结构物以某一恒定剪切速率 v 向下或向上运动, 不同时刻下结构物受力 F_n 通过仪器测力计测定。剪切方向向下时, 可以模拟深海锚固结构的安装阶段的贯入过程; 剪切方向向上时, 可以模拟结构物界面土体卸荷过程, 此时界面摩擦力 F_s 为

$$F_s = F_n + G \quad (1)$$

式中, F_s 为界面摩擦力 (kN), F_n 为匀速剪切过程中桩顶压力值 (kN), G 为桩体重量 (kN), 本文约为 0.004 kN。

(3) 动态剪切阶段: 动态剪切过程中, 采用应力控制的加载方式, 即在结构物上方施加某一峰值为 σ_s 的正弦波以模拟海面暴风、海浪循环荷载对锚固结构的影响, 设定海面循环荷载的频率 f 为 0.05~0.20 Hz^[17]。该设备可实现多元化动剪试验操作, 例如可施加不同形状的波形、改变界面初始承载状态和应变动态加载等功能。这使该界面设备能针对不同海底锚固结构受力工况对界面的力学特性进行分析, 大大丰富了传统有关界面动态剪切的试验研究手段。

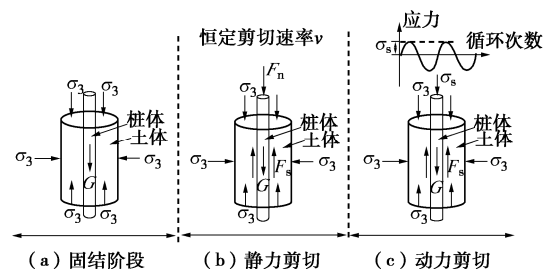


图3 固结、静剪及动剪阶段的试样受力分析

Fig. 3 Mechanics of test samples at consolidation, static shear and dynamic shear stages

1.4 试样制备方法

采用改进泥浆法进行制样并加工定制配套模具和结构物, 以保证试样制备的可重复性和均一性; 模具实物图如图 4 所示。其中, 模具筒为内径 61.8 mm、外径 70 mm、高度 210 mm 的有机玻璃筒, 底座为外径 61.8 mm、内径 20 mm、高度 30 mm 的有机玻璃体, 其作用为排水和限位功能, 模具压头的作用为承压和排水功能, 压头的连接杆为 60 mm 深度的中空铝制杆体, 在底座和模具压头上均打有均匀分布的圆孔(孔径 2 mm), 以便于排水。结构物尺寸为直径 20 mm, 高度 210 mm, 其表面粗糙度是通过控制桩体表面不同 R_a (Roughness average) 得以实现, 选用 R_a 为 0.8, 3.2, 50 μm 的 3 种粗糙结构物进行研究, 按 R_a 由小到

大分别记录为粗糙度 I、粗糙度 II 和粗糙度 III。

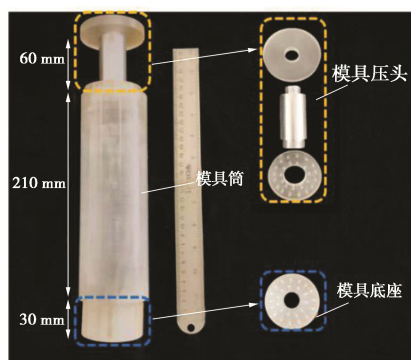


图 4 模具尺寸图

Fig. 4 Size of mold dimension

在制备土体试样过程中通常按照土体液限的 1.2~1.5 倍配置泥浆^[18]，土体密度为

$$\rho=\frac{G_s(1+w)\rho_w}{1+wG_s} \quad (2)$$

式中 ρ 为土体密度 (g/cm^3)； w 为土体含水率 (%)； ρ_w 为纯水在 4°C 下的密度，通常取 $1\text{ g}/\text{cm}^3$ 。

为提高土体成样后的饱和程度，将配好的泥浆搁置在桶内 24 h，并每隔 6 h 对桶内泥浆进行震荡排气。在模具压头和底座表面均依次贴有合适尺寸的滤纸和透水棉布，将计算好质量的泥浆倒入模具中，在分级加载预压过程中仅有极少土颗粒的流失，假定排出体积都为泥浆内水的体积，得

$$\rho_{\text{ini}}h_{\text{ini}}A-(h_{\text{ini}}-h_{\text{obj}})A\rho_w=\rho_{\text{obj}}Ah_{\text{obj}} \quad (3)$$

式中 ρ_{ini} 为初始泥浆密度 (g/cm^3)； h_{ini} 为倒入模具筒后初始泥浆高度 (cm)； A 为空心土体底面积 (cm^2)， h_{obj} 为预压后理想土体高度 (cm)， ρ_{obj} 为预压后土体密度 (g/cm^3)。

通过标定初始泥浆密度 ρ_{ini} 和理想土体高度 h_{obj} ，得出初始泥浆高度 h_{ini} ：

$$h_{\text{ini}}=\frac{h_{\text{obj}}(\rho_{\text{obj}}-1)}{\rho_{\text{ini}}-1} \quad (4)$$

设倒入泥浆总质量为 m_{ini} (g)，其计算式为

$$m_{\text{ini}}=h_{\text{ini}}\rho_{\text{ini}}A \quad (5)$$

至此，形成一整套由仪器研发到土样制备的试验系统和方法，为深海沉积物-结构界面的相关研究提供了技术支撑。

2 深海沉积物-结构界面试验概况

2.1 土性参数及制备

试验采用重塑南海沉积物，其颗粒级配曲线如图 5 所示，粒径范围分布在 0.0004~0.6 mm，且大多集中在 0.01 mm 左右^[19]；主要物理参数指标见表 1。

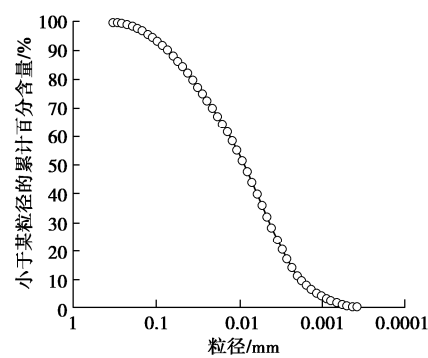


图 5 土体颗粒级配曲线

Fig. 5 Grain-size distribution curves of soil particles

表 1 南海沉积物主要物理参数指标

Table 1 Basic physical properties of marine soft clay from South China Sea

相对质量密度	天然含水率	液限	塑限	塑性	液性指数
G_s	$w/\%$	$w_L/\%$	$w_p/\%$	指数 I_p	I_L
2.71	143.9	74.3	34.5	39.8	2.8

依据南海土参数配备含水率为 100%的泥浆，经预压固结后得到的含结构物土体表面无气泡且均一性良好，经计算土体实际密度与设计计算值误差在 0.01 g/cm^3 以内，最终预压应力大小为 75 kPa，配制的泥浆和得到的土体参数见表 2。

表 2 泥浆及土样参数表

Table 2 Detailed parameters of mud and soil sample

尺寸/cm	底面积	泥浆高度 h_{ini}	泥浆密度	土样密度
	A/cm^2	/cm	$\rho_{\text{ini}}/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	$\rho_{\text{obj}}/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$
6.18×2×12	26.85	17.31	1.46	1.66

2.2 试验方法及方案设计

在装样前先对各个管路进行排气并对传感器调零，装样后始终保持有效围压为 30 kPa，每 20 kPa 一级对土体进行反压饱和直至饱和结束，依据《土工试验规范》^[20]， B 值达到 0.95 以上方可停止饱和，在对该重塑南海沉积物试样的饱和过程中发现，当反压增大到 100 kPa 时最终满足 B 值要求，为减少反压对试验结果的影响，设置所有试验的饱和反压同一值^[21]。固结过程采用等向固结的方式，设定所有参照组的固结有效围压均为 100 kPa，并依据孔压消散程度达到 0.95 以上判断得出固结完成时间^[20]。

加载过程主要从静载和动载两方面开展，试验设计方案与工况见表 3；其中，静载试验，试样有效围压为 100 kPa、正常固结土、剪切速率为 0.1 mm/min 的不排水剪切。考虑粗糙度对侧壁摩阻力的影响，设计 3 种粗糙度以模拟结构物表面凹凸程度对不排水状态下界面的力学行为。

表 3 静动载试验方案设计

Table 3 Design test schemes of static and dynamic loads				
反压	有效围压	剪切速率	粗糙度	剪切
/kPa	/kPa	/(mm·min ⁻¹)	等级	时间/min
100	100	0.1	I	180
100	100	0.1	II	180
100	100	0.1	III	180
有效围压/kPa	ICSR	频率/Hz	粗糙度等级	循环圈数
100	0.2	0.1	II	300

动载试验以粗糙度 II 为研究对象。为探究结构物在循环荷载作用下的界面土体破坏机制, 本文提出界面循环应力比 (interface cycle stress ratio) 的概念以表征结构物的循环应力状态, 简称为 ICSR, 定义如下:

$$ICSR = \frac{\sigma_s}{\sigma_3} = \frac{F_d}{\sigma_3 2\pi rh}$$

(6)

式中 σ_s 为结构物所受正弦波峰值应力大小 (kPa); σ_3 为动载有效围压值 (kPa); F_d 为桩体在正弦波峰值所受力大小 (kN); r 为结构物半径大小 (m); h 为土体固结后高度 (m)。

3 试验结果与分析

3.1 试验结果可靠性验证

施加在结构物上某一恒定剪切速率, 得出结构物物位移与界面摩擦力曲线, 通过将此摩擦力除以固结后结构 - 土体实际接触面积, 进而换算出界面不排水强度 S_{ui} , 绘制的不排水界面应力 - 应变曲线如图 6 所示; 取 3 种粗糙度下界面不排水剪切强度峰值为 S_{ui} , 结合相关研究数据建立粗糙度 R_a 与归一化界面强度 S_{ui}/σ_3 关系图 (图 7)。因前人研究中大多是以某一较快速率作为不排水速率, 但严格意义上讲, 这通常还会伴随着超孔压的消散过程, 所得的界面剪切强度会高于真实不排水强度, 且受土体密实度、含水率及土体取材不同, 归一化强度会略有差异, 但整体上前人研究中随粗糙度增大, 归一化界面强度 S_{ui}/σ_3 基本呈现双曲线型, 也即越接近于土体真实强度^[22-23], 本文研究也同样得到了类似规律, 很好地验证了该改进仪器的科学性和准确度。

3.2 静载作用下界面特性

由图 6 可见, 界面不排水强度随结构物粗糙度的增大而逐渐增大, 在粗糙度 I 和 II 的界面破坏应力曲线中, 应变在约 2% 处界面应力达到峰值, 随后应力曲线缓慢降低, 整体呈现折线型, 粗糙度 III 的界面应力呈现先在应变的 0~3% 范围内快速升高随后缓慢增高的发展趋势, 整体呈现双曲线型。这种现象主要是因为高粗糙度影响下, 破坏大多发生在土 - 结构物表

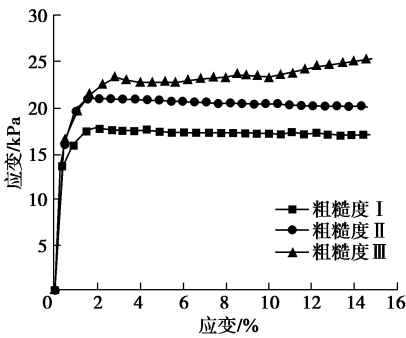


图 6 静载作用下应力 - 应变关系曲线
Fig. 6 Stress-strain curves under static loads

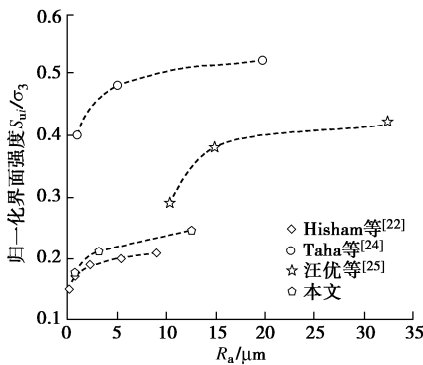


图 7 相关研究对照图
Fig. 7 Comparison of related studies

面, 界面不排水强度 S_{ui} 呈现出的应力软化效应并不明显, 这与 Hisham 等^[22-23]的结果相近。粗糙度 III 结构物与土体相互作用中, 由于表面凹槽深度增高致使破坏过程时会调动更多的土颗粒参与剪切过程, 破坏形式也由界面破坏逐渐向土体内部转移, 界面破坏强度持续升高且逐渐靠近土体真实强度。

孔压与应变发展规律如图 8 所示。由图 8 可见, 不同粗糙度影响下, 界面超孔隙水压力整体呈现先增大后减小的趋势, 这是因为在剪切开始前, 相比土颗粒而言, 结构物认为是不可压缩的, 固结阶段使界面土体紧紧贴合在结构物表面, 剪切初始阶段界面土体先是产生剪缩趋势, 后随结构物剪切位移的增大, 土颗粒翻滚产生轻微剪胀趋势, 故孔压呈现先增高后降低的现象, 同样可以分析得出在粗糙度 III 结构物剪切中, 剪胀趋势基本消失是由于破坏面以由土 - 结构表面向土体内迁移。另外, 孔压峰值随粗糙度增大呈现先增大后减小的趋势, 初步认为由于粗糙度下发生界面滑动破坏, 随着凹槽深度增大, 调动的土体增多, 因此增大粗糙度剪缩趋势明显, 然而继续增大粗糙度, 土体破坏逐渐由界面转移至土体内部, 因土颗粒之间错动产生的剪缩趋势要小于土 - 结构表面剪缩程度, 故呈现了孔压峰值降低的现象。

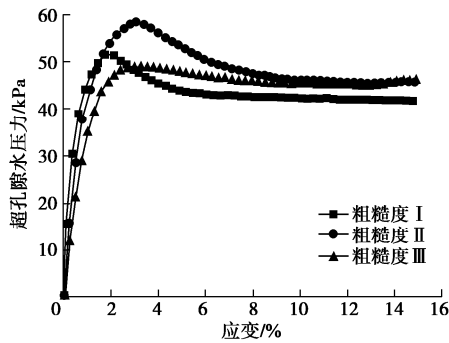


图 8 静载作用下孔压发展规律曲线

Fig. 8 Development of pore pressure under static loads

3.3 动载作用下界面特性

循环加载作用下 ($\sigma_3=100$ kPa, $N=300$ 圈, $ICSR=0.2$) 应力 - 应变滞回圈如图 9 所示。由图 9 可见, 在此界面循环加载条件下随着加载圈数的增加, 伴随着结构物的不断上拔直至达到稳定, 主要原因是结构物在某一向下应力的加载过程中, 界面土体受摩阻力影响相互挤压, 最终在粗糙度 II 结构物表面产生滑移破坏。当结构物受同样大小且方向向上的应力加载作用下, 界面土体受到方向向下摩阻力的反作用力, 依据能量原理破坏必然发生在最薄弱的部位, 当土体抗拉强度低于真实界面强度时, 土体最终必然发生拉伸破坏, 这一现象类似于陆地抗拔桩研究中桩周土的三轴拉伸破坏形式, 因此结构物在受此正弦荷载的加载中, 更容易呈现累积应变向上的拉拔破坏, 这也更为贴切地模拟了海底锚固结构受海上风浪荷载的失稳破坏形式。另外, 从滞回圈的位置清晰地看出结构物 - 土体界面的累积塑性应变 ε_p^a 随循环圈数 N 逐渐增大, 且在 $N=300$ 圈时基本稳定, 整体呈现刚度渐进弱化的现象。

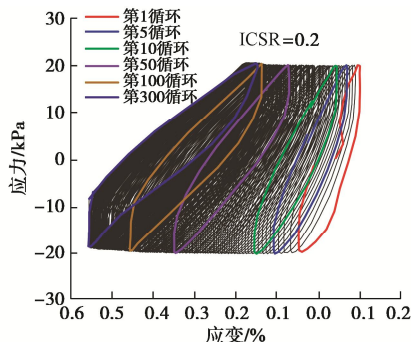


图 9 动载作用下应力 - 应变滞回圈曲线

Fig. 9 Stress-strain hysteresis loop curves under dynamic loads

循环加载作用下 ($\sigma_3=100$ kPa, $N=300$ 圈, $ICSR=0.2$) 孔压发展模式如图 10 所示。由图 10 可知, 累积超孔压发展随循环圈数呈现双曲线型, 通过式 (7) 进行拟合, 具体数据见表 4。

$$u = \frac{N}{AN + B}, \quad (7)$$

式中, A 为孔压峰值渐近线的倒数, B 为 N 趋近于 0 点时的孔压斜率, R^2 达到了 0.993, 整体拟合效果较好, 在循环圈数为 300 时基本达到峰值, 其归一化界面超孔压 u/σ_3 为 0.22, 在循环加载过程中, 超孔压的不断累积致使界面土体有效应力不断衰减, 界面体现出循环软化现象。

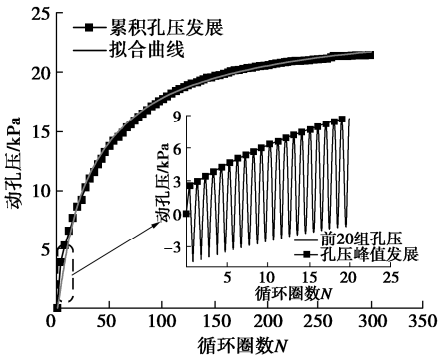


图 10 动载作用下孔压发展规律曲线

Fig. 10 Development of pore pressure under dynamic loads

表 4 拟合公式参数

Table 4 Parameters for fitting formula

拟合公式	ICSR	A	B	R^2
$u = N/(AN + B)$	0.2	0.04112	1.51522	0.993

4 结 论

(1) 本文基于“土工静力-动力液压三轴剪切仪”, 研发了一套深海沉积物 - 结构物测试界面仪; 可实现界面剪切引起的孔压测定, 严格控制界面不排水剪切应力路径, 实现深海结构的沉贯和动力失稳拉拔试验等。该界面仪的研发辅以改进泥浆的成样方法, 实现成套的界面试验设备及方法, 依据界面不排水静载测试结果对比前人研究结果初步验证了所研制界面仪及其使用方法的准确性和可靠性, 为深海沉积物 - 结构物界面特性与机理研究提供技术支撑。

(2) 静载作用下, 粗糙度 I、II 结构物界面应力发展整体呈折线型, 粗糙度 III 结构物界面应力呈应变硬化型, 界面承载性随粗糙度增大而逐渐增强; 剪切过程中不同粗糙度下界面土体孔压经历了先剪缩后剪胀发展趋势; 剪胀趋势逐渐消失意味着破坏面由土与结构物表面向土体内部产生迁移。

(3) 动载作用下, 通过在粗糙度 II 结构物上施加 $ICSR=0.2$, $f=0.1$ Hz 的正弦荷载, 结构物 - 土体界面刚度随循环周次的增加而降低, 呈现界面弱化现象, 且结构物产生上拔滑移直至稳定, 累积应变呈现结构物拉拔的力学行为。本文试验条件下, 归一化界面动

孔压 u/σ_3 为 0.22, 且动孔压发展呈双曲线型。

基于该改进界面仪的技术优势, 后续可考虑对界面 CU 工况的试验分析, 弥补界面有关 CU 状态下的力学特性和孔压发展规律研究现状的不足, 例如可实现对不同围压和不同粗糙度下界面不排水状态下破坏形式和机理的探究, 考虑剪切速率影响的不排水界面力学特性等试验研究。

参考文献:

- [1] DESAI C S, PRADHAN S K, COHEN D. Cyclic testing and constitutive modeling of saturated sand-concrete interfaces using the disturbed state concept[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2005, **5**(4): 286 - 294.
- [2] DI DONNA A, FERRARI A, LALLOU L. Experimental investigations of the soil-concrete interface: physical mechanisms, cyclic mobilization, and behaviour at different temperatures[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2016, **53**(4): 659 - 672.
- [3] 殷宗泽, 朱 泓, 许国华. 土与结构材料接触面的变形及其数学模拟[J]. *岩土工程学报*, 1994, **16**(3): 14 - 22. (YIN Zong-ze, ZHU Hong, XU Guo-hua. Numerical simulation of the deformation in the interface between soil and structural material[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 1994, **16**(3): 14 - 22. (in Chinese))
- [4] 张 嘎, 张建民. 大型土与结构接触面循环加载剪切仪的研制及应用[J]. *岩土工程学报*, 2003, **25**(2): 149 - 153. (ZHANG Ga, ZHANG Jian-min. Development and application of cyclic shear apparatus for soil-structure interface[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2003, **25**(2): 149 - 153. (in Chinese))
- [5] 夏红春, 周国庆. 土-结构接触面剪切力学特性及其影响因素试验[J]. *中国矿业大学学报*, 2010, **39**(6): 831-836. (XIA Hong-chun, ZHOU Guo-qing. Experimental study of the shear mechanical characteristics at a soil-structure interface and the factors affecting them[J]. *Journal of China University of Mining and Technology*, 2010, **39**(6): 831 - 836. (in Chinese))
- [6] CHEN X B, ZHANG J S, XIAO Y J, et al. Effect of roughness on shear behavior of red clay-concrete interface in large-scale direct shear tests[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2015, **52**(8): 1122 - 1135.
- [7] UESUGI M, KISHIDA H, TSUBAKIHARA Y. Friction between sand and steel under repeated loading[J]. *Soils and Foundations*, 1989, **29**(3): 127 - 137.
- [8] 冯大阔, 张建民. 粗粒土与结构接触面静动力学特性的大型单剪试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2012, **34**(7): 1201 - 1208. (FENG Da-kuo, ZHANG Jian-min. Monotonic and cyclic behaviors of coarse-grained soil-structure interface using large-scale simple shear device[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2012, **34**(7): 1201 - 1208. (in Chinese))
- [9] VIEIRA C S, LOPES M D L, CALDEIRA L. Sand-nonwoven geotextile interfaces shear strength by direct shear and simple shear tests[J]. *Geomechanics and Engineering*, 2015, **9**(5): 601 - 618.
- [10] 刘方成, 陈巨龙, 王海东, 等. 一种大型循环单剪试验装置研究[J]. *岩土力学*, 2016, **37**(11): 3336 - 3346. (LIU Fang-cheng, CHEN Ju-long, WANG Hai-dong, et al. Development of a large-scale cyclic simple shear test apparatus[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, **37**(11): 3336 - 3346. (in Chinese))
- [11] 楼晓明, 李德宁, 杨 敏, 等. 土体常规加卸荷对桩基影响模型试验系统研制与应用[J]. *岩土工程学报*, 2012, **34**(8): 1509 - 1515. (LOU Xiao-ming, LI De-ning, YANG Min, et al. Development and application of simulation system for model piles impacted by routine loading and unloading of soil[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2012, **34**(8): 1509 - 1515. (in Chinese))
- [12] 郭俊杰, 刘帅君, 陈锦剑, 等. 桩土接触面三轴模拟试验设备研究与应用[J]. *上海交通大学学报*, 2014, **48**(11): 1523 - 1527, 1535. (WU Jun-jie, LIU Shuai-jun, CHEN Jin-jian, et al. Development and application of a triaxial model test system for pile-soil interface[J]. *Journal of Shanghai Jiao Tong University*, 2014, **48**(11): 1523 - 1527, 1535. (in Chinese))
- [13] HEBELER G L, MARTINEZ A, FROST J D. Shear zone evolution of granular soils in contact with conventional and textured CPT friction sleeves[J]. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 2016, **20**(4): 1267 - 1282.
- [14] 李春红, 孔纲强, 张鑫蕊, 等. 温控桩-土接触面三轴试验系统研制与验证[J]. *岩土力学*, 2019, **40**(12): 4955 - 4962. (LI Chun-hong, KONG Gang-qiang, ZHANG Xin-rui, et al. Development and verification of temperature-controlled pile-soil interface triaxial shear test system[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2019, **40**(12): 4955 - 4962. (in Chinese))
- [15] KUO M, BOLTON M. Shear tests on deep-ocean clay crust from the Gulf of Guinea[J]. *Géotechnique*, 2014, **64**(4): 249 - 257.

- [16] KUO M, BOLTON M. The nature and origin of deep ocean clay crust from the Gulf of Guinea[J]. *Géotechnique*, 2013, **63**(6): 500 – 509.
- [17] 曹 洋, 周 建, 严佳佳. 考虑循环应力比和频率影响的动荷载下软土微观结构研究[J]. *岩土力学*, 2014, **35**(3): 735 – 743. (CAO Yang, ZHOU Jian, YAN Jia-jia. Study of microstructures of soft clay under dynamic loading considering effect of cyclic stress ratio and frequency[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2014, **35**(3): 735 – 743. (in Chinese))
- [18] CHEN Y M, JI M X, HUANG B. Effect of cyclic loading frequency on undrained behaviors of undisturbed marine clay[J]. *China Ocean Engineering*, 2004, **18**(4): 643 – 651.
- [19] 任玉宾, 朱兴运, 周令新, 等. 南海西部海盆深海沉积物物理性质初探[J]. *中国海洋大学学报(自然科学版)*, 2017, **47**(10): 14 – 20. (REN Yu-bin, ZHU Xing-yun, ZHOU Ling-xin, et al. Preliminary study on physical properties of deep-sea sediments in the western basin of South China sea[J]. *Periodical of Ocean University of China*, 2017, **47**(10): 14 – 20. (in Chinese))
- [20] 土工试验规程: SL237—1999[S]. 1999. (Specification of Soil Test: SL237—1999[S]. Beijing: China Water Power Press, 1999. (in Chinese))
- [21] 黄 博, 汪清静, 凌道盛, 等. 饱和砂土三轴试验中反压设置与抗剪强度的研究[J]. *岩土工程学报*, 2012, **34**(7): 1313 – 1319. (HUANG Bo, WANG Qing-jing, LING Dao-sheng, et al. Effects of back pressure on shear strength of saturated sand in triaxial tests[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2012, **34**(7): 1313 – 1319. (in Chinese))
- [22] EID H T, AMARASINGHE R S, RABIE K H, et al. Residual shear strength of fine-grained soils and soil–solid interfaces at low effective normal stresses[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2015, **52**(2): 198 – 210.
- [23] EID H T. Undrained interface shear strength of fine-grained soils for near-shore marine pipelines[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 2020, **43**(2): 495 – 516.
- [24] TAHA A, FALL M. Shear behavior of sensitive marine clay-steel interfaces[J]. *Acta Geotechnica*, 2014, **9**(6): 969 – 980.
- [25] 汪 优, 任加琳, 李 赛, 等. 土-结构接触面剪切全过程本构关系研究[J]. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2021, **48**(3): 144 – 152. (WANG You, REN Jia-lin, LI Sai, et al. Study on shear constitutive relation of soil-structure interface in whole process[J]. *Journal of Hunan University (Natural Sciences)*, 2021, **48**(3): 144 – 152. (in Chinese))

彩色插图索引

DOI: 10.11779/CJGE202201001 一文彩色插图	(后插 1)
DOI: 10.11779/CJGE202201006 一文彩色插图	(后插 1)
DOI: 10.11779/CJGE202201009 一文彩色插图	(后插 1)
DOI: 10.11779/CJGE202201010 一文彩色插图	(后插 2)
DOI: 10.11779/CJGE202201011 一文彩色插图	(后插 2)
DOI: 10.11779/CJGE202201012 一文彩色插图	(后插 3)
DOI: 10.11779/CJGE202201013 一文彩色插图	(后插 5)
DOI: 10.11779/CJGE202201016 一文彩色插图	(后插 7)
DOI: 10.11779/CJGE202201017 一文彩色插图	(后插 5)
DOI: 10.11779/CJGE202201020 一文彩色插图	(后插 8)

DOI: 10.11779/CJGE202201018

传递最大推力的不平衡推力法

陈文胜, 戴嘉宁, 蒋茂林, 李颖豪, 梁 瑶

(长沙理工大学土木工程学院, 湖南 长沙 410114)

摘 要: 不平衡推力法因其计算模型简便, 计算过程可以显式完成, 并且可以计算边坡整体的滑坡推力, 在边坡分析与设计领域应用较广。条分法力学模型是一静不定模型, 经各种简化而产生现有的各种条分方法, 其中包括不平衡推力法。而作为静不定模型, 条分法理论上会有无数个满足平衡条件的解。而从这无数解中, 应有更加合理和更有代表性的解存在, 如具有较小安全系数的解。根据不平衡推力法的思路, 遵循极限状态法设计计算的原则, 拟通过找到条间传递最大条间力也即最大推力作为解答。本文的解答在边坡取整体安全系数的前提下, 确保条间剪力不超出其条间的抗剪强度, 让条块之间以最大条间力进行传递。通过理论分析和算例计算表明: 相较于传统不平衡推力法, 本文方法在满足极限平衡条件的前提下, 可求得边坡对应滑动面的更大的滑坡推力, 并获得较传统方法更小的安全系数。本文工作是对传统不平衡推力法的一个重要和有益的改进。

关键词: 边坡; 不平衡推力法; 条间力; 改进方法

中图分类号: TU470

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)01-0181-06

作者简介: 陈文胜(1966—), 男, 博士, 教授, 主要从事岩土工程方面的教学和科研工作。E-mail: 13319504070@126.com。

Imbalance thrust force method for transferring the maximum thrust force

CHEN Wen-sheng, DAI Jia-ning, JIANG Mao-lin, LI Ying-hao, LIANG Yao

(School of Civil Engineering, Changsha University of Science & Technology, Changsha 410114, China)

Abstract: The imbalance thrust force method (ITFM) is widely applied in the field of slope analysis and design because of its simple model, explicit calculation process and ability to calculate the overall landslide thrust. Because the mechanical model of the slice method is a statically indeterminate model, the existing slice methods are derived from various simplifications, including ITFM. As a statically indeterminate model, the slice method theoretically has innumerable solutions satisfying the equilibrium conditions. Among these innumerable solutions, there are reasonable and more representative solutions, such as the solution with smaller safety factor. According to the idea of ITFM and following the principle of the limit state method for design and calculation, this study tries to find the maximum force between slices for ITFM solution, that is, the maximum thrust force. Under the premise of taking the overall safety factor of slope, the solution of this study ensures that the shear force between the slices does not exceed the shear strength between the slices, so that the maximum inter slice force can be transferred between the slices. The theoretical analysis and example calculation show that compared with the traditional ITFM, the improved method can obtain a larger landslide thrust of the corresponding sliding surface of the slope under the premise of meeting the limit equilibrium condition, and obtain a smaller safety factor than the traditional ITFM. This study is an significant and useful improvement on the traditional ITFM.

Key words: slope; imbalance thrust force method; inter-slice force; improvement method

0 引 言

众所周知, 条分法^[1-4]力学模型是一静不定模型, 经各种简化而产生现有的各种条分方法, 而作为静不定模型, 条分法理论上会有无数个满足平衡条件的解。尽管满足极限平衡条件的解有无数多个, 但并不是所有的解都属于有效解, Morgenstern 和 Price 最早指出, 极限平衡条分法^[4-5]所获得的解必须要满足两个合理性条件: ①条块之间不能产生拉应力, 条间力的作用

点必须落在条块侧面以内; ②作用于条块之间的条间剪力不能超过莫尔库仑强度准则提供的极限抗剪强度。根据各类方法对合理性条件的满足情况的相关研究^[6]可知, 部分被大众广泛使用的计算方法实际上并不能很好满足边坡合理性条件, 比如传统不平衡推力法以及假定条件相类似的美国陆军工程师法和罗厄

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (51778067)

收稿日期: 2021-04-07

法在部分情况下无法满足条件②,这导致在一些特殊工况下使用该类方法可能会出现较大误差。

如何在这无数满足平衡条件的解答中寻找更加合理和更有代表性的解,仍是条分法研究的一个目标。虽然自条分法提出以来,通过不同简化已发展出很多条分法,如人们熟悉的 Bishop 方法^[2]、Janbu 方法^[3]等,但很少有人思考简化的目标是什么?简化手段不应该仅仅是为了获得静定解。如果将条分后的滑坡体看作是由若干条块组成的一个结构,那么按极限状态法设计计算的原则,更需要去考虑一些极限状态。如什么简化方法可以使滑动面具有更小乃至最小的安全系数?何种情况会出现更大或最大的滑坡推力?笔者认为,寻找可能存在的最不利工况或受力状态,进而获得可能存在更小的安全系数,也即在寻找极限状态的前提下对条分法模型进行简化,是条分法研究今后需要考虑的重点问题之一。

不平衡推力法^[6-7]是由中国工程技术人员,以计算边坡滑坡推力为目的,通过长期的工程实践,在深入分析和总结之后,提出来的一种边坡稳定性分析方法。其中郑颖人等^[7-8]、张鲁渝等^[9]、时卫民等^[10]讨论了不平衡推力法在计算时存在的问题,利用岩土学术界公认精确度高的 Morgenstern-Prince 法作为参考,通过对比多个边坡的计算分析,发现不平衡推力法在计算折线形边坡时的误差较大,在计算圆弧形边坡时,相较于 M-P 法误差小于 3%^[10],并且可能出现条间剪力超出条间的抗剪强度的不合理现象。

为了寻找比传统不平衡推力法更优的解答,本文遵循极限状态法设计计算的原则,从最直接的物理意义出发,试图通过让条间传递最大推力,在计算条间推力时始终按照条块可能得到的最大推力进行传递,物理意义清晰,有望求到更大的边坡滑坡推力,并获取较小的安全系数。

1 传递最大推力的不平衡推力法模型

1.1 条间传递最大推力模型的提出

各种简化的条分方法,其简化手段主要可以分两类:①规定常安全系数或整体安全系数,即发挥滑动面抗滑力的 $1/F_s$;②就是对条间力的简化。由于现行的主要分析方法大多按整体安全系数假定,所以各简化方法实质上的差异在于条间力的简化。条间力简化的目的,就是希望通过简化,将静不定问题转化为静定问题,从而可以求到一个静定解。但实质上,通过简化求到的静定解,只是无数可能的平衡解中的一个。它是否代表最危险的或者对边坡受力最不利的情况,现有的研究并无法判断。传统的不平衡推力法也是属于条分法的一种,其所求到的每个条块的不平衡推力,

实质就是条间力。该方法对条间力所做的假设,实质是规定了其条间力合力的方向。传统不平衡推力法的介绍请参阅有关文献^[11, 12]。

如果将条分后的滑坡体看作是由若干条块组成的一个结构,那么按极限状态法设计计算的原则,更需要去考虑一些极限状态。从求解边坡最小安全系数的角度出发,强调求解边坡的最小安全系数和其对应的最危险滑动面,就是在求解整个边坡的极限状态。从这一原则出发,条间力的简化应该从如何能使边坡产生最不利受力状态的角度来考虑,期望能求到比现有传统方法更小的安全系数或滑坡推力。

基于上面的分析,从直观的物理概念出发,比较传统不平衡推力法,如果条间的推力或条间力,是以可能产生的最大的推力来进行传递,这对边坡的滑动将会产生更不利的因素。从寻找最不利的受力情况出发,如果每次传递都按可能产生的最大推力传递给下一个条块,将可能会是要考虑到的边坡的最危险的受力传递情况,对边坡的治理有重要的意义。

改进的方法一般不容易被接受,但如果这一改进对传统方法的解答有明显的进步,那么这一改进就应该被关注。对于传统不平衡推力法的改进,两个重要指标可以进行比较,一是安全系数,其二是边坡最终的滑坡推力。

1.2 安全系数定义

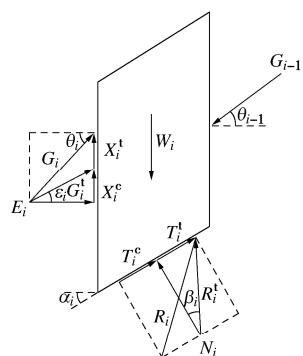
传递最大推力的方法其安全系数与传统的推力法安全系数的定义相同,都是反映边坡抗力储备的折减系数,在计算安全系数时,除了要对底面抗滑力进行折减,同时可以对条块侧边剪切强度进行折减,但规定条间剪应力最大不超出抗剪强度发挥的 $1/F_s$ 。文献^[6]指出,根据边坡稳定性分析的合理性条件,条间剪力的安全系数必须要大于等于条块底面的安全系数。

对于安全系数的定义,文献^[13]指出,尽管安全系数在概念上是局部的,但在建立极限平衡法时,通常都将安全系数视为一个常数,这实际上是极限平衡法引入的又一假定。一般说来,要求所引入的假定在力学上合理,在数量上刚好能够求解出这个力系,例如文献^[14]中安全系数定义就是对整个边坡而言,任意点的任意方向都是按同一个安全系数进行折减。

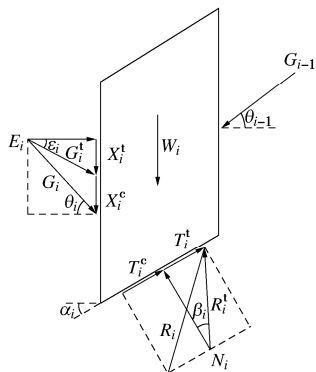
1.3 条间最大推力计算的力学模型

一般认为,条分法单个条块待定的未知量有:条块底面法向力 N_i 、条块底面剪力 T_i 、条间法向力 E_i 和其作用点条间剪切力 X_i ,共 5 个未知量。

根据莫尔库仑强度准则,底面剪力 T_i 与条间剪力 X_i 可以分解为黏聚力项 T_i^c , X_i^c 和摩擦力项 T_i^f , X_i^f 两个部分,图 1 所示的模型即为分解剪力后的单个条块受力示意图。



(a) 剪力竖直向上



(b) 剪力竖直向下

图 1 条块力学模型

Fig. 1 Mechanical model of a slice

受力分析如下:

(1) 条块重力 W_i 和上一条块传递的推力 G_{i-1} 为已知量, 其大小和方向均已知。

(2) 条块底面法向力 N_i , 方向已知, 大小未知, 同理条间法向力 E_i 方向已知大小未知。

(3) 底面抗滑力 T_i 分解成黏聚力项 T_i^c 和摩擦力项 T_i^t , 在指定安全系数折减的情况下, T_i^c 的方向和大小均已知, T_i^t 的方向已知, 但大小未知。 T_i^t 与底面法向力 N_i 的合力为 R_i^t 。

条块底面抗滑力黏聚强度 T_i^c :

$$T_i^c = \frac{c_i l_i}{F_s}, \quad (1)$$

式中, c_i 为土体黏聚力, l_i 为条块底边长。

条块底面抗滑力摩擦强度 T_i^t :

$$T_i^t = \frac{N_i \tan \varphi_i}{F_s}, \quad (2)$$

式中, φ_i 为土体内摩擦角。

R_i^t 与 N_i 的夹角 β_i :

$$\beta_i = \arctan \frac{\tan \varphi_i}{F_s}. \quad (3)$$

(4) G_i 为条间法向力 E_i 与 X_i 的合力, 即为待求的条块 i 推力。

(5) 条间剪力满足合理性要求:

$$X_i \leq \frac{c_i h_i + E_i \tan \varphi_i}{F_s}, \quad (4)$$

式中, h_i 为条块左侧边长。

考虑条块的静力平衡, 在给出试算的安全系数 F_s 时, 将图 1 条块受力分成 3 部分: ①将条块重力 W_i 、上一条块推力 G_{i-1} 、条块底面的黏聚力项 T_i^c 的合力, 及其他已知的作用在该条块上的外力, 组成合力 P_i 。由于以上各分力均为已知, 故 P_i 的大小、方向可以确定。②条块底面摩擦强度部分 T_i^t 与底面法向力 N_i 的合力 R_i^t 。根据式 (3), 其方向已知, 但大小未知。③条间力 G_i , 待求。

根据上述给出的 3 部分力, 实质就是 3 个力矢量。参照库仑土压力求解时的力三角形方法, 可以做出力矢量三角形, 见图 2。图 2 中, 从 O 点任意方向做条间力线 OB (或 OC), 与已知大小和方向的 P_i 和已知方向的 R_i^t 形成一封闭的力三角形 OAB (或 OAC)。由于要满足条间剪切力合理性要求式 (4), 条间力的方向只能限制在某一角度范围内, 假设为图 2 所示的 OB 和 OC 矢量之间。从力三角形几何性质知道, 可能的最大推力 G_i 将是图中 OB 和 OC 中的较长者^[15]。在 OA 已定, AC (或 AB) 方向已知的情况下, OB 或 OC 的长度值就是在式 (4) 等式成立时, 也即条间力在合理性条件下的极限情况的取值。

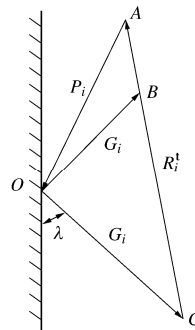


图 2 力三角形

Fig. 2 Force triangle

以 OC 长度为例, 设 OC 与竖直线夹角为 λ , λ 越小, 则 OC 越长, 则所得的条间力也即不平衡推力越大。但合理的条间力取值应该满足如下约束条件:

$$G_i \cos \lambda \leq \frac{c_i h_i + G_i \sin \lambda \tan \varphi_i}{F_s}. \quad (5)$$

令式 (5) 等式成立时, 则达到夹角 λ 的取值边界。式 (5) 中有两个待求量, 即夹角 λ 和不平衡推力 G_i 。此时根据力三角形 OAC 几何性质, 引入正弦定理, 可得到另一等式, 结合式 (5), 理论上即可求到夹角 λ 和最大不平衡推力 G_i 。因为最大不平衡推力 G_i 是当式 (5) 等式成立时求到的, 说明当条间剪力发挥条间抗剪强度的 $1/F_s$ 时, 条间传递最大不平衡推力。

当条间剪力发挥条间抗剪强度的 $1/F_s$ 时, 条间剪

力 X_i 的黏聚力项 X_i^c 大小方向均已知, 摩擦力项 X_i^f 的方向已知, 大小未知, G_i^f 为条间法向力 E_i 与 X_i^f 的合力。

条间剪力的黏聚强度 X_i^c :

$$X_i^c = \frac{c_i h_i}{F_s}, \quad (6)$$

条间剪力的摩擦强度 X_i^f :

$$X_i^f = \frac{E_i \tan \varphi_i}{F_s}, \quad (7)$$

G_i^f 与 E_i 的夹角 ε_i :

$$\varepsilon_i = \arctan \frac{\tan \varphi_i}{F_s}. \quad (8)$$

1.4 图解法求解最大不平衡推力

通过对图2力三角形建立直角坐标系, 以力矢量 OA 和 OB (或 OC) 的交点 O 为坐标系原点, 见图3。利用直线方程求交点坐标的方法可以便捷的求得 OB (或 OC) 的长度, 也即式(5)的等式解。 OB 和 OC 长度值的较大者即为最大不平衡推力。

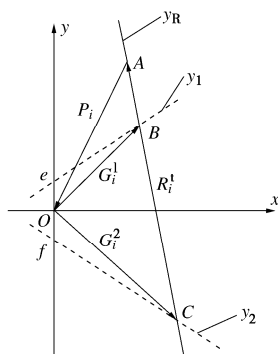


图3 求解步骤示意图

Fig. 3 Diagram for solution

具体的作图求解步骤如下:

(1) 确定 A 点的坐标

A 点的坐标是由已知量合力 P_i 的大小与方向决定的。将 W_i , G_{i-1} , T_i^c 分别在 x 和 y 轴上投影并叠加, 即可得到点 A 的坐标 (A_x, A_y) :

$$A_x = G_{i-1} \cos \theta_{i-1} - T_i^c \cos \alpha_i, \quad (9)$$

$$A_y = W_i + G_{i-1} \sin \theta_{i-1} - T_i^c \sin \alpha_i. \quad (10)$$

(2) 确定 R_i^f 的直线方程

R_i^f 为 T_i^f 与底面法向力 N_i 的合力, 由于 N_i 的大小未知, R_i^f 实际上就是关于 N_i 的函数, 根据力三角形的作图原理, R_i^f 所在的直线 y_R 经过 A 点, 因此只需确定 y_R 的斜率即可确定该直线方程。

已知 R_i^f 与 N_i 的夹角为 β_i , 可得 R_i^f 与 y 轴的夹角为 $\beta_i - \alpha_i$ 。 R_i^f 的直线方程 y_R 的斜率为

$$k_R = \tan \left(\frac{\pi}{2} - \beta_i + \alpha_i \right), \quad (11)$$

可得直线方程:

$$y_R = k_R (x - A_x) + A_y. \quad (12)$$

(3) 确定辅助线方程 y_1 , y_2

根据前文分析可知, 在求解最大推力时, G_i^f 与 N_i 的夹角 ε_i 是已知的。作与 x 轴夹角为 $\pm \varepsilon_i$ 的两条辅助线 y_1 , y_2 , 分别对应图1中(a), (b)两种情况。辅助线 y_1, y_2 上的任意点与原点 O 连线形成的力矢量, 达到条间剪切力合理性条件。

当条块土层为无黏性土, 即 X_i^c 为零时, 需要让 y_1, y_2 过 O 点。

当条块土层为黏性土, 即 X_i^c 不为零时, 必须使得 y_1, y_2 经过 y 轴上 $\pm X_i^c$ 两点, 即 y_1, y_2 分别过 e, f 点。

此时过原点 O 做 y_1, y_2 与 y_R 的交点的连线, 即为条块可能的最大推力矢。

根据 G_i^f 与 E_i 的夹角为 ε_i , 可得 y_1, y_2 的斜率为

$$k_{1,2} = \pm \tan \varepsilon_i. \quad (13)$$

可得 y_1, y_2 直线方程

$$y_1 = x \tan \varepsilon_i + X_i^c, \quad (14)$$

$$y_2 = -x \tan \varepsilon_i - X_i^c. \quad (15)$$

(4) 确定 B 点和 C 点的坐标

B 点和 C 点的坐标是直线 y_R 与直线 y_1 和 y_2 的交点, 而 OB, OC 则代表在条间剪力不超过条间合理性条件下有可能的最大不平衡推力。

B 点 x 坐标为

$$B_x = \frac{A_x k_R - A_y + X_i^c}{k_R - \tan \varepsilon_i}, \quad (16)$$

C 点 x 坐标为

$$C_x = \frac{A_x k_R - A_y - X_i^c}{k_R + \tan \varepsilon_i}. \quad (17)$$

将 B, C 点的 x 坐标代入到 y_R 中即可求出 B, C 点的 y 坐标。

(5) 确定 G_i^f 和 G_i^2 的较大值

B, C 点与 O 点的连线即为 G_i^f 与 G_i^2 。通过 B, C 点的坐标即可求出 G_i^f, G_i^2 的值, 最后对比取两者中的较大者, 即为条块 i 传递给下一条块的最大不平衡推力矢。

显然, 折减系数 F_s 的调整会使得整个条块的受力重新分布, 通过图解法求解确保 G_i 能够一直取得最大值, 满足条间力合理性条件。这种相邻两个条块之间按照最大条间力传递的方法, 当对某一具体安全系数做滑坡推力计算时, 由于传递的力的累积效应, 计算到最后一个条块时, 将较传统不平衡推力法得到边坡更大的剩余滑坡推力。

安全系数的求解与传统不平衡推力法的隐式解法相同, 都是以 $G_n=0$ 为边界条件, 不断试算 F_s 。

2 算例分析

2.1 人工算例分析

为了更加直观地体现传递最大推力的改进方法的计算过程及特点, 通过图 4 简单边坡做一人工算例进行分析。

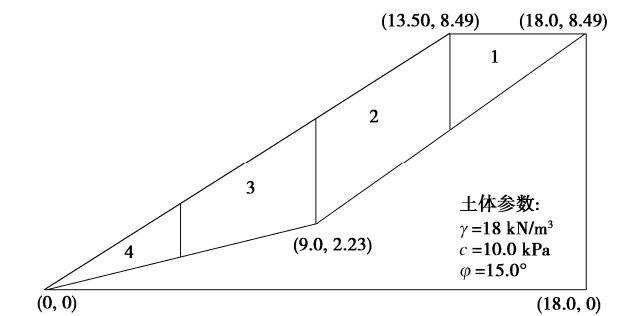


图 4 算例模型一

Fig. 4 Example model 1

分别通过传统不平衡推力法和改进方法在指定折减系数为 1.5 的情况下计算条块推力。表 1 为推力计算过程。表 2 为常见方法对算例 1 计算得到的最小安全系数。

表 1 计算过程

Table 1 Calculation process

编号	条重 /(kN·m ⁻¹)	α /(°)	l/m	h/m	$G_{推}/kN$	$G_{改}/kN$
#1	126.85	34.86	5.48	3.13	17.36	40.71
#2	265.90	34.86	5.48	3.44	93.82	130.21
#3	208.58	13.91	4.63	1.72	76.69	108.86
#4	69.53	13.91	4.63	0	50.45	78.87

表 2 安全系数

Table 2 Safety factors

不平衡推力法	工程师团法	M-P 法	本文方法
1.284	1.278	1.264	1.149

根据表 2 安全系数计算结果可知不平衡推力法计算出的安全系数要高于 M-P 法与改进方法的计算结果。表 1 的计算过程表明, 在指定折减系数为 1.5 时, 通过改进方法计算出的每一个条块的推力都要比传统不平衡推力法的推力大。

2.2 多折线滑动面算例分析

根据改进方法的计算原理编制了相应的滑坡稳定性分析程序, 本文方法适用于任意形状滑动面, 为了检验该法是否能在滑动倾角变化的情况下保持计算精度, 现假定一均质土坡, 将圆弧滑动面的 2、4、8 等分点作为折线形滑动面的控制点, 连接这些控制点就形成 3 条不同的折线滑动面, 几何参数与土层参数如图 5 所示, 3 条不同滑动面倾角的平均变化量依次为 37.0°, 18.5°, 9.2°。

分别采用不同的分析方法计算安全系数结果见表 3, 表 4 为指定安全系数为 2.5 时, 使用传统不平衡推力法和本文方法求解最后条块剩余推力的结果。

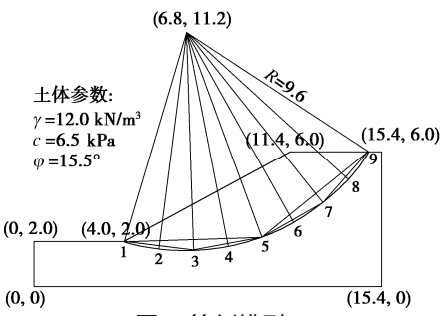


图 5 算例模型二

Fig. 5 Example model 2

表 3 安全系数

Table 3 Safety factors

滑动面	不平衡推力法	M-P 法	本文方法
2 分滑动面	2.306	2.044	1.512
4 分滑动面	1.952	1.874	1.432
8 分滑动面	1.856	1.834	1.403

表 4 $F_s=2.5$ 时最后条块剩余推力

Table 4 Residual thrusts of last slice when $F_s=2.5$ (kN)

滑动面	不平衡推力法	本文方法
2 分滑动面	4.154	33.967
4 分滑动面	14.868	42.941
8 分滑动面	18.666	43.065

根据表 3 的 3 种不同倾角变化滑动面的安全系数结果可知, 一般情况下, 不平衡推力法计算得到的安全系数大于 M-P 法大于本文的改进方法, 且随着 F_s 越大, 各方法计算结果的差距也就越大, 表明本文的改进方法更有利于工程实际的安全。而从同一方法不同角度变化的计算结果可知, 不平衡推力法的安全系数最大相差 0.45, 而改进方法最大相差只有 0.11, 由此也说明改进方法相比于传统的不平衡推力法, 基本可以避免滑面转折点倾角变化过大对边坡安全系数计算的影响, 具有更强的适用性和计算稳定性。在指定安全系数后对剩余推力进行计算, 从表 4 的计算结果可知, 本文方法最终求得的边坡推力要比传统不平衡推力法的计算结果更大。

3 结 论

如果将条分后的滑坡体看作是由若干条块组成的一个结构, 那么按极限状态法设计计算的原则, 更需要去考虑一些极限状态。从求解边坡最小安全系数的角度出发, 条间力的简化应该从如何能使边坡产生最不利受力状态的角度来考虑。在传统不平衡推力法基本力学模型的基础上, 为了寻找可能存在的更不利受力状态, 寻求更合理和更具有物理意义的解答, 进而获得可能存在更小的安全系数, 本文对传统不平衡推力法进行了改进, 得到以下 4 点结论。

(1) 提出了一种改进的传递最大条间力的不平衡推力法。该方法使条块间接可能的最大条间力传递, 从而求解边坡更大的滑坡推力, 对于边坡加固设计具

有重要的参考意义。

(2) 给出了求解条间最大推力的计算方法, 在满足条间剪力合理性条件的前提下, 得到条间剪力发挥抗剪强度的 $1/F_s$ 时的条间力即为所传递的最大推力的结论。

(3) 通过算例说明, 本文方法计算所得安全系数较传统不平衡推力法更小, 在计算滑动面倾角变化大的滑坡时, 误差相对传统不平衡推力法要更低, 说明条块间以可能存在的最大推力作为传递力是一较传统方法更不利的受力状态, 在对边坡稳定性评估时应考虑。

(4) 算例证明, 较传统不平衡推力法, 按可能的条间最大推力作为传递力计算, 可使计算边坡获得更小的安全系数和更大的滑坡推力, 是较传统不平衡推力法更优的一个方案。

参考文献:

- [1] FELLENIUS W. Calculation of the stability of earth dams[C]// Transactions of the 2nd Congress on Large Dams, Washington D C, 1936, 4: 445 - 462.
- [2] BISHOP A W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes[J]. Géotechnique, 1955, 5: 7 - 17.
- [3] JANBU N. Slope stability computations[C]// HIRSCHFELD E, POULOS S, ed. Embankment Dam Engineering. New York: John Wiley, 1973: 47 - 86.
- [4] 陈祖煜. 土坡稳定分析通用条分法及其改进[J]. 岩土工程学报, 1983, 5(4): 11 - 27. (CHEN Zu-yu. The generalized method of slices for slope stability analysis and its modifications[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1983, 5(4): 11 - 27. (in Chinese))
- [5] 林 峰, 黄润秋. 边坡稳定性极限平衡条分法的探讨[J]. 地质灾害与环境保护, 1997, 8(4): 9 - 13. (LIN Feng, HUANG Run-qiu. A study on the limit equilibrium method for slope stability analysis[J]. Journal of Geological Hazards and Environment Preservation, 1997, 8(4): 9 - 13. (in Chinese))
- [6] 方玉树. 边坡稳定性分析条分法条间力合理性研究[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2008, 19(2): 80 - 86. (FANG Yu-shu. Rationality of inter-slice forces of slices method for slope stability analysis[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2008, 19(2): 80 - 86. (in Chinese))
- [7] 郑颖人, 时卫民, 杨明成. 不平衡推力法与 Sarma 法的讨论[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(17): 3030 - 3036. (ZHENG Ying-ren, SHI Wei-min, YANG Ming-cheng. Discussion on imbalance thrust force method and sarma's method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(17): 3030 - 3036. (in Chinese))
- [8] 张鲁渝, 郑颖人, 时卫民. 边坡稳定分析中关于不平衡推力法的讨论[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(1): 177 - 182. (ZHANG Lu-yu, ZHENG Ying-ren, SHI Wei-min. On slope stability analysis by imbalance thrust force method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(1): 177 - 182. (in Chinese))
- [9] 时卫民, 郑颖人, 唐伯明, 等. 边坡稳定不平衡推力法的精度分析及其使用条件[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(3): 313 - 317. (SHI Wei-min, ZHENG Ying-ren, TANG Bo-ming, et al. Accuracy and application range of imbalance thrust force method for slope stability analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(3): 313 - 317. (in Chinese))
- [10] 郑颖人, 时卫民. 不平衡推力法使用中应注意的问题[J]. 重庆建筑, 2004, 3(2): 6 - 8. (ZHENG Ying-ren, SHI Wei-min. Attentive questions in using imbalance thrust force method[J]. Chongqing Architecture, 2004, 3(2): 6 - 8. (in Chinese))
- [11] 卢应发, 邓国栋, 杨丽平, 等. 滑坡关键块力学行为及力传递特征和不同应力状态的稳定系数研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(5): 884 - 891. (LU Ying-fa, DENG Guo-dong, YANG Li-ping, et al. Study of mechanical behaviors of key blocks and characteristics of force transmit and stability coefficient of different stress states of landslides[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33(5): 884 - 891. (in Chinese))
- [12] 齐明柱. 不平衡推力法在滑坡治理工程中的应用[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2011, 22(2): 34 - 38. (QI Ming-zhu. Application of imbalance thrust force method in the remedy of landslide[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2011, 22(2): 34 - 38. (in Chinese))
- [13] 郑 宏, 田 斌, 刘德富, 等. 关于有限元边坡稳定性分析中安全系数的定义问题[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(13): 2225 - 2230. (ZHENG Hong, TIAN Bin, LIU De-fu, et al. On definitions of safety factor of slope stability analysis with finite element method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(13): 2225 - 2230. (in Chinese))
- [14] 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))
- [15] 陈文胜, 李苗苗, 张永杰, 等. 对库仑土压力理论的若干修正[J]. 岩土力学, 2013, 34(7): 1832 - 1838, 1846. (CHEN Wen-sheng, LI Miao-miao, ZHANG Yong-jie, et al. Modifications to Coulomb's theory of earth pressure[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(7): 1832 - 1838, 1846. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202201019

卵石层钢板桩插打的引孔回填料设计与成桩试验研究

蔺鹏臻, 马俊军

(兰州交通大学土木工程学院, 甘肃 兰州 730070)

摘要:为解决河道卵石层地质钢板桩插打施工的难题,结合工程现场实际开发了一种以粉质黏土、膨润土、锯末、水泥等材料组成的新型引孔回填料。通过多因素正交试验研究了新型回填料的材料组分对凝固体抗压、抗剪和抗渗性能的影响规律,给出了满足设计要求的施工配合比。通过现场钢板桩的对比试验,分析了新型引孔回填料的嵌固效果。研究表明:粉质黏土掺量对回填料凝结体黏聚力和抗压强度的影响最为显著,锯末掺量对回填料凝结体内摩擦角和抗渗性能的影响最为显著;在最大水平荷载作用下,采用新型引孔回填料后钢板桩的桩顶平均水平加、卸位移、压应力和地基水平反力系数的比例系数分别是采用现场渣土回填后钢板桩的46%,28%,1.39%,2.8%,证明采用新型回填料后的土体刚度更大,抵抗变形的能力更强,对钢板桩的嵌固效果更好。该新型引孔回填料具有取材方便、施工便捷和材料性能好的综合优点,可在同类型工程施工中推广应用。

关键词: 钢板桩; 卵石层; 引孔回填料; 正交试验; 桩基试验

中图分类号: TU470; U445

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)01-0187-07

作者简介: 蔺鹏臻(1977—),男,博士,教授,主要从事桥梁工程设计理论与应用等方面的教学和科研工作。E-mail: pzhlin@mail.lzjtu.cn。

Design of backfill materials for driving steel sheet piles and pile forming tests in gravel layer

LIN Peng-zhen, MA Jun-jun

(School of Civil Engineering, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou 730070, China)

Abstract: In order to solve the construction problem of inserting and driving steel sheet piles in pebble layer of rivers, a new type of lead-through backfill made of clay, bentonite, sawdust, cement and other materials is developed. Using the multi-factor orthogonal test method, the influence law and mechanism of the components of the new backfill materials on the compression, shear and impermeability properties of the backfill-solidified body are studied, and the construction mix proportion meeting the design requirements is given. The actual embedding effect of steel sheet piles is verified through the field comparative tests. The research results show that the content of silty clay has the most significant effect on the cohesion and compressive strength of the backfill aggregate, while the sawdust content has the most significant effect on the friction angle and impermeability of backfill aggregate. Under the maximum horizontal load, the average horizontal loading displacement, unloading displacement, compressive stress and proportional coefficient of horizontal reaction coefficient of foundation at the steel sheet pile top after using the new type lead hole backfill are 46%, 28%, 1.39%, and 2.8%, respectively, of the steel sheet pile after backfilling with on-site muck, which proves that the new type of backfill has greater soil stiffness and stronger resistance to deformation. The actual embedding effect of the piles is better. The new type of lead backfill has the comprehensive advantages of convenient material acquisition, convenient construction and good material performance, and can be popularized and applied in the construction of the same type of projects.

Key words: steel sheet pile; pebble bed; guide hole backfill; orthogonal test; pile foundation test

0 引言

钢板桩围堰作为一种常见的封水、挡土结构,因其施工工艺简单,施工效率高,可重复使用,投入资金少等特点^[1-3],已在国内外桥梁桩基和基坑工程中得到了广泛应用^[4-7]。应用结果表明,钢板桩围堰一般适

用于地基土为软土、砂土、较软的全风化岩层等基础工程,而对于坚硬的粗圆砾土、砂岩以及强、中风化

基金项目: 国家自然科学基金重大项目(11790281); 甘肃省建设科技项目(JK2021-03)

收稿日期: 2021-01-23

岩地层, 如果直接插打钢板桩, 会造成钢板桩打入困难, 变形较大, 影响工程施工质量^[8-10]。目前, 针对常规打桩设备无法插打至较硬岩层的特点, 工程界开发了先采用钻机引孔再灌入回填料, 然后插打钢板桩的施工工艺, 有效解决了在较硬的风化岩地层^[11-12]、软硬相间的复杂地层^[8]、河道基坑和河岸码头等复杂条件下的钢板桩插打难题^[13]。由于钢板桩施工的引孔回填料属于施工的临时性措施, 既有工程往往采用就地取材配置回填料, 相关规范也没有回填料的性能指标要求, 这对工程中引孔回填料的施工质量带来不利影响。

本文根据现场实际情况开发了新型引孔回填料, 通过多因素正交试验, 研究了新型回填料的组分对回填料凝固体抗压、抗剪和抗渗性能的影响规律与机理, 给出了满足现场施工条件和工艺要求的回填料配合比, 通过钢板桩力学性能的现场对比试验, 对钢板桩的实际嵌固效果进行了验证。

1 新型引孔回填料研制

1.1 原材料的选择

回填料的各组成原料对回填料的固结过程与力学性能存在影响。以往的引孔回填试验中多采用原土为回填料, 没有考虑回填料凝结体的物理、力学性能, 也没有给出统一的组成成分和配比, 很难被其它工程所借鉴。

为弥补引孔回填料配合比设计中的材料标准的不足, 本新型引孔回填料的组成设计依据为: ①选用水泥作为固化剂, 保证成型速度和强度。②选用膨润土作为胶结剂, 保证吸水性、膨胀性及流变性, 同时兼顾防渗透性^[14]。③就地取材选用当地粉质黏土作为细骨料, 节约水泥用量, 保证回填后与周围土体的协同变形能力^[15]。④选用锯末作为添加剂, 利用其比表面积大、吸附性强、化学性能稳定且有较高的化学活性^[16], 提高回填料对地下水位较高工程的适应性; 此外锯末的体积较大, 能够与水泥、膨润土相结合, 在内部形成骨架, 起到一定的填充作用。

1.2 新型引孔回填料配比

为获得新型引孔回填料各组分对整体性能的影响, 采用正交试验设计方法^[17], 以水胶比、粉质黏土掺量、膨润土掺量、锯末掺量为正交设计的 4 个因素 (A, B, C, D), 每个因素选取 3 个水平, 开展试验研究。在前期的探索试验的基础上, 设定水胶比水平为 0.58, 0.62, 0.66; 粉质黏土掺量水平为 60%, 65%, 70%; 膨润土掺量为 3.5%, 4%, 4.5%; 锯末掺量为 0%, 3%, 5%, 其中百分比为各种材料占胶凝材料总

量的质量分数。配合比影响因素及水平如表 1 所示。回填料在 3 因素 4 水平下的标准正交表 $L_9(3^4)$ 共计 9 组配合, 见表 2。

表 1 新型回填料配合比因素水平

水平	A	$B/\%$	$C/\%$	$D/\%$
1	0.58	60	3.5	0
2	0.62	65	4.0	3
3	0.66	70	4.5	5

1.3 新型引孔回填料制备与养护

制备新型引孔回填料时, 采用“三步法”进行拌合^[15]: 第一步, 将膨润土和水按一定的比例制成膨润土泥浆, 放入膨化池膨化 24 h 后备用; 第二步, 在拌合槽内加入粉质黏土、锯末和水泥, 均匀拌合; 第三步, 拌合槽内加入膨润土泥浆, 加入剩余的拌合水充分搅拌。将搅拌好后的回填料浆体装入 $70.7\text{ mm} \times 70.7\text{ mm} \times 70.7\text{ mm}$ 的标准立方体试模, 自然养护 24 h 后可以脱模。为了模拟水下环境, 将试块脱模后在水中养护至一定时间后进行物理力学性能试验。

2 新型引孔回填料凝结体物理、力学性能试验研究

2.1 新型引孔回填料抗压强度试验研究

参照《水泥土配合比设计规程》^[18], 对 9 组不同配比的回填料凝结体进行 3, 5, 28 d 抗压强度测试, 结果如表 2 所示。

由表 2 可知, 3 d 时回填料凝结体抗压强度可达 $0.248 \sim 0.948\text{ MPa}$, 5 d 后强度在 $0.310 \sim 1.332\text{ MPa}$ 。工程实际中, 可根据钢板桩插打时的强度要求范围调整材料配比, 配制出满足要求的回填材料。为便于分析各影响因素对回填料凝结体 3, 5, 28 d 抗压强度的影响, 对上述试验结果进行极差分析, 结果见表 3。

从表 3 可知, 粉质黏土对回填料凝结体抗压强度的极差值最大, 其次为水胶比、锯末和膨润土, 因此粉质黏土对回填料强度起主要调节作用。

2.2 新型引孔回填料抗剪强度试验研究

新型引孔回填料凝结体黏聚力 c 和内摩擦角 φ 是反映回填料凝结体抗剪强度的重要指标, 回填料凝结体的 c 和 φ 根据直剪仪进行测定, 试验结果如前表 2 所示。对回填料凝结体养护 5 d 时黏聚力和内摩擦角进行极差分析, 结果见表 4, 5。

由表 4 可知, 影响黏聚力 c 最重要的因素是粉质黏土掺量, 其次是水胶比, 锯末掺量, 膨润土掺量。由表 5 可知, 影响内摩擦角 φ 最重要的因素锯末掺量, 其次是水胶比、粉质黏土、膨润土掺量。

表 2 回填料正交试验结果
Table 2 Orthogonal experimental results of backfill materials

试验 编号	因素				抗压强度 f_{tk} /MPa			抗剪强度		渗透系数
	A	$B/\%$	$C/\%$	$D/\%$	3 d	5 d	28 d	黏聚力 c /kPa	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	$/(10^{-6}\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$
1	0.58	60	3.5	0	0.948	1.332	3.414	62.98	14.47	0.032
2	0.58	65	4.0	3	0.582	0.744	1.901	54.07	11.73	0.117
3	0.58	70	4.5	5	0.296	0.460	1.156	37.48	10.00	1.380
4	0.62	60	4.0	5	0.605	0.907	2.179	60.52	10.55	9.810
5	0.62	65	4.5	0	0.439	0.674	1.875	46.08	12.57	0.061
6	0.62	70	3.5	3	0.281	0.400	1.132	37.79	9.15	0.451
7	0.66	60	4.5	3	0.532	0.705	1.781	51.32	10.58	0.152
8	0.66	65	3.5	5	0.327	0.448	1.100	39.32	8.46	60.800
9	0.66	70	4.0	0	0.248	0.310	1.091	26.11	9.87	0.122

表 3 抗压强度极差分析
Table 3 Analysis of extreme difference of compressive strength (MPa)

水平组数	3 d				5 d				28 d			
	因素 A	因素 B	因素 C	因素 D	因素 A	因素 B	因素 C	因素 D	因素 A	因素 B	因素 C	因素 D
1	0.609	0.695	0.519	0.545	0.845	0.982	0.728	0.772	2.157	2.458	1.883	2.127
2	0.442	0.449	0.478	0.465	0.662	0.622	0.654	0.618	1.729	1.625	1.724	1.605
3	0.369	0.275	0.422	0.410	0.488	0.392	0.613	0.605	1.324	1.127	1.604	1.478
极差	0.239	0.420	0.096	0.135	0.358	0.590	0.115	0.167	0.833	1.331	0.279	0.649

表 4 黏聚力 c 极差分析
Table 4 Analysis of extreme difference of cohesion c (kPa)

水平组数	因素 A	因素 B	因素 C	因素 D
1	51.506	58.269	46.694	45.055
2	48.127	46.489	46.898	47.722
3	38.916	33.792	44.958	45.772
极差	12.590	24.477	1.940	2.667

表 5 内摩擦角 φ 极差分析
Table 5 Range analysis of internal friction angle φ ($^\circ$)

水平组数	因素 A	因素 B	因素 C	因素 D
1	12.067	11865	10.690	12.301
2	10.755	10.921	10.716	10.487
3	9.635	9.670	11.050	9.668
极差	2.432	2.195	0.360	2.633

2.3 新型引孔回填料渗透性试验研究

为了验证新型引孔回填料的防渗效果,依据规程^[18]进行渗透系数试验,试验结果如前表 2 所示。各试件相对渗透系数的极差分析结果见表 6。

由表 6 可知,锯末掺量的极差值最大,其次是膨润土掺量和水胶比,最小为粉质黏土掺量,所以影响回填料凝结体 28 d 渗透系数最主要的因素是锯末掺量。对于抗渗要求较高的工程,应将锯末掺量控制在 3%以内。

表 6 回填料凝结体 28 d 渗透系数极差分析
Table 6 Analysis of 28-day permeability coefficient of backfill aggregate ($10^{-6}\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$)

水平组数	因素 A	因素 B	因素 C	因素 D
1	0.519	3.341	20.437	0.081
2	3.441	20.326	3.350	0.240
3	20.358	0.651	0.531	23.997
极差	19.839	19.675	19.906	23.916

3 新型引孔回填料的工程应用

3.1 工程概况

某高速铁路特大桥采用(70 m+104 m+128 m+104 m+70 m)连续梁跨越黄河,桥梁桩基础采用钻孔浇筑施工,承台采用模板现浇施工,承台基坑开挖采用钢板桩围堰方法进行防护。根据现场工程地质勘察报告显示,桥墩处地质主要由较为坚硬的粗圆砾土、砂岩等构成。针对常规打桩设备无法插打至泥质砂岩层的特点,采取先用旋挖钻机进行引孔、回填混合料,再插打钢板桩的施工工艺。为了使钢板桩能够顺利插打到一定深度,要求回填材料凝结后的强度在 150~300 kPa 范围内,渗透系数小于 $1\times 10^{-5}\text{cm}^2/\text{s}$,此外还需要保证一定的抗剪强度要求。

3.2 配合比确定

结合前述所得的回填料凝结体各指标的变化规

表 7 满足设计要求的配比表
Table 7 Proportions meeting design requirements

水胶比	膨润土掺量 /%	锯末掺量 /%	抗压强度/MPa		c/kPa	φ /($^{\circ}$)	渗透系数 /($\text{cm}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)
			3 d	5 d			
0.64~0.66	4	3	0.16~0.22	0.22~0.30	27.72~35.76	8.33~9.38	$<1 \times 10^{-5}$

律, 为了使回填料凝结体渗透系数满足抗渗性能的要求, 取锯末掺量为 3%。为了使回填料凝结体抗剪性能达到最优, 取膨润土掺量为 4%。为了使得回填料凝结体凝结后强度在 150~300 kPa 内。经筛选后获得的推荐配合比如表 7 所示。

为确保在一定人为误差范围内所配回填料能满足各项性能指标, 推荐采用的施工配合比为水胶比 0.66, 粉质黏土掺量 68%, 膨润土掺量 4%, 锯末掺量 3%, 其中百分比为各种材料占胶凝材料总量的质量分数。

3.3 钢板桩嵌固效果试验研究

按照《建筑桩基检测技术规范》的相关规定, 结合现场实际情况, 试验设计了 8 根试验桩, 其中, 4 根是现场渣土回填料, 记为 S; 4 根是新型引孔回填料, 记为 T。试验采用拉森 IV 型钢桩, 材质为 SY295, 单根长度为 9 m, 截面长度为 400 mm, 截面宽度为 170 mm。桩基试验模型参数及布置如图 1 所示。

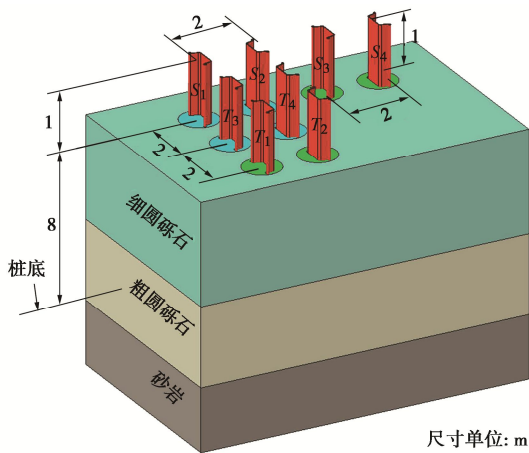


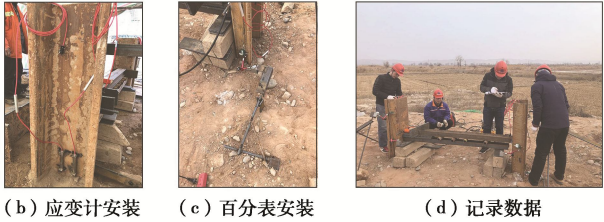
图 1 试验模型参数及布置示意

Fig. 1 Schematic diagram and layout of model parameters

水平加载采用额定功率 10 t 的液压千斤顶, 施加自平衡的对顶力进行加载, 施力点均放在桩顶且与地面平行, 采用百分表测量水平位移, 振弦式应变计测量桩顶截面应力。试验过程如图 2 所示。



(a) 桩基编号



(b) 应变计安装

(c) 百分表安装

(d) 记录数据

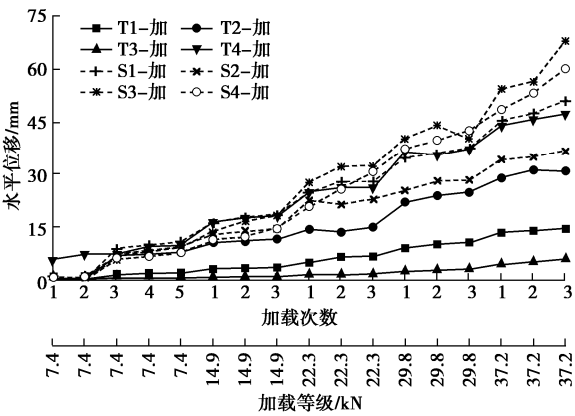
图 2 实际加载过程示意图

Fig. 2 Diagram of actual loading process

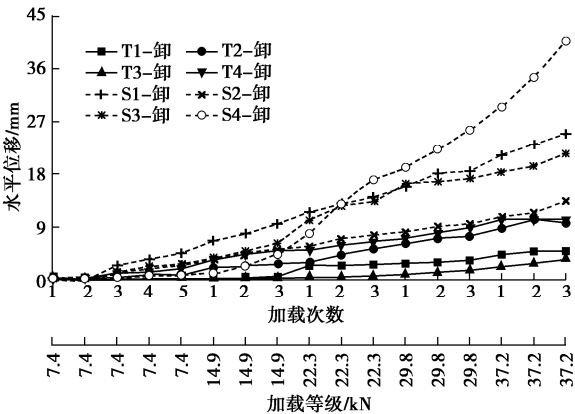
3.4 试验结果

(1) 桩顶水平位移

各桩的桩顶水平加载位移和卸载位移随加载次数和荷载等级的变化如图 3 所示。



(a) 加载位移与加载次数和加载等级的关系



(b) 卸载位移与加载次数和加载等级的关系

图 3 桩顶水平位移与加载次数和等级之间的关系

Fig. 3 Relationship among horizontal displacement of pile top, loading times and grades

由图 3 可知, 采用新型引孔回填料后钢板桩的水平加、卸载位移均小于采用渣土回填料后钢板桩的加、卸载水平位移。在最大加载等级作用下, 采用新型引

孔回填料后钢板桩的水平加、卸载位移是采用现场渣土回填后钢板桩的 46%, 28%。

(2) 桩顶应力

各钢板桩桩顶截面应力实测值如图 4 所示。

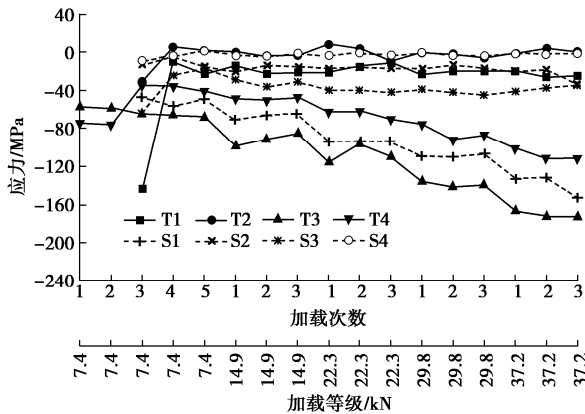


图 4 桩基应力与加载次数和加载等级的关系

Fig. 4 Relationship among pile top stress of each pile foundation, loading times and loading levels

由图 4 可知, 新型引孔回填料由于嵌固效果好, 同级荷载下的应力更大。对比 4 根新型引孔回填料桩基和 4 根现场渣土回填料桩基的应力算术平均值表明, 在最大等级水平荷载作用下, 采用新型引孔回填料后钢板桩的平均应力是采用现场渣土回填后钢板桩的 1.39 倍。

(3) 地基水平反力系数的比例系数

各试验桩在不同水平荷载作用下地基水平反力系数的比例系数 m 随加载次数和加载等级之间的变化关系如图 5 所示。

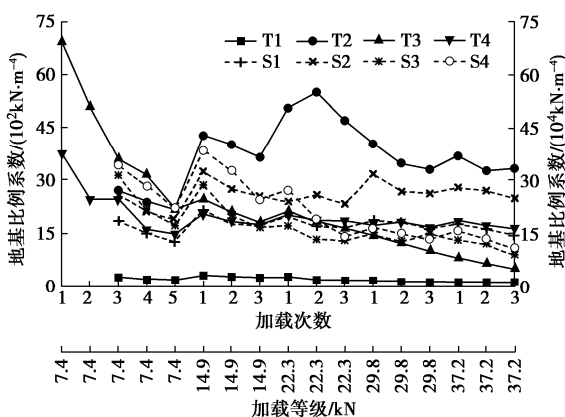


图 5 比例系数 m 与加载次数和等级的关系

Fig. 5 Relationship among proportional coefficient, loading times and levels

从图 5 可知, 比例系数随加载等级和加载次数的增加基本上呈现逐渐减小的趋势。在最大加载等级下, 采用新型回填料后四根桩基的比例系数算术平均值是采用现场渣土回填料后的 2.8 倍, 采用新型回填料换

填后的地基土抵抗变形的能力远高于采用渣土换填后的地基土。

(4) 桩身水平位移

结合初参数方程^[19], 可得到各试验桩在最大水平荷载作用下各桩身水平位移随桩身的变化, 结果如图 5 所示。

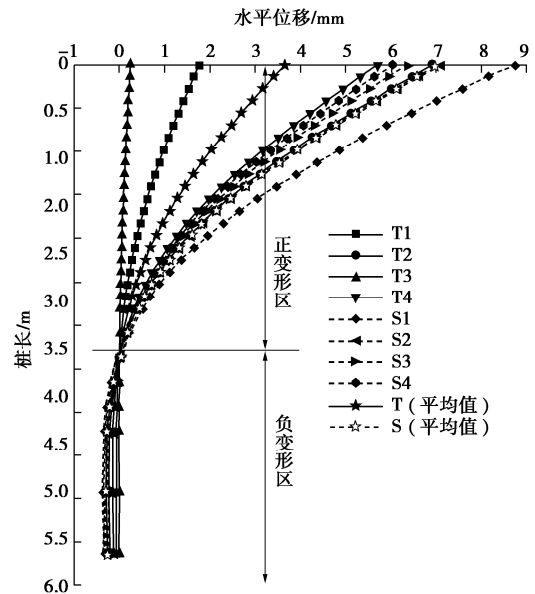


图 5 各桩基桩身水平位移随深度的变化

Fig. 5 Relationship between horizontal displacement of each pile foundation and depth

从图 5 可知, 在最大水平荷载作用下, 各桩基变形转换点(反弯点)基本保持不变, 与地面之间的距离约为 3.4 m。根据反弯点的位置, 桩身水平位移随深度的变化可以划分为距表面 0~3.4 m 正变形区和 3.4 m 以下的负变形区。在正变形区, 各桩基桩身水平位移变化比较明显, 总体上采用新型引孔回填料后钢板桩的平均水平位移小于采用渣土回填后钢板桩的平均水平位移, 表明新型引孔回填料对钢板桩的嵌固效果更好, 在水平荷载作用下, 抵抗变形的能力更强。

4 结 论

本文结合高速铁路桥梁工程钢板桩围堰施工, 研制了一种新型引孔回填料, 结合室内和现场试验, 得到以下 4 点结论。

(1) 新型回填料的组分中, 粉质黏土对回填料凝结体抗压强度起主要调节作用, 掺量越大, 抗压强度越低。锯末掺量对回填料凝结体渗透性能的影响最为显著, 对于抗渗要求较高的工程, 锯末掺量应控制在 3% 以内。粉质黏土掺量和锯末掺量对回填料凝结体抗剪强度影响较大, 其中, 粉质黏土掺量对黏聚力起主要调节作用, 而锯末掺量对内摩擦角起主要调节作用,

因此,在回填料凝结体抗剪强度设计时应综合考虑二者的影响。

(2) 根据各原料对凝结体物理、力学性能的影响,同时考虑工程实际应用环境,提出了用于实际桥梁围堰引孔回填的回填料组成成分,并给出了满足设计指标要求的新型引孔回填料的配合比。

(3) 通过 4 组 8 根试验桩现场水平静载试验研究表明,在最大水平荷载作用下,采用新型引孔回填料后钢板桩桩顶平均水平加、卸载位移、压应力和地基水平反力系数的比例系数 m 分别是采用现场渣土回填后钢板桩的 46%, 28%, 1.39 倍和 2.8 倍,且不同深度各桩基桩身平均水平位移明显大于使用新型引孔回填后钢板桩的平均水平位移,证明采用新型回填料后的土体刚度更大,抵抗变形的能力更强,对钢板桩的实际嵌固效果更好。

(4) 新型引孔回填料的实际桥梁使用效果表明,回填料总体性能满足了围堰钢板桩插打、围堰底防渗、钢板桩拔除等工程需求,本文提出的新型引孔回填料配合比设计及实验方法对同类工程具有理论指导意义。

参考文献:

- [1] 贺振中. 甬台温客运专线灵江特大桥深水桥墩基础的施工[J]. 铁道建筑, 2007, 47(7): 9 - 10. (HE Zhen-zhong. Construction of deep water pier foundation of Lingjiang Bridge on yongtaiwen passenger dedicated line[J]. Railway Engineering, 2007, 47(7): 9 - 10. (in Chinese))
- [2] 谢海斌, 高敬. 钢板桩围堰技术在桥梁施工中的应用[J]. 交通世界, 2019(30): 110 - 111. (XIE Hai-bing. GAO Jing. Application of steel sheet pile cofferdam technology in bridge construction[J]. Transport World, 2019(30): 110 - 111. (in Chinese))
- [3] 陈永勇, 亢士杰. 钢板桩围堰在高桩承台施工中的应用[J]. 铁道标准设计, 2007, 51(12): 48 - 50. (CHEN Yong-yong, KANG Shi-jie. Application of steel sheet pile cofferdam in construction of high pile cap[J]. Railway Standard Design, 2007, 51(12): 48 - 50. (in Chinese))
- [4] 张骏. 桥梁深水基础钢板桩围堰受力分析与应用[J]. 桥梁建设, 2012, 42(5): 74 - 81. (ZHANG Jun. Force condition analysis and application of steel sheet pile cofferdam for bridge deepwater foundation[J]. Bridge Construction, 2012, 42(5): 74 - 81. (in Chinese))
- [5] 何永昶. 深水基础桥梁承台施工超长钢板桩围堰内支撑最优布置研究[J]. 铁道建筑, 2015, 55(3): 43 - 46. (HE Yong-chang. Research on the optimal layout of the internal support of the super-long steel sheet pile cofferdam for the construction of the deep water foundation bridge platform[J]. Railway Engineering, 2015, 55(3): 43 - 46. (in Chinese))
- [6] 倪波文. 复杂环境下桥梁承台钢板桩围堰的设计与施工[C]// 全国第二届品质工程论坛暨惠清高速公路绿色科技示范工程现场观摩会, 2019, 广州. (NI Bo-wen. Design and Construction of Steel Sheet Pile Cofferdam for Bridge Caps in Complicated Environment[C]// China Highway and Transportation Society. The Second National Quality Engineering Forum and Huiqing Expressway Green Technology Demonstration Project Field Observation Conference Proceedings, 2019, Guangzhou.
- [7] 骆冠勇, 曹洪, 潘泓, 等. 新光大桥桥墩钢板桩围堰的优化设计与监测[J]. 华南理工大学学报(自然科学版), 2006, 34(2): 124 - 129. (LUO Guan-yong, CAO Hong, PAN Hong, et al. Optimal design and monitoring of steel sheet pile cofferdams of Xinguang bridge[J]. Journal of South China University of Technology (Natural Science Edition), 2006, 34(2): 124 - 129. (in Chinese))
- [8] 李成伟. 拉森钢板桩围堰施工中引孔技术的应用[J]. 铁道建筑技术, 2014(增刊 1): 35 - 37. (LI Cheng-wei. The application of lead hole technology in the construction of Larsen steel sheet pile cofferdam[J]. Railway Construction Technology, 2014(S1): 35 - 37. (in Chinese))
- [9] 刘云林, 蔡亚春. 浅谈冲击钻围堰引孔施工[J]. 价值工程, 2018, 37(26): 157 - 158. (LIU Yun-lin, CAI Ya-chun. Construction of drilling holes for impact drilling cofferdam[J]. Value Engineering, 2018, 37(26): 157 - 158. (in Chinese))
- [10] 姚志安, 陈炳耀. 深中通道伶仃洋大桥东锚碇基坑支护施工关键技术[J]. 桥梁建设, 2020, 50(3): 105 - 110. (YAO Zhi-an CHEN Bing-yao. Key construction techniques for foundation pit supporting structure of east anchor block of Lingdingyang Bridge[J]. Bridge Construction, 2020, 50(3): 105 - 110. (in Chinese))
- [11] 张春林. 钢板桩引孔围堰工艺在较硬岩地层中的应用[J]. 中国水运(下半月), 2018, 18(1): 234 - 236. (ZHANG Chun-lin. Application of steel sheet pile guide hole cofferdam technology in hard rock stratum[J]. China Water Transport, 2018, 18(1): 234 - 236. (in Chinese))
- [12] 黄松雄. 深基坑水中承台引孔钢板桩围堰的设计与施工[J]. 广东公路交通, 2020, 46(5): 37 - 42. (HUANG Song-xiong. Design and construction technology of steel plate pile cofferdam for bearing platform in deep foundation

- pit[J]. Guangdong Highway Communications, 2020, 46(5): 37 - 42. (in Chinese))
- [13] 孔 巍, 付晓超, 周冀伟, 等. 双层拉森钢板桩围堰在河道基坑施工中的应用技术[J]. 施工技术, 2018, 47(4): 56 - 60. (KONG Wei, FU Xiao-chao, ZHOU Ji-wei, et al. Application technology of double-layer larsen steel sheet pile cofferdam in river foundation excavation construction[J]. Construction Technology, 2018, 47(4): 56 - 60. (in Chinese))
- [14] 徐 超, 黄 亮, 邢皓枫. 水泥-膨润土泥浆配比防渗墙渗透性能的影响[J]. 岩土力学, 2010, 31(2): 422 - 426. (XU Chao, HUANG Liang, XING Hao-feng. Influence of cement-bentonite slurry mixing ratio on permeability of cutoff wall[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(2): 422 - 426. (in Chinese))
- [15] 周 瑶. 自凝灰浆防渗性能提高的试验研究[D]. 北京: 中国地质大学(北京), 2017. (ZHOU Yao. Experimental Research on Improving Impermeability of Self-Curing Mortar[D]. Beijing: China University of Geosciences, 2017. (in Chinese))
- [16] 陈红娟, 李小军, 闫维明, 等. 锯末混合土地模型振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(11): 2068 - 2077. (CHEN Hong-juan, LI Xiao-jun, YAN Wei-ming, et al. Shaking table tests on sawdust-mixed clay site[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(11): 2068 - 2077. (in Chinese))
- [17] 代树红, 王浩然, 韩荣军, 等. 流 - 固耦合模型试验相似材料研究[J/OL]. 岩土力学, 2020, 41(增刊 2): 1-8[2020-11-13]. <https://doi.org/10.16285/j.rsm.2019.1933>. (DAI Shu-hong, WANG Hao-ran, HAN Rong-jun, et al. Properties of similar materials used in fluid-solid coupling model test[J/OL]. Rock and Soil Mechanics, 2020, 41(S2): 1-8[2020-11-13]. <https://doi.org/10.16285/j.rsm.2019.1933>. (in Chinese))
- [18] 水泥土配合比设计规程: JGJ/T 233—2011[S]. 2011. Specification for Mix Proportion Test of Cement-mixed Soil: JGJ/T 233—2011[S]. 2011. (in Chinese))
- [19] 铁路桥涵地基和基础设计规范: TB 10093—2017[S]. 2017. (Code for Design on Subsoil and Foundation of Railway Bridge and Culvert: TB 10093—2017[S]. 2017. (in Chinese))

《岩土工程学报》征订启事

《岩土工程学报》创办于 1979 年, 是我国水利、土木、力学、建筑、水电、振动等六个全国性学会联合主办的学术性科技期刊。由南京水利科学研究院承办, 国内外公开发行。主要刊登土力学、岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学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/CJGE202201020

水库区大型堆积体灾变分析及对策研究

湛正刚¹, 程瑞林¹, 孙卫^{1, 2}, 张合作¹

(1. 中国电建集团贵阳勘测设计研究院有限公司, 贵州 贵阳 550081; 2. 河海大学水利水电工程学院, 江苏 南京 210024)

摘要: RM水电站RS堆积体方量高达4700万m³, 其规模巨大, 距坝址较近, 在水库蓄水过程中, 受水动力作用影响, 边坡的物理力学参数指标降低, 有可能发生失稳破坏进而危害工程安全。分别采用刚体极限平衡法、虚功率法、有限差分法、有限元强度折减法以及三维数值模拟针对RS堆积体稳定性及灾变过程进行分析, 结果表明, 在天然状态下, 边坡基本处于稳定状态, 随着蓄水过程水位抬高, 边坡失稳的可能性很大。边坡稳定状态由稳定—变形—局部失稳—较大规模失稳—大规模失稳, 逐渐演变为灾变过程。模拟揭示堆积体在失稳条件下的涌浪产生过程及传播规律, 对其进行风险分析。研究堆积体的治理原则和治理措施, 提出预防为主治理措施, 研究成果可为类似工程问题提供有意义的参考。

关键词: 堆积体稳定分析; 安全系数; 灾变分析; 涌浪滑坡; 风险评价; 防治对策

中图分类号: TU449 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2022)01-0194-07

作者简介: 湛正刚(1968—), 男, 正高级工程师, 主要从事水利水电工程设计、研究和管理工作。E-mail: zhanzg_gyy@powerchina.cn。

Disaster analysis and countermeasures of large accumulation in reservoir areas

ZHAN Zheng-gang¹, CHENG Rui-lin¹, SUN Wei^{1, 2}, ZHANG He-zuo¹

(1. Power China Guiyang Engineering Corporation Limited, Guiyang 550081, China; 2. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China)

Abstract: The volume of RS accumulation of RM hydropower station is as large as 47 million m³, which is huge and close to the dam site. In the process of reservoir impoundment, the physical and mechanical parameters of the slope are reduced due to the hydrodynamic effect, which may cause instability and damage to the safety of the project. In this study, the rigid body limit equilibrium method, virtual power method, finite difference method, finite element strength reduction method and three-dimensional numerical simulation are used to analyze the stability and catastrophe process of RS accumulation body. The results show that the slope is basically stable in the natural state, and the possibility of edge stability and instability is great with the rise of water level in the process of water storage. The state of slope stability changes from the process of stability-deformation→local instability large→scale instability→largest→scale instability to the catastrophic process. The simulation reveals the generating process and propagation law of surge under instability, and its risk is analyzed. The research results can provide a meaningful reference for similar engineering problems.

Key words: stability analysis of accumulation; safety factor; catastrophe analysis; surge landslide; risk evaluation; prevention and control measure

0 引言

堆积体在中国的分布十分广泛, 对工程的建设及人民生命财产安全具有重要的影响^[1]。随着中国“十四五”期间清洁能源战略基地的实施, 工程建设不可避免地会遇到越来越多的堆积体, 对坝址坝型选择、枢纽布置、库岸稳定及移民安置带来重大影响。堆积体为非均质各向异性介质, 其稳定性除受堆积体基覆界面、边界条件影响外, 还与其斜坡结构等有关。堆积体的稳定性研究逐渐成为高山峡谷地区修建水电工

程必须面对的主要工程地质问题之一^[2]。

堆积体的稳定分析计算方面, 国内外众多学者进行了一系列的研究工作, 主要为边坡稳定计算方法及原理的研究。目前, 研究边坡稳定的传统方法主要有极限平衡法、概率分析法、极限分析法、基于数值计算的稳定性评价方法、物理模拟法、非线性方法等^[3]。

基金项目: 国家重点研发计划项目(2017YFC1501100); 贵州省高层次创新人才项目([2018]5630)

收稿日期: 2021-04-19

***通信作者** (E-mail: 317764316@qq.com)

随着研究的深入, 研究方法和技术日臻完善, 一些新方法、新技术逐渐被应用于堆积体的稳定分析当中。徐文杰^[4]通过工程地质力学分析等手段研究了大型土石混合体滑坡空间效应与稳定性; 张玉等^[5]运用三维极限平衡方法和大变形拉格朗日有限差分法, 定性、定量对堆积体稳定性进行了评价; 吴火珍等^[6]运用非饱和土力学方法对滑坡体在降雨条件下的动态稳定性特征进行了分析; 王自高等^[7]通过试验对大型堆积体岩土力学特性进行了研究; 朱继良等^[8]对堆积体稳定性采用三维数值方法模拟分析进行了模拟分析。

虽然堆积体的地质特性及稳定计算方法日益完善与成熟, 对堆积体进行稳定分析的工程也较多, 降雨、蓄水、地震等影响边坡稳定的致灾因素也有不少研究^[9-11], 但对水库区堆积体蓄水过程中的稳定性分析、灾害分析、致灾过程及防治措施的研究较少, 因此, 对堆积体在不同蓄水位情况下, 系统性分析其稳定性的变化规律、失稳机制及风险是十分必要的。

鉴于 RM 堆积体的规模大, 距坝址近, 失稳后对工程影响较大, 本文应用刚体极限平衡法、虚功率法、有限元差分法、有限元强度折减法计算分析其典型单一剖面的稳定性变化规律, 采用三维数值模拟和刚体极限衡法系统性的分析堆积体整体区域失稳变化规律。研究堆积体失稳过程, 灾变模式, 失稳后的涌浪产生过程及传播规律, 并以此为依据制定不同的工程治理措施, 分析其治理效果, 最终选用预防为主措施有效抵挡堆积体滑坡产生的涌浪灾害。通过一系列的研究分析, 得出堆积体的灾变规律、风险评价, 并针对性提出相应的治理措施, 对后续类似工程的治理具有重要的借鉴意义。

1 RS 工程地质条件

RS 堆积体位于 LC 左岸, 距 RM 水电站坝址约 5.4 km。堆积体顺河向长约 1.4 km, 垂直河向宽约 700 m, 自然坡度 32°~37°, 靠河床局部岸坡稍陡, 自然坡度 40°左右, 厚 10~100 m, 规模巨大, 方量约 4700 万 m³, 属崩塌积型堆积体。正常蓄水位 2895 m 以下, 方量 2700 万 m³, 占总方量的 57%。

堆积体的内部物质组成主要分为 3 类: ①上部为有一定胶结的含细粒土砾, 砾石粒径一般 3~6 cm, 含量 50%~60%, 其间为砂质土充填, 较为密实。②中部为较松散的碎砾石层, 碎石粒径一般 5~20 cm, 局部有少量 20~50 cm 的块石, 结构松散。③下部为碎块石土、夹有少量砂卵砾石, 碎石含量 40%左右, 粒径 6~20 cm; 块石含量 20%左右, 粒径 20~40 cm; 卵石总体含量 10%左右, 粒径 1~10 cm。

结合堆积体表面地形坡度、现场碎砾石天然休止角、28 组现场大剪试验、40 组现场密度试验、21 组室内颗分试验、21 组室内直剪试验、平硐反演分析、数值模拟法试验研究成果, 最终物理力学参数选取如表 1 所示。

表 1 RS 堆积体稳定计算岩土体物理力学参数取值表
Table 1 Physical and mechanical parameters of rock and soil for stability calculation of RS accumulation

土层 编号	物质 组成	重度 /(kN·m ⁻³)		水上天然 抗剪强度		水下饱和 抗剪强度	
		天然	饱和	黏聚力 /kPa	内摩 擦角 /(°)	黏聚力 /kPa	内摩 擦角 /(°)
①上部	较松散的 碎砾石层	22.0	23.0	10	34.5	5	30.5
②中部	有一定胶结的 含细粒土砾	21.0	22.5	50	33.0	25	29.5
③下部	碎石土夹 少量砂卵砾石	21.5	22.5	20	35.5	10	31.5

2 灾变分析

2.1 滑动模式计算分析

根据堆积体的物质组成, 堆积体可能的滑动破坏模式有 3 种: ①以基覆界面为主滑面, 堆积体向下向外滑移; ②土体内部产生圆弧形滑塌; ③下部产生圆弧形滑塌, 上部沿胶结较差的碎砾石层弱面产生滑移。RS 堆积体典型计算模型及破坏模式如图 1 所示。

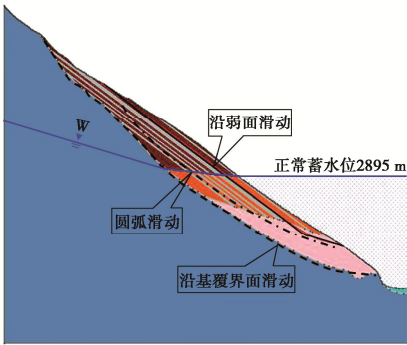


图 1 RS 堆积体计算模型图及破坏模式

Fig. 1 Model and failure mode of RS accumulation

根据库区 RS 堆积体地质地形情况, 选取堆积体上游至下游 R1~R10 共计 10 个剖面, 对可能的 3 种滑动模式进行计算分析。由图 2 可知, 随着水位的上升, 堆积体沿基覆界面滑动时, 边坡安全系数从 1.272 降低到 1.003, 沿内部圆弧面滑动时, 边坡安全系数从 1.257 降至 0.959, 沿弱面滑动时, 边坡安全系数从 1.218 降至 1.002。计算结果表明, 堆积体滑动最可能滑动模式为沿土体内部圆弧滑动, 其主要原因为内部圆弧滑动时, 自动搜索最不利滑动面, 滑移路径相对

较优,使得土体自身抗滑力较小,而沿基覆界面及弱面滑动为指定滑动面,滑移路径较长,增加了土体自身的抗滑力,进而使得边坡安全系数相对较高。

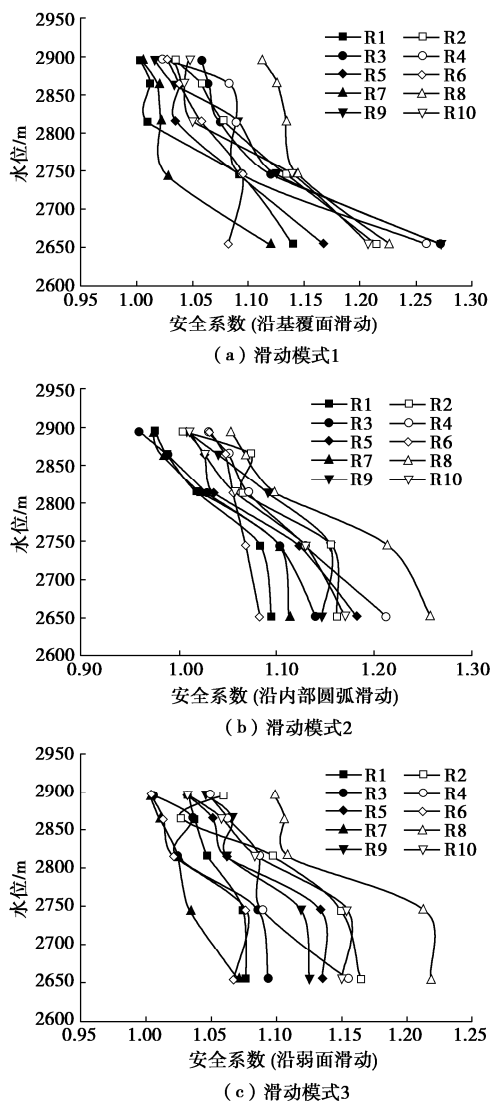


图2 蓄水过程-安全系数关系曲线

Fig. 2 Relationship between impoundment process and safety factor

2.2 典型剖面稳定分析

针对堆积体典型剖面 R2,采用极限平衡法、虚功率法、有限元差分法及有限元强度拆减法进行对比计算分析,分析其天然水位 2654.0 m、施工低水位 2744.8 m、死水位 2815.0 m、施工高水位 2863.8 m 和正常蓄水位 2895.0 m 时的边坡稳定性及其变化规律。

计算结果如图 3 所示,不同计算方法其安全系数具有一定差异。随着库区水位的上升,刚体极限平衡法安全系数介于 1.161~1.003,虚功率法安全系数介于 1.138~0.909,有限元差分法安全系数介于 1.080~0.901,有限元强度拆减法安全系数介于 1.060~0.860。相比而言,刚体极限平衡法计算出的安全系数较大,有限元强度拆减法计算出的安全系数偏小,虚功率法

和有限元水库区大型堆积体灾变分析及对策研究差分法计算出的安全系数居中。但基本规律一致,即天然状态低水位时,边坡安全系数均大于 1.05,处于稳定状态,随着蓄水位不断提高,边坡稳定安全系数呈降低趋势,正常蓄水位 2895.0 m 时,边坡安全系数均小于 1.0,处于失稳状态或临界失稳状态。

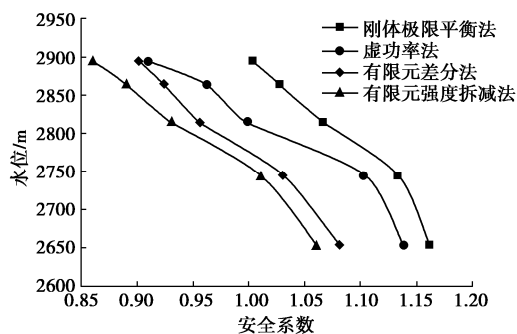


图3 蓄水过程-安全系数关系曲线(R2剖面)

Fig. 3 Relationship between impoundment process and safety factor for section R2

2.3 整体稳定灾变分析

为研究堆积体整体失稳灾变规律,采用刚体极限平衡法对 R1~R10 共计 10 个剖面进行稳定计算分析,计算结果如图 4 所示, R1、R3、R7 剖面在施工高水位 2863.8 m 时率先出现失稳,其余各剖面在蓄水至正常蓄水位时,处于临界稳定状态,其安全系数在 1.0 左右,不满足规范设计要求。

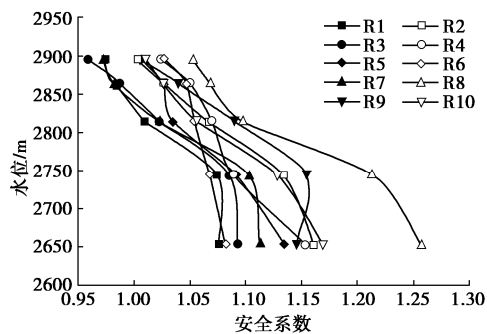


图4 蓄水过程-安全系数关系曲线(R1~R10剖面)

Fig. 4 Relationship between impoundment process and safety factor for sections of R1 to R10

图 5, 6 表明,在蓄水过程中 R1、R7 区域首先出现小区域失稳,滑坡量为 360 万 m^3 ,接着 R3 剖面出现小区域失稳,滑坡量为 190 万 m^3 。最终在蓄水至 2895.0 m 水位时,其它区域在首滑区和次滑区的拖拽作用下将会出现整体失稳。整体分析结果表明,随着蓄水位不断提高,堆积体边坡安全系数逐渐降低,堆积体边坡由稳定状态渐逐变化为局部失稳状态,到最终整体失稳,其灾变过程由稳定一局部失稳一整体失稳缓慢变化。

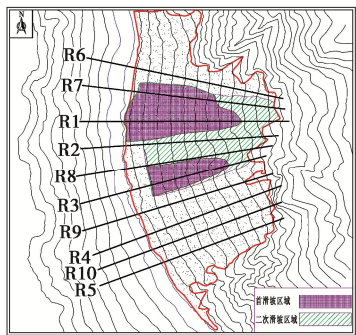


图 5 蓄水过程滑坡区域

Fig. 5 Landslide area during impoundment

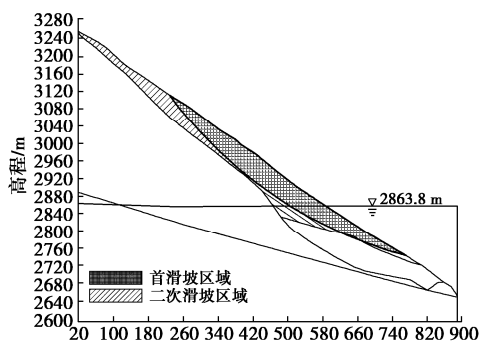


图 6 堆积体边坡蓄水失稳过程

Fig. 6 Process of impoundment and instability of accumulation slope

为进一步研究 RS 堆积体的失稳灾变规律和潜在破坏特征,通过三维数值计算进行对比分析。三维计算 FLAC^{3D} 建模通过三维地质模型直接转换的方式,网格尺寸则根据计算要求确定,在重点区域采用小尺寸网格,而非重点部位如基岩则采用稀疏网格。RS 堆积体三维地质模型如图 7 所示。在地形、物质分层等地质因素影响作用下,RS 堆积体变形与稳定性质存在分区特征,边坡最不利部位分布于堆积体上游侧。意味着从三维空间的角度,RS 堆积体并非出现整体性失稳破坏,而是河流出现拐弯段为界,其上游侧 A 区安全性较低、应先于下游侧 B 区失稳(图 8)。从现场地质情况看,下游侧基岩底板为反坡缓倾节理面,堆积体层厚较薄一些,也有利于维持相对较好的稳定性。安全性相对较差的上游侧 A 区稳定特征也存在一定的分区特征,其中上部崩坡积物的稳定性略低于下部冰水堆积物。

2.4 涌浪传播规律

根据 RS 堆积体及周边地形的地质资料,以南北 11000 m,东西 9500 m 为参考区域,建立三维模型,如图 9 所示。同时为定量描述涌浪的传播和规模,选取了 3 个坝体周围测点以及 12 个库区测点,观测这些位置处的水面高程变化,监测点布置如图 10 所示。

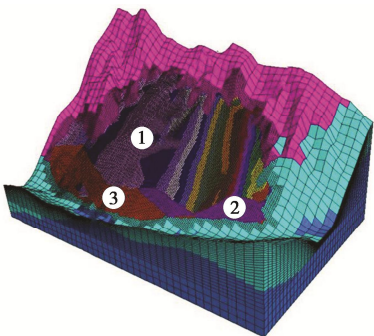


图 7 RS 堆积体三维地质模型

Fig. 7 3D-geological model of RS accumulation

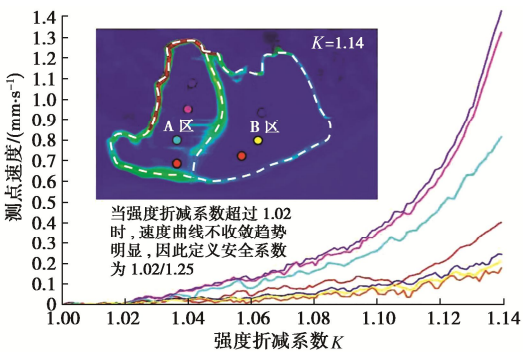


图 8 堆积体强度与变形关系曲线

Fig. 8 Relationship between strength and deformation of accumulation

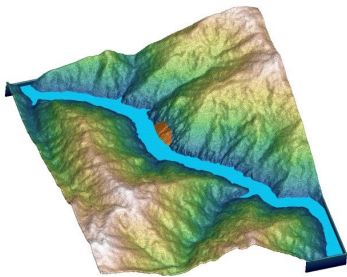


图 9 涌浪分析计算所用三维地质模型

Fig. 9 Three-dimensional geological model for surge analysis and calculation

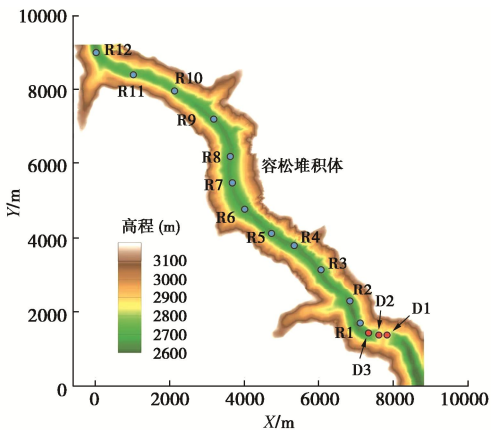


图 10 监测点分布情况示意图

Fig. 10 Distribution of monitoring points

RS 堆积体稳定计算结果表明,蓄水后处于不稳定状态。选取安全系数较小的 3 种滑动情况进行计算分析:滑况 1 (整体滑动),滑况 2 (底层滑动),滑况 3 (上层滑动)。滑坡涌浪分析按最不利工况考虑,假定其失稳模式为刚体失稳,失稳时水库在正常蓄水位附近运行。滑坡体最高滑速采用 Heller 法、ASCE 法、Scheidegger 法、Vacondio 法进行计算^[12],计算结果如表 2 所示,4 种方法估计的滑速值均在 10~30 m/s,这符合多年滑坡涌浪研究成果以及实际涌浪事件的反演,但具体数值有一定的差异。

表 2 RS 堆积体 3 种滑况最高滑速计算成果

Table 2 Calculated results of maximum sliding velocity of RS accumulation under three sliding conditions

滑况	滑动模式	最小安全系数 K	滑坡体高度 H/m	方量 $V/(10^4 \text{ m}^3)$	最高滑速值 $v/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$
滑况 1	整体滑动	1.22	67.75	2865.9	18~27
滑况 2	底层滑动	1.01	58.32	1397.3	23
滑况 3	上层滑动	1.22	136.83	1977.4	25~35

采用光滑粒子动力学法,建立滑坡涌浪的水土耦合动力学模型,对筛选的 3 个典型滑坡体入水的首浪进行数值计算,分析首浪特征参数及爬升高度。

涌浪传播的计算以首浪高度及范围作为初始条件,以上下游可传播涌浪时间过程作为边界校准条件,在库区范围内求解浅水方程得到涌浪的传播过程,同时在坝体附近采用浅水方程和加密的网格求解涌浪的爬升过程。可传播涌浪浪高计算结果汇总见表 3,库区 RS 下游监测点及坝体周围监测的水位过程线如图 11, 12 所示。

在正常蓄水位 2895 m 时,RS 堆积体在库区监测点 7 和 8 之间的位置失稳滑入水中,失稳产生首浪高度 29.8 m,在库区内形成 7.17 m 左右的可传播浪,首浪发生后约 170 s 传到坝前,传播至坝前的波高约 5.42 m,随后向坝体传播,在坝体 1:2.1 的坝面上爬升并产生爬坡效应,坝顶附近增加至 11.44 m 的最大浪高,在坝顶爬升的最大浪高高程为 2906.44 m。

表 3 RS 堆积体滑坡可传播涌浪浪高计算成果

Table 3 The calculation results of surge height can be spread by RS accumulation landslide

滑况	滑速 $v/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	首浪高度 $/\text{m}$	可传播浪计算代表值 $/\text{m}$	坝前浪高 $/\text{m}$	坝顶波浪爬高高程 $/\text{m}$
滑况 1	18 27	26.8 29.8	7.17	5.42	2906.44
滑况 2	23	27.9	5.25	—	—
敏感性分析 1	5	13.4	3.66	2.77	2900.69
敏感性分析 2	10	21.5	5.73	4.43	2904.25

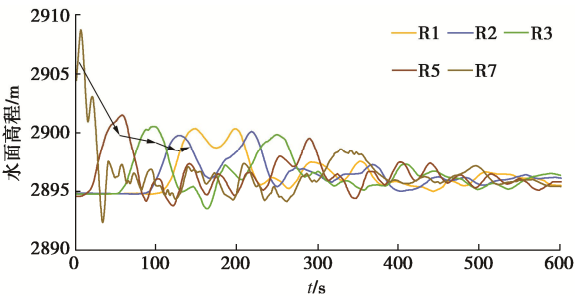


图 11 库区 RS 下游监测点的水位过程线

Fig. 11 Hydrograph of water level of RS downstream monitoring point

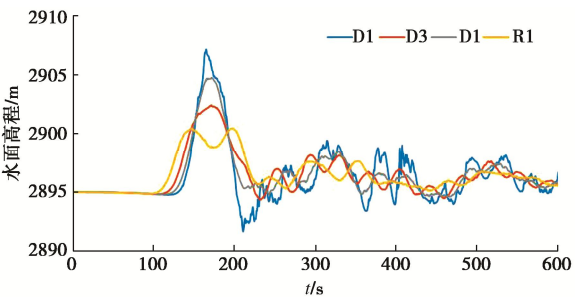


图 12 坝体周围监测点的水位过程线

Fig. 12 Hydrograph of water level of monitoring points around dam

3 防治对策研究

3.1 治理措施

(1) 治理方案

库区 RS 堆积体在空间上分布较广,为便于工程设计,将该堆积体从上游到下游按提供的剖面 R1~R10 进行分区治理设计。首先针对每个分区分别进行治理方案设计,然后可根据各分区治理方案的成果差异情况考虑采用统一治理方案或分区治理方案。通过对排水措施、削坡减载、抗滑桩、预应力锚索抗滑桩和格构锚固等治理措施进行方案比选,最终选取削坡减载方式一(全削)、削坡减载方式二(半削)、减重反压方案进行治理方案设计。

(2) 治理效果评价

RS 堆积体采用全削方案(方案一)和减重反压方案(方案三)治理后稳定性效果最好,堆积体各剖面在所有工况和滑动模式下稳定性基本满足设计要求;而采用半削方案(方案二)治理后堆积体沿基覆界面整体滑动稳定性基本能够满足设计要求,但在沿内部圆弧滑动和弱面滑动模式下,堆积体稳定尚无法达到设计要求,甚至仍可能发生失稳。

采用全削和半削方案的施工难度较小,但设计开挖渣料运距约 18 km,所产生的大量土方堆渣问题对环境有一定影响;减重反压方案施工难度相对复杂,可将开挖料就地反压回填至库区河道的措施,保证土

方挖填方量基本平衡,有效解决堆渣问题,一定程度上改变了堆积体所在的天然河床形态,对天然河道流态等会产生较大影响,但在可接受范围内。

综合治理效果、环境保护、施工难度等因素考虑,减重反压方案对边坡稳定性提高明显。但RS堆积体治理的措施费用较高,高达10.5亿元,且施工难度较大。

3.2 避让措施

RS堆积体地质灾害危害性大,处理难度高,通过工程治理措施加以解决不太现实,根据堆积体的变形特征及致灾特点,从坝址、坝型及枢纽布置选择方面研究分析采取工程避让措施的可行性。

坝址方面,RS以上河段,该河段河谷较陡,存在水能资源不能合理利用,交通条件极差和施工布置十分困难等不利因素,不适宜选作坝址河段;绒曲沟口下游河段地形地质条件差且社会影响因素大,不适宜选作坝址;RS以上河段与下游梯级脱水段较长,水头利用率较小,交通运输条件差,相应经济指标较差,也不宜作为本梯级坝址的河段;RS至绒曲沟沟口河段,该河段河谷相对较窄,地形较为完整,基岩大部分裸露,岩质坚硬,覆盖层浅薄,地质条件相对较好,是较为理想的坝址河段,推荐坝址位于RS堆积体下游5.4 km。

坝型方面,从工程规模、筑坝技术难度和坝址河谷形态、地形地质条件等分析,心墙堆石坝、面板堆石坝、混凝土拱坝及混凝土重力坝四种坝型对RM坝址均有其适应性,但各有利弊。从工程条件、建坝技术、工程投资等综合分析,坝址处心墙坝优于其它坝型。从不同水位比较的成果分析,均是心墙堆石坝更适应于工程的地形地质条件和当前的技术经济条件,推荐心墙堆石坝为选定坝型。

枢纽布置方面,坝址处呈“S”形河谷,坝址河段弯曲河谷有利于当地材料坝枢纽布置,左右岸均具备布置引水发电建筑物条件,可充分利用河弯地形将岸边过水建筑物截弯取直布置于右岸。经左右岸引水、泄洪建筑物布置多方案比选后,推荐砾石土心墙堆石坝+洞式溢洪道+泄洪洞+放空洞+引水发电系统。

综上所述,RM库区RS堆积体从坝址、坝型及枢纽布置上均不具备避让条件。

3.3 预防措施

(1) 预防方案

RS堆积体工程治理难度大,采取工程治理措施可行性较小;枢纽建筑物选址、选型设计过程中经论证比选之后,认为均不具备避让条件。故考虑从工程主体本身出发,研究其采取预防措施的可行性。

RS堆积体距离坝址7 km。RS堆积体滑坡涌浪在

2895 m蓄水位时,产生首浪29.8 m,可传播浪7.17 m的条件下,传播至坝前的浪高约5.42 m,到坝顶最大浪高高程2906.44 m,超过原坝顶设计高程2902 m,一旦发生滑坡,将会威胁到坝体的安全。

预防方案结合涌浪传波浪高及大坝结构体型进行设计,考虑大坝加高5 m,坝顶高程加高至2907 m。坝体上、下游坝体轮廓相应外扩,坝坡同原方案设计,上游坝坡坡比1:2.1,下游坝坡坡比1:2.0。加高之后的大坝结构顶部高程2907 m,高于堆积体滑坡涌浪最大高程2906.44 m,可防止堆积体滑坡产生涌浪翻坝。

(2) 预防方案评价

坝顶高程加高至2907 m之后,高于坝顶最大浪高高程2906.44 m,可抵挡RS堆积体滑坡涌浪产生的灾害风险;经坝坡稳定、渗流、静力应力应变计算研究,结果表明坝顶高程加高之后,大坝结构设计满足有关规范要求;虽然坝顶高程增加之后,工程投资相应增加9578万元,但相比RS堆积体的工程治理措施费10.5亿元,工程投资较为节省。因此,RS堆积体采取预防为主治理措施是合理可行的。

4 结 论

(1) RS堆积体计算过程中,采用刚体极限平衡法、虚功率法、有限元差分法、有限元强度折减法对RS堆积体典型剖面进行对比计算分析,计算结果表明,不同计算方法其安全系数有一定差异,但基本规律一致。即随着库区水位的不断升高,边坡稳定安全系数呈降低趋势。

(2) 堆积体整体范围内,从上游至下游选取10个典剖面,对其整体稳定性进行系统性计算分析,并采用三维数值方法并行对比计算,研究堆积体的整体失稳机制及灾变模式,计算分析结果表明,堆积体变形及灾变过程为一渐变过程,随着蓄水位的提高,边坡稳定状态由稳定—变形—局部失稳—较大规模失稳—大规模失稳,逐渐演变为灾变过程。

(3) 开展了RS堆积体风险分析,确定堆积体滑坡产生的致灾范围,及致灾事件发生的可能性,计算结果表明RS堆积体现状处于稳定状态,蓄水后可能发生局部滑动,滑坡将导致涌浪,并向坝前传播。

(4) RS堆积体规模巨大,采取工程治理措施,工程投资高,施工难度大。坝址、坝型及枢纽布置选择方面研究分析表明,不具备避让条件。结合堆积体稳定分析、涌浪影响、风险分析及大坝防浪结构设计等综合分析,RS堆积体采取坝顶高程加高的预防处理方式,抵挡滑坡涌浪产生的次生灾害。

(5)为进一步验证理论和数值计算出的堆积体失稳规律,后期计划开展大比尺物理模型试验对堆积体失发机理及滑坡涌浪传播过程进行试验研究,进一步研究其灾变失稳模式并制定相应的监测预警方式和应急措施。

参考文献:

- [1] 王自高. 西南地区深切河谷大型堆积体工程地质研究[D]. 成都: 成都理工大学, 2015. (WANG Zi-gao, Engineering Geological Study on Large Quaternary Deposits in the Deeply Valley Southwestern China[D]. Chengdu: Chengdu University of Technology, 2015. (in Chinese))
- [2] 王自高, 胡瑞林, 张 瑞, 等. 大型堆积体岩土力学特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(增刊 2): 3836 - 3843. (WANG Zi-gao, HU Rui-lin, ZHANG Rui, et al. Study of geotechnical mechanical characteristics of a large soil-rock mixture in a hydropower project[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(S2): 3836 - 3843. (in Chinese))
- [3] 陈祖煜. 岩质边坡稳定分析:原理·方法·程序[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2005. (CHEN Zu-yu. Rock Slope Stability Analysis: Theory Methods and Programs[M]. Beijing: China WaterPower Press, 2005. (in Chinese))
- [4] 徐文杰. 大型土石混合体滑坡空间效应与稳定性研究[J]. 岩土力学, 2009, **30**(增刊 2): 328 - 333. (XU Wen-jie. Study of spatial effect and stability of large scale soil-rock mixture landslide[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(S2): 328 - 333. (in Chinese))
- [5] 张 玉, 徐卫亚, 石 崇, 等. 大型滑坡堆积体稳定性的三维数值分析[J]. 岩土力学, 2011, **32**(11): 3487 - 3496. (ZHANG Yu, XU Wei-ya, SHI Chong, et al. Three-dimensional numerical analysis of stability of large-scale landslide accumulation body[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(11): 3487 - 3496. (in Chinese))
- [6] 吴火珍, 冯美果, 焦玉勇, 等. 降雨条件下堆积层滑坡体滑动机制分析[J]. 岩土力学, 2010, **31**(增刊 1): 324 - 329. (WU Huo-zhen, FENG Mei-guo, JIAO Yu-yong, et al. Analysis of sliding mechanism of accumulation horizon landslide under rainfall condition[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(S1): 324 - 329. (in Chinese))
- [7] 王自高, 胡瑞林, 张 瑞, 等. 大型堆积体岩土力学特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(增刊 2): 3836 - 3843. (WANG Zi-gao, HU Rui-lin, ZHANG Rui, et al. Study of geotechnical mechanical characteristics of a large soil-rock mixture in a hydropower project[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(S2): 3836 - 3843. (in Chinese))
- [8] 朱继良, 黄润秋. 某水电站坝前堆积体稳定性的三维数值模拟分析[J]. 岩土力学, 2005, **26**(8): 1318 - 1322. (ZHU Ji-liang, HUANG Run-qiu. Study on stability of talus slope in front of a dam in a huge hydroelectric station by using 3D numerical simulation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(8): 1318 - 1322. (in Chinese))
- [9] 徐卫亚, 周伟杰, 闫 龙. 降雨型堆积体滑坡渗流稳定性研究进展[J]. 水利水电科技进展, 2020, **40**(4): 87 - 94. (XU Wei-ya, ZHOU Wei-jie, YAN Long. Research progress on seepage stability of rainfall-induced accumulation landslide[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2020, **40**(4): 87 - 94. (in Chinese))
- [10] 杨继红, 王俊梅, 董金玉, 等. 水库蓄水过程中堆积体边坡瞬态稳定性分析[J]. 岩土力学, 2011, **32**(增刊 1): 464 - 470. (YANG Ji-hong, WANG Jun-mei, DONG Jin-yu, et al. Analysis of transient stability of deposits slope in process of reservoir impounding[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(S1): 464 - 470. (in Chinese))
- [11] 孙志亮, 孔令伟, 郭爱国, 等. 地震作用下堆积体边坡的坡面变形与失稳机制[J]. 岩土力学, 2015, **36**(12): 3465 - 3472, 3481. (SUN Zhi-liang, KONG Ling-wei, GUO Ai-guo, et al. Surface deformations and failure mechanisms of deposit slope under seismic excitation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(12): 3465 - 3472, 3481. (in Chinese))
- [12] 中国电建集团贵阳勘测设计研究院有限公司. 库区滑坡涌浪特征及传播评估[R]. 贵阳: 中国电建集团贵阳勘测设计研究院有限公司, 2017. (Power China Guiyang Engineering Co. LTD. Characteristics and Propagation Assessment of Landslide Surge in Reservoir Area[R]. Guiyang: Power China Guiyang Engineering Co. LTD, 2017. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202201001 一文彩色插图

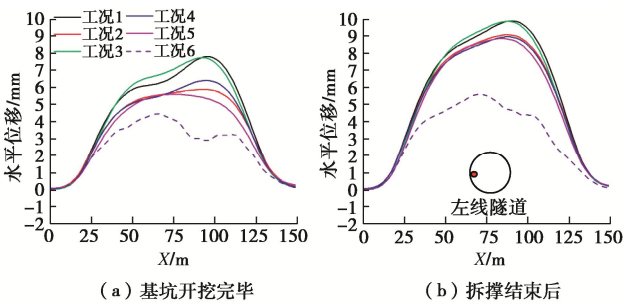


图 36 多种保护措施下左线隧道水平位移对比

Fig. 36 Comparison of tunnel displacements with different types of protection measures

DOI: 10.11779/CJGE202201006 一文彩色插图

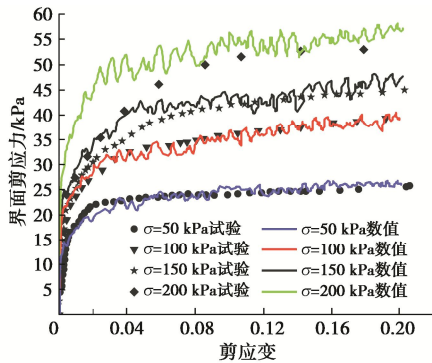


图 16 颗粒流数值拟合结果与直剪试验的对比分析

Fig. 16 Comparison between numerical and experimental results

DOI: 10.11779/CJGE202201009 一文彩色插图

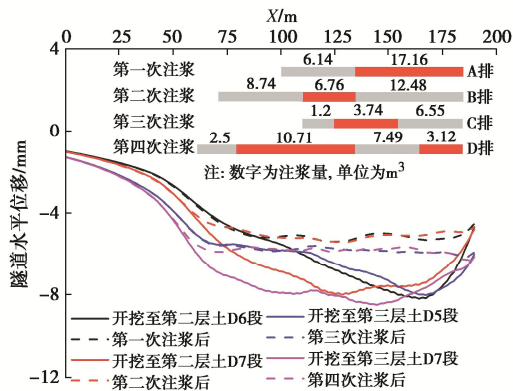


图 49 工况 4 中 4 次注浆前后隧道的水平位移

Fig. 49 Horizontal displacements of tunnel before and after 4 times of TAM grouting for case 4

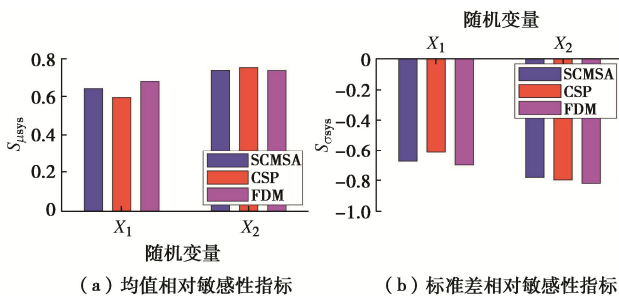


图 5 SCMSA、CSP 以及 FDM 的系统相对敏感性指标

Fig. 5 Relative sensitivity indexes of SCMSA, CSP and FDM systems

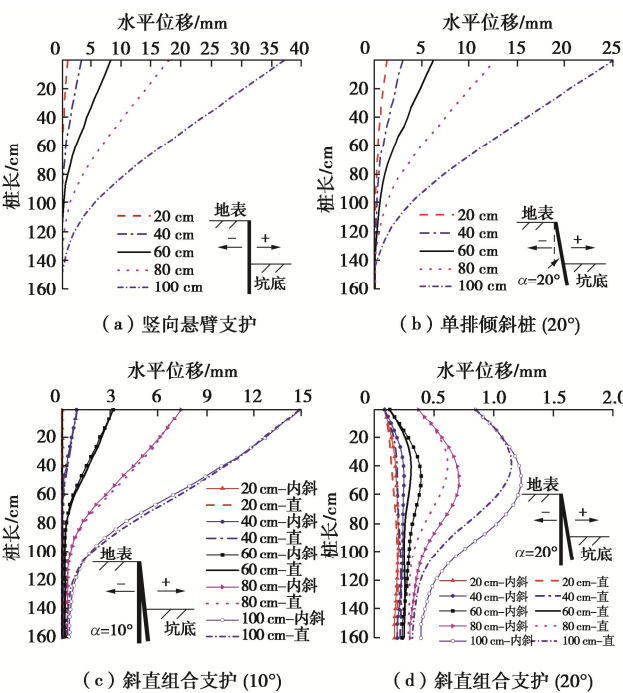


图 82 不同支护结构变形图

Fig. 82 Deformations of different types of retaining structures

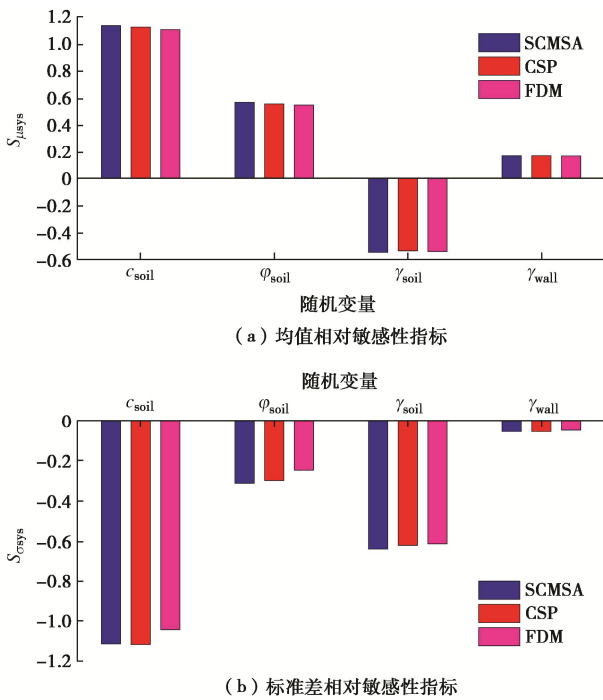


图 8 半重力式挡土墙的系统相对敏感性指标

Fig. 8 System relative sensitivity indexes for semi-gravity retaining wall

DOI: 10.11779/CJGE202201010 一文彩色插图

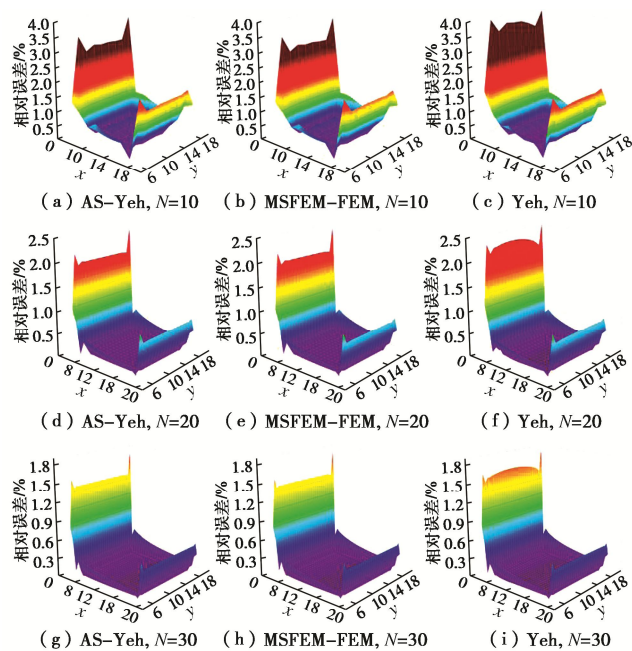


图 3 例 2.1 中各方法模拟的粗尺度达西流速 v_x 的平均相对误差

Fig. 3 Relative errors of v_x calculated by numerical methods in example 2.1

DOI: 10.11779/CJGE202201011 一文彩色插图

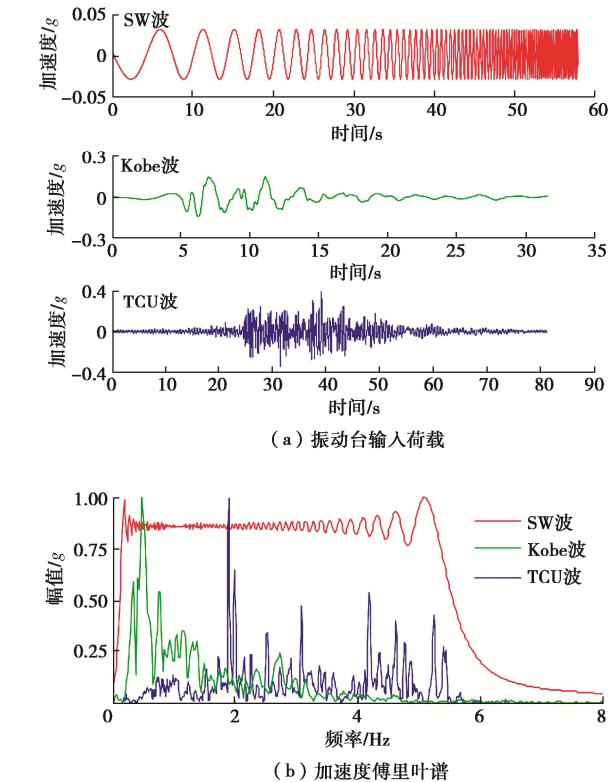


图 4 振动台输入荷载及傅里叶谱

Fig. 4 Dynamic loadings and Fourier spectra

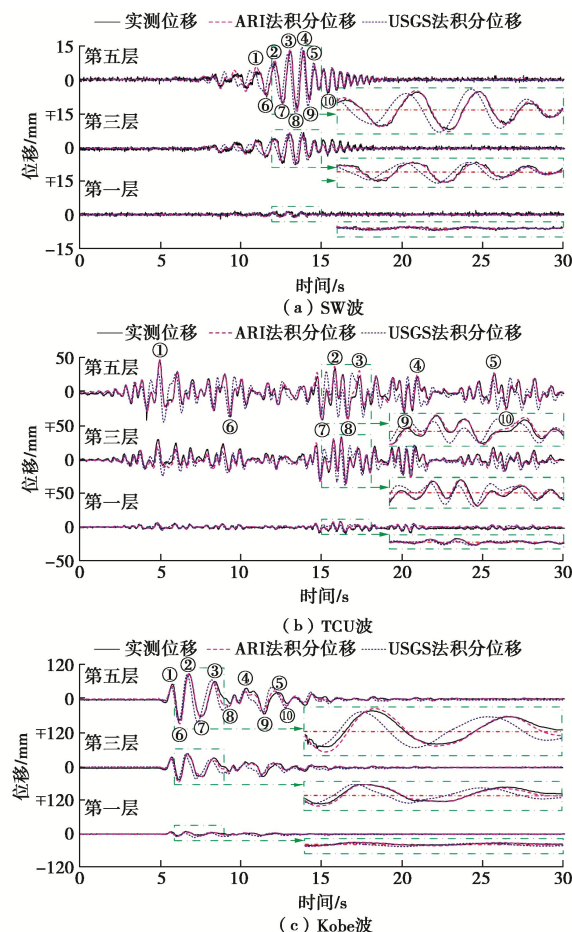


图 5 叠层梁的积分位移与实测位移对比

Fig. 5 Comparison between integral displacements and measured displacements of laminated beam

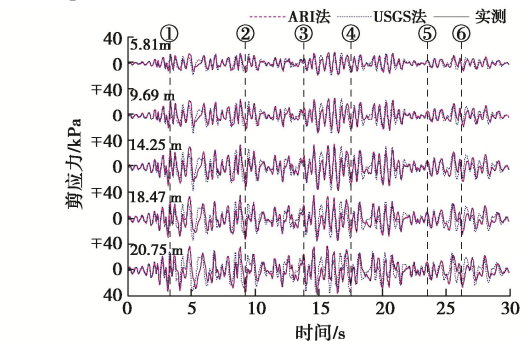


图 6 积分位移数据处理方法对反演剪应力时程影响

Fig. 6 Influences of integral displacement methods on inverse analysis of shear stress time series

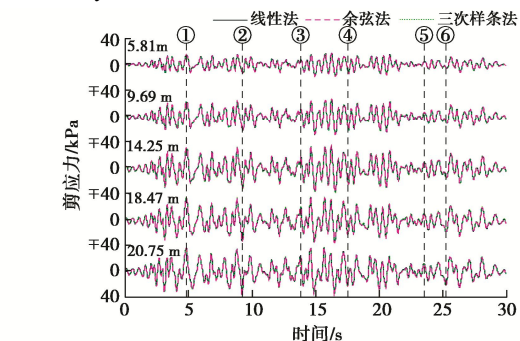


图 8 一维剪切梁分布函数对反演剪应力的时程影响

Fig. 8 Influences of one-dimensional shear beam distribution functions on inversely calculated shear stress time series

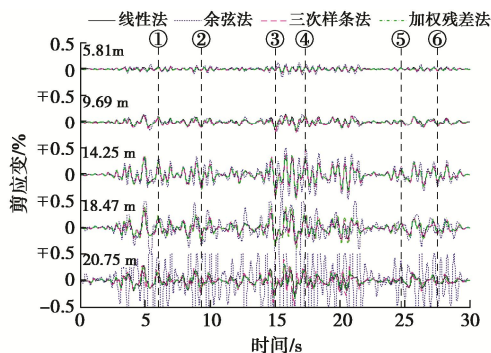


图 10 一维剪切梁分布函数对反演剪应变的时程影响

Fig. 10 Dependence of inversely calculated shear strain time series on one-dimensional shear beam distribution functions

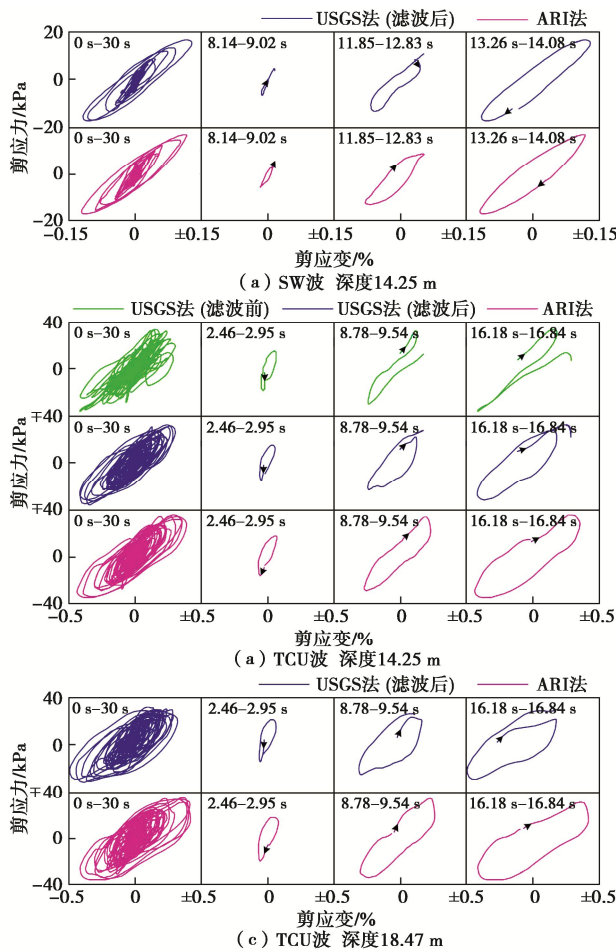


图 14 积分位移方法对反演滞回圈的特征影响 (箭头为起点)

Fig. 14 Influences of integral displacement methods on characteristics of inversely calculated hysteresis loops

DOI: 10.11779/CJGE202201012 一文彩色插图

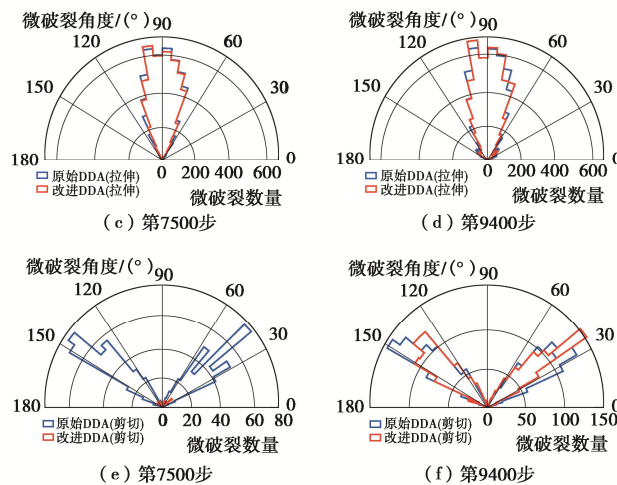
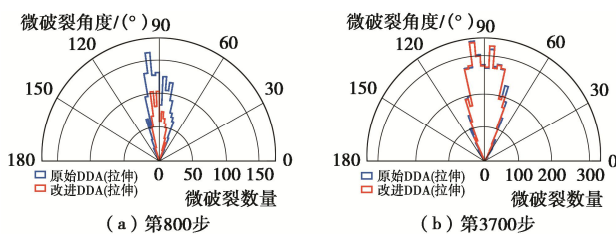


图 2 单轴压缩试样微破裂角度分布

Fig. 2 Distribution of microcrack angle of uniaxial compression specimens

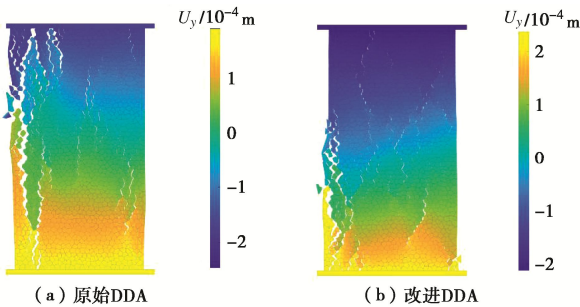


图 3 单轴压缩试样破坏模式

Fig. 3 Failure patterns of uniaxial compression specimens

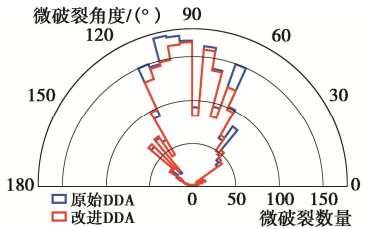


图 4 巴西劈裂试样微破裂角度分布

Fig. 4 Distribution of microcrack angle of Brazilian split specimens

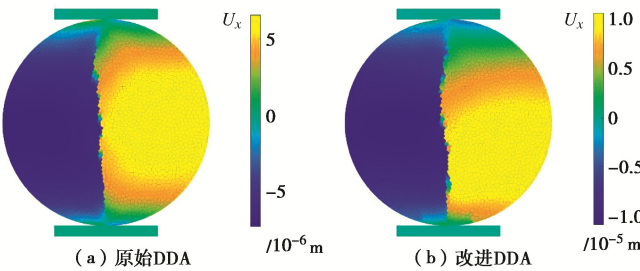


图 5 巴西劈裂试样破坏模式

Fig. 5 Failure patterns of Brazilian split specimens

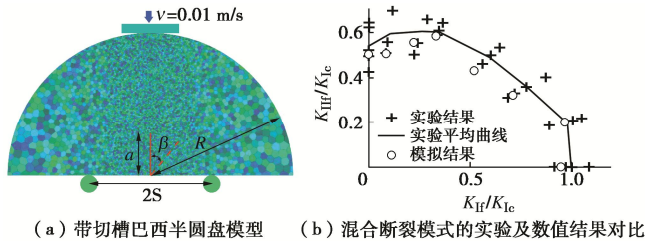


图 6 SCB 的 Voronoi 多边形离散模型及正则化临界应力强度因子对比

Fig. 6 Voronoi discretization model of SCB and comparison of critical normalized stress intensity factors from experimental and numerical tests

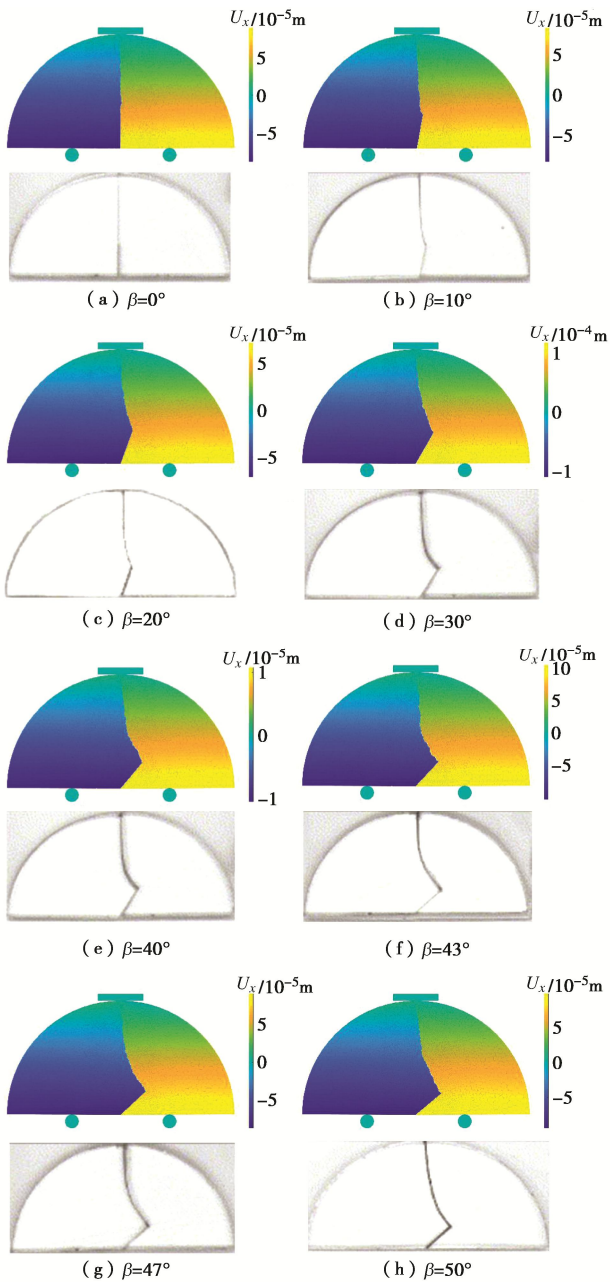


图 7 SCB 模拟的裂纹扩展路径与试验对比

Fig. 7 Comparison of numerical and experimental crack propagation paths

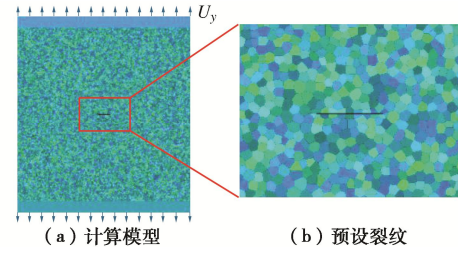


图 8 自相似裂纹动态扩展计算模型

Fig. 8 Dynamic crack propagation model of self-similar crack

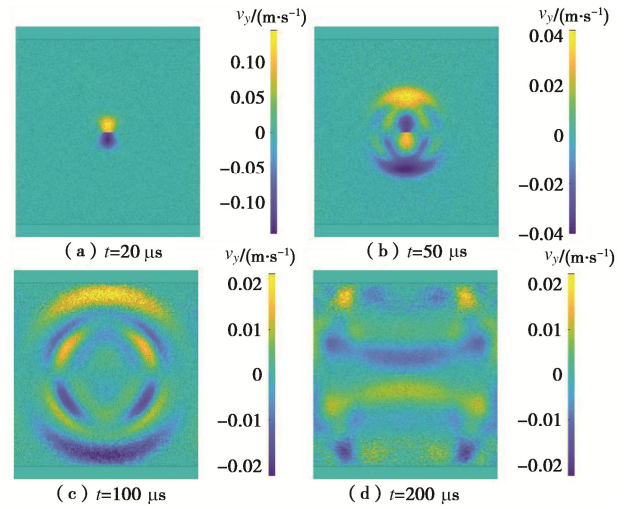


图 9 预加载试样自发裂纹产生引发弹性波的速度云图

Fig. 9 Elastic waves induced by spontaneous crack in a pre-loaded specimen

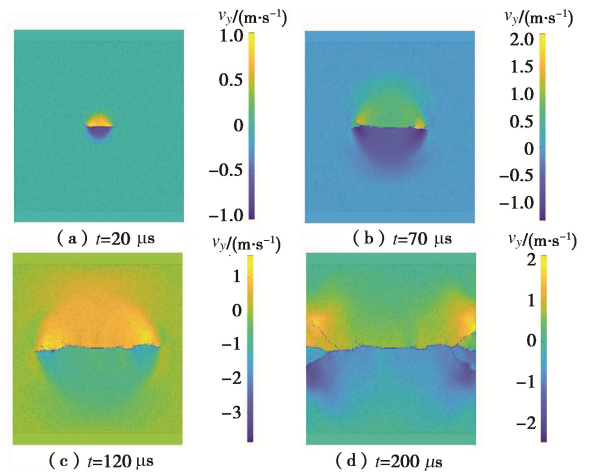
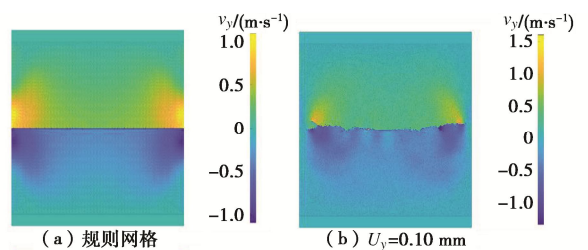


图 10 DDA 模拟的自相似裂纹扩展

Fig. 10 Self-similar crack propagation predicted by DDA



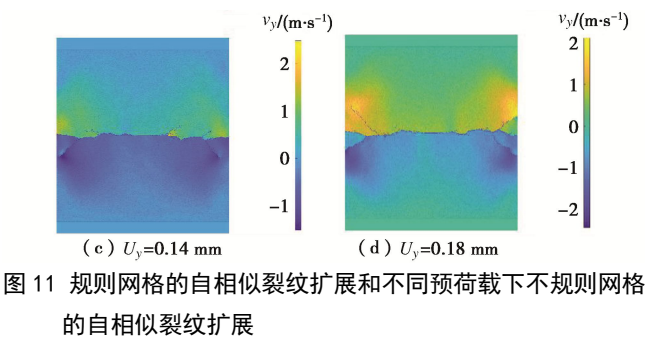


图 11 规则网格的自相似裂纹扩展和不同预荷载下不规则网格的自相似裂纹扩展

Fig. 11 Self-similar crack propagation for both regular and irregular discretizations under different pre-loads

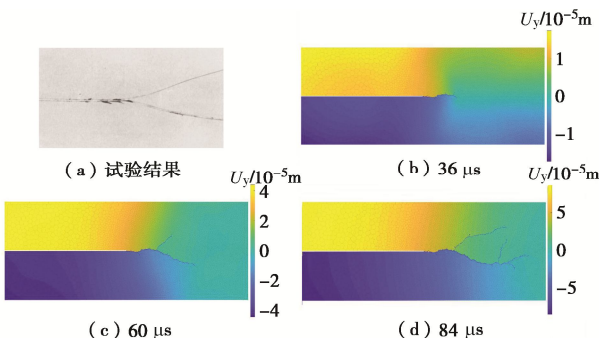


图 14 PMMA 的裂纹扩展与分叉对比

Fig. 14 Crack propagation and branching in PMMA

DOI: 10.11779/CJGE202201017 一文彩色插图

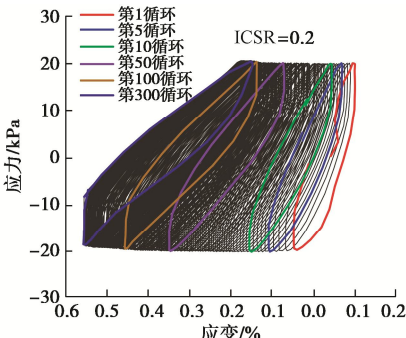


图 9 动载作用下应力 - 应变滞回圈曲线

Fig. 9 Stress-strain hysteresis loop curves under dynamic loads

DOI: 10.11779/CJGE202201013 一文彩色插图

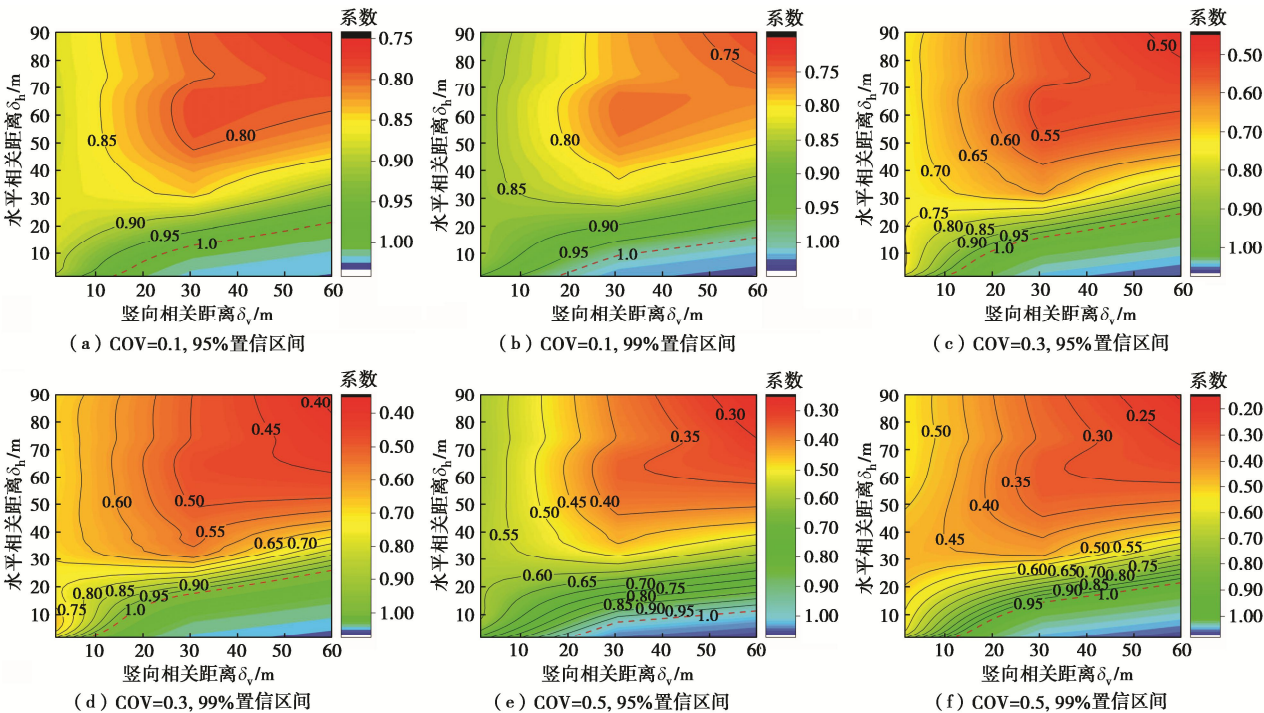


图 6 不同空间变异性条件下弹性模量折减系数分布图

Fig. 6 Reduction factors incorporating different randomness levels

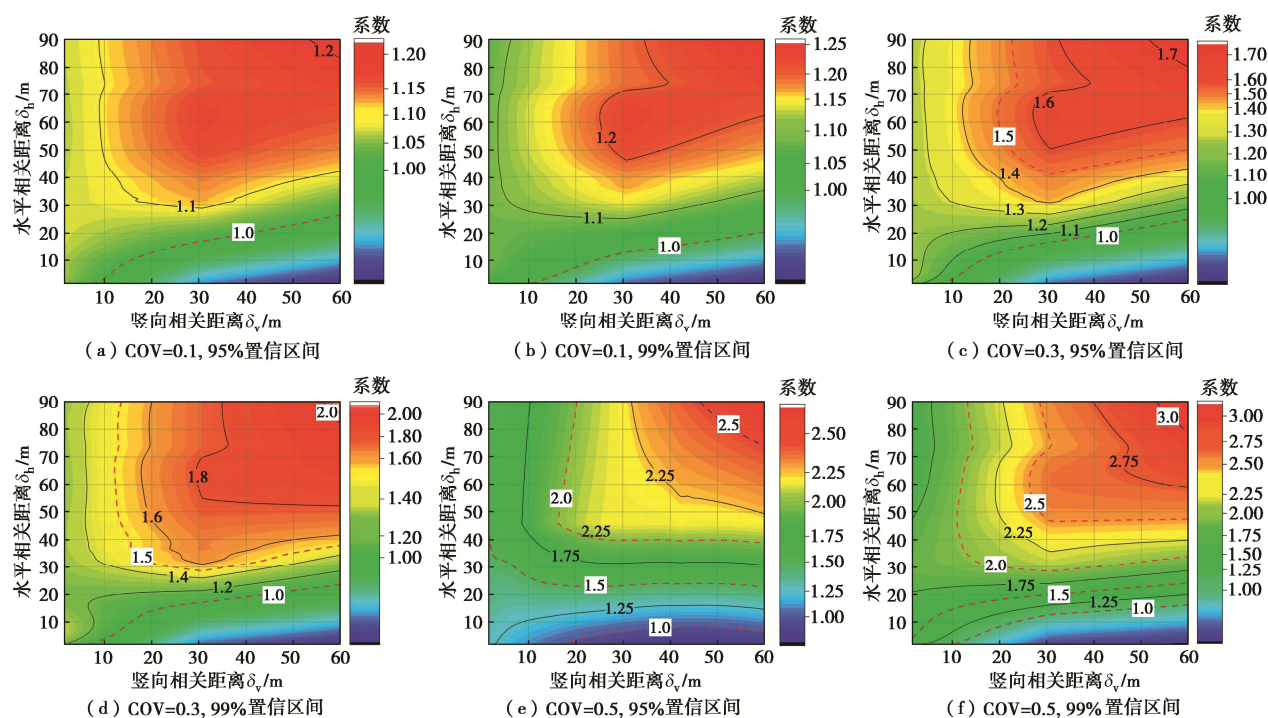


图7 不同空间变异性条件下隧道收敛放大系数分布图

Fig. 7 Amplification factors incorporating different randomness levels

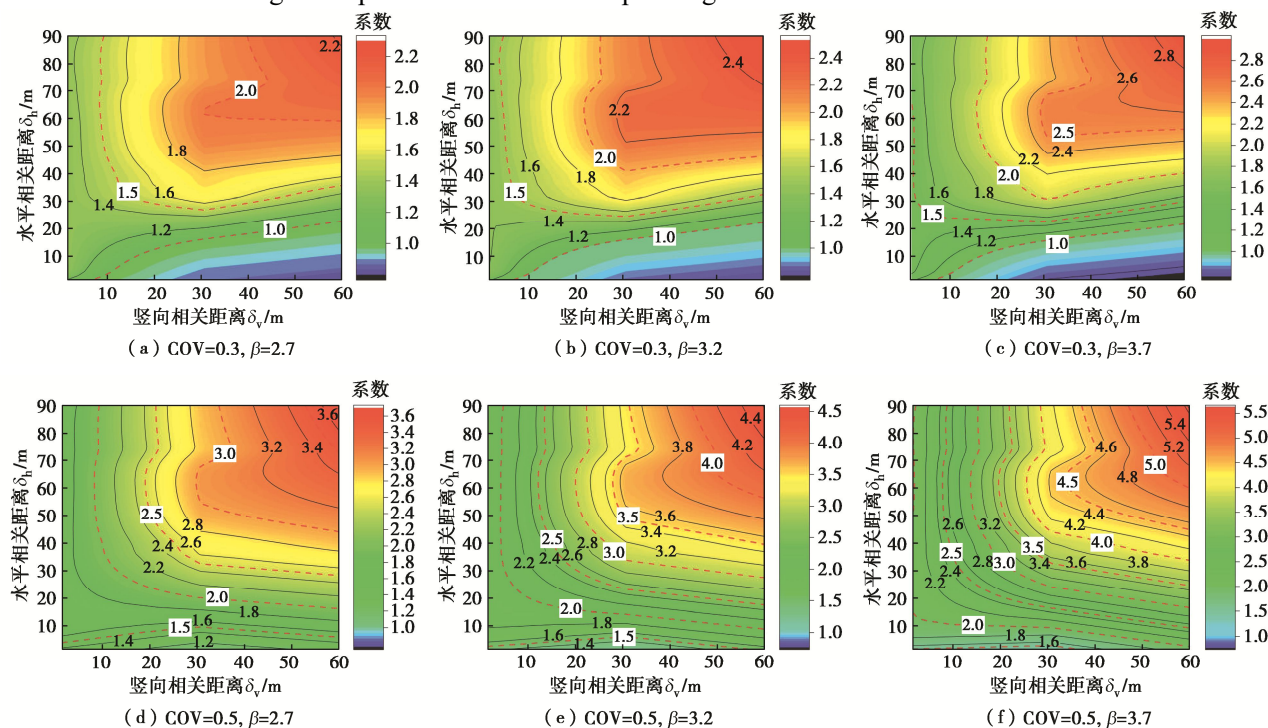


图8 不同空间变异性条件下隧道收敛可靠度分项系数分布图

Fig. 8 Values of partial factors of reliability incorporating different randomness levels

DOI: 10.11779/CJGE202201016 一文彩色插图

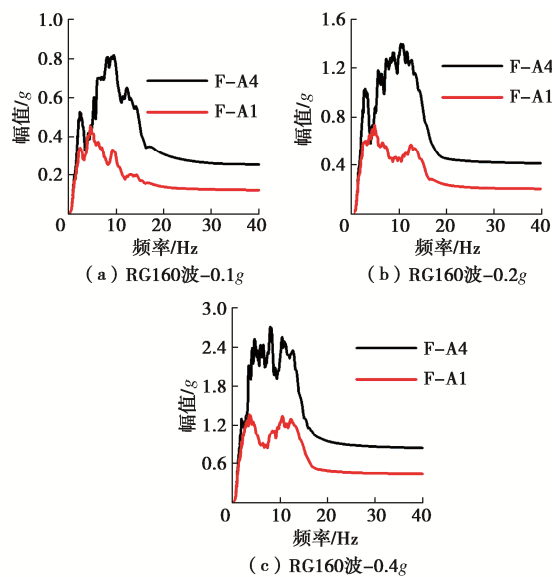


图 8 自由场加速度反应谱
Fig. 8 Response spectrum free-field acceleration

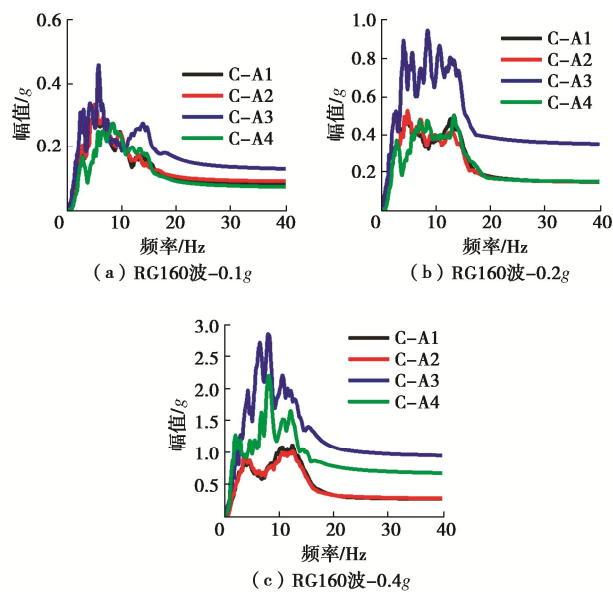


图 9 桩间土层加速度反应谱
Fig. 9 Response spectra of soil layers between piles

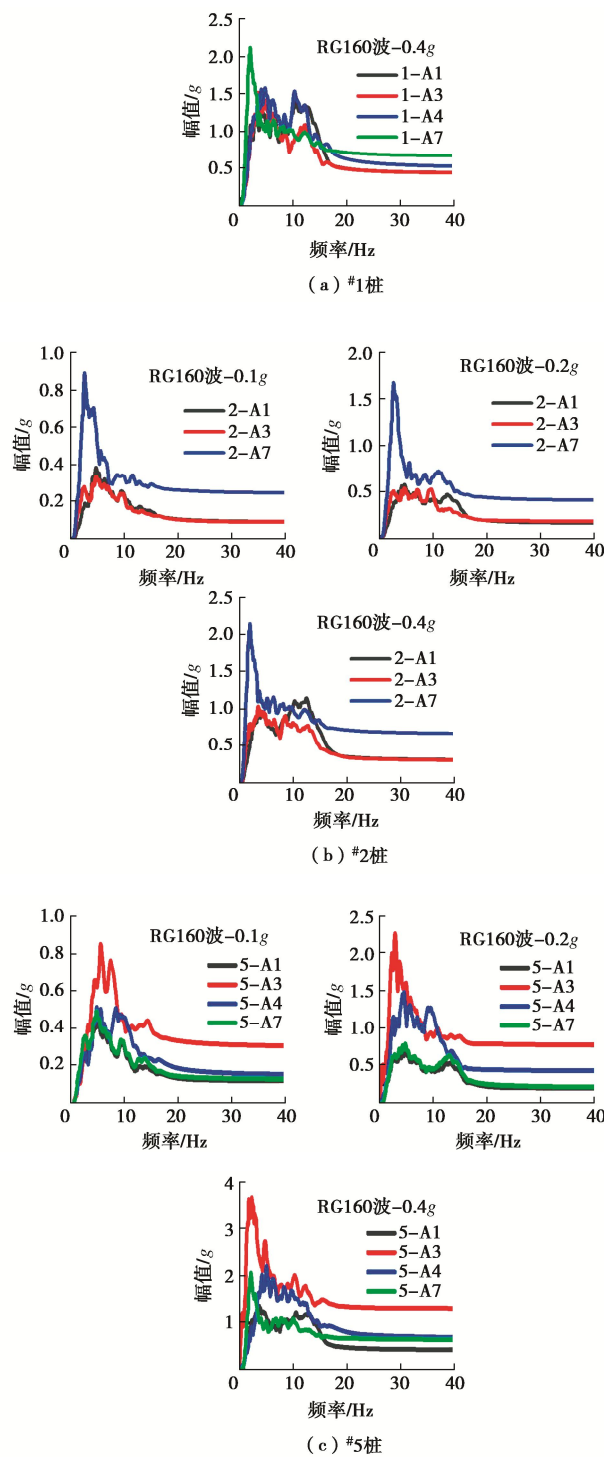


图 11 桩身加速度反应谱
Fig. 11 Response spectra of acceleration of piles

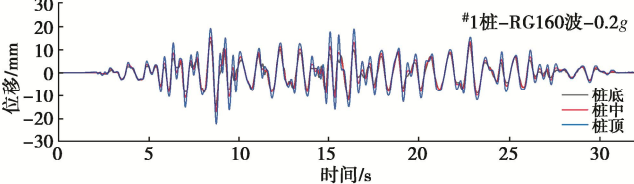
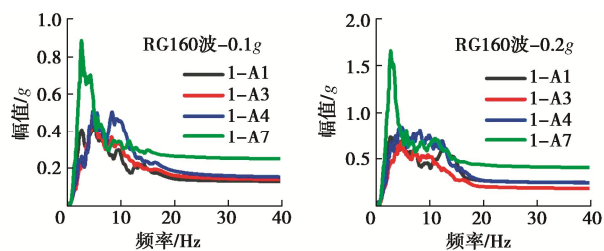


图 15 桩身位移时程图
Fig. 15 Time-history diagram of displacement of piles

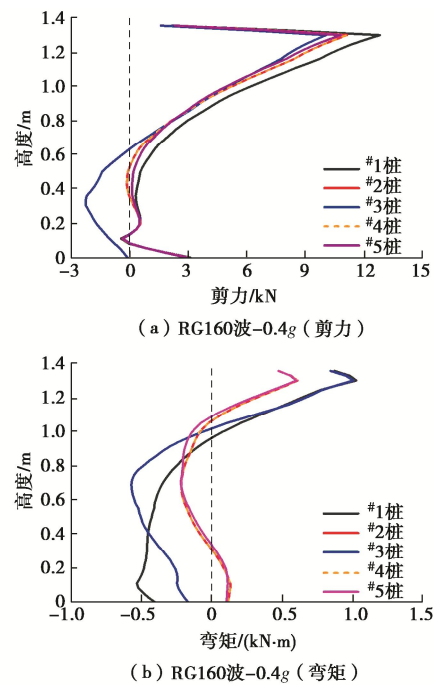


图 20 桩身内力分布计算结果

Fig. 20 Calculated results of distributions of internal force of piles

DOI: 10.11779/CJGE202201020 一文彩色插图

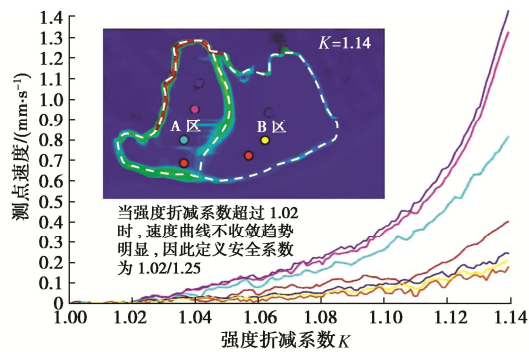


图 8 堆积体强度与变形关系曲线

Fig. 8 Relationship between strength and deformation of accumulation

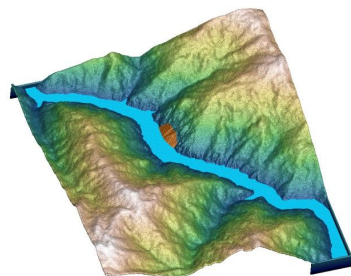


图 9 涌浪分析计算所用三维地质模型

Fig. 9 Three-dimensional geological model for surge analysis and calculation

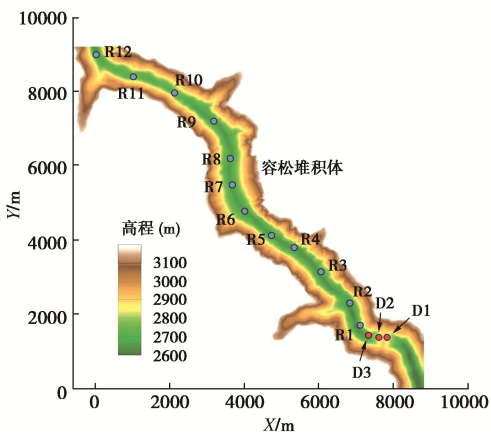


图 10 监测点分布情况示意图

Fig. 10 Distribution of monitoring points

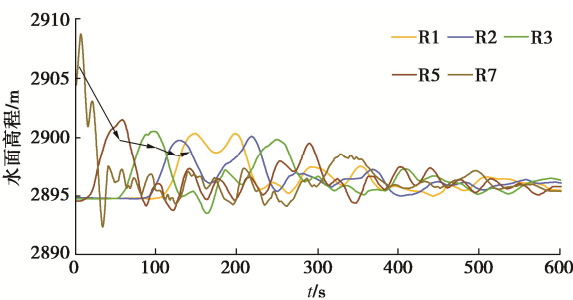


图 11 库区 RS 下游监测点的水位过程线

Fig. 11 Hydrograph of water level of RS downstream monitoring point

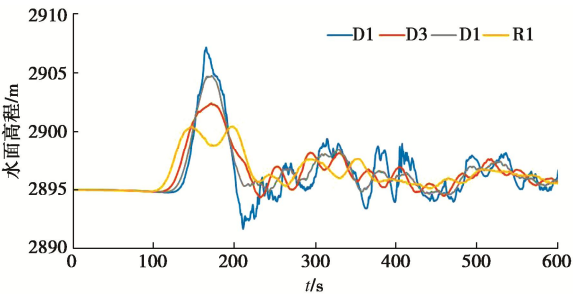


图 12 坝体周围监测点的水位过程线

Fig. 12 Hydrograph of water level of monitoring points around dam

(上接封2)

李 驰	李典庆	李栋伟	李 舰	李镜培	李 磊	李利平	李少龙	李树清	李同录	李文平
李小军	李兴华	李雨润	李元海	李 忠	梁卫国	林柏泉	刘 斌	刘长武	刘 成	刘观仕
刘红帅	刘红岩	刘建锋	刘京茂	刘 君	刘俊龙	刘树新	刘斯宏	刘松玉	刘志春	刘志祥
柳厚祥	卢坤林	鲁先龙	陆建飞	罗晓辉	罗玉龙	骆亚生	马冬冬	马 刚	马少坤	马淑芝
闵凡路	穆保岗	牛永红	潘俊锋	彭 劼	钱德玲	钱征宇	乔 兰	秦会来	芮大虎	芮 瑞
尚岳全	申永江	时 刚	束一鸣	宋 丽	宋林辉	苏茂鑫	孙 建	孙云志	谭忠盛	汤继周
汤连生	唐红梅	唐晓武	唐益群	唐 治	童立元	童小东	王 成	王成虎	王凤池	王洪新
王环玲	王家臣	王家全	王健华	王俊杰	王丽琴	王如路	王 涛	王小岗	王学滨	王元战
王者超	王正义	蔚立元	魏海云	魏匡民	吴顺川	肖军华	谢 焰	辛鸿博	徐长节	徐林生
徐千军	徐荣超	许宏发	许 强	许延春	许紫刚	闫澍旺	严松宏	杨爱武	杨 峰	杨建华
杨明昌	杨 平	杨庆光	杨维好	杨新安	杨志银	杨志勇	俞建霖	曾玲玲	张爱军(陕)	张丙印
张 丹	张国凯	张厚美	张虎元	张军辉	张坤勇	张鲁渝	张孟喜	张乾青	张强勇	张卫杰
张雪东	张 昭	张振南	张志强	赵伏军	郑长杰	郑建军	钟启明	钟祖良	周国庆	周海清
周红波	周宏伟	朱大勇	朱宏伟	朱俊高	朱权洁	朱斯陶	朱万成	朱彦鹏	朱占元	邹维列
蔡奇鹏	曹永华	曹 渊	曹子君	常聚才	车爱兰	陈建峰	陈建勋	陈 剑	陈乐意	陈 勉
陈士海	陈 苏	陈铁林	陈 祥	陈新民	陈 媛	陈云彬	程国勇	程雪松	戴自立	邓 刚
邓建辉	邓荣贵	邓世坤	邓树新	邓益兵	邓岳保	丁 浩	丁红岩	丁文其	丁 勇	丁 用
丁 智	董 辉	董陇军	董平川	董天文	董新平	杜建国	杜明庆	段 钊	樊恒辉	范留明
冯大阔	高 峰	高 毅	龚文平	顾欢达	关云飞	郭保华	郭 力	郭 宁	郭兴文	郭秀军
韩鹏举	韩 阳	韩泽军	郝巨涛	何昌荣	何 剑	贺少辉	贺新光	洪宝宁	侯 冰	侯瑜京
胡昌斌	胡黎明	胡敏云	胡幼常	黄 达	黄茂松	黄其欢	黄万朋	黄耀英	黄 英	姬 建
季顺迎	加 瑞	贾 超	贾传洋	蒋 刚	焦贵德	焦卫国	金 峰	金 磊	柯 瀚	雷金波
冷伍明	黎春林	黎立云	黎永索	李长冬	李春光	李 根	李进军	李立云	李丽芳	李丽慧
李 林	李 龙	李培现	李鹏飞	李瑞山	李守德	李树刚	李 涛(京)	李 涛(津)	李 陶	李天斌
李同春	李为腾	李 炜	李祥春	李小青	李晓军	李晓昭	李校兵	李 铀	李育超	李兆平
李志平	李宗利	酆能惠	梁 冰	梁 力	梁 越	梁正召	廖红建	廖少明	林存刚	林 志
刘保国	刘 滨	刘 畅	刘传孝	刘春林	刘干斌	刘红军	刘 宏	刘建达	刘 健	刘 瑾
刘开云	刘立鹏	刘龙武	刘明保	刘齐建	刘清秉	刘小生	刘晓丽	刘新荣	刘耀儒	刘元雪
刘之葵	柳 献	楼晓明	卢全中	陆菜平	陆 新	吕爱钟	罗嗣海	骆冠勇	麻凤海	马崇武
马海龙	毛雪松	茅献彪	缪林昌	莫海鸿	木林隆	慕青松	穆青翼	聂如松	宁建国	甯尤军
牛玺荣	欧孝夺	潘旦光	潘 泓	蒲诃夫	齐冲冲	钱建固	乔丽苹	邱长林	秋仁东	任连伟
任 强	任 青	沈凤生	沈军辉	施维成	石北啸	史培新	侍 倩	水伟厚	宋东日	宋 飞
宋宏伟	宋修广	苏 栋	苏国韶	苏海健	孙 闯	孙 锋	孙宏磊	孙 强	孙少锐	孙树林
孙文静	孙益振	孙逸飞	孙振宇	谭云亮	汤 雷	唐 彬	唐朝生	唐 晖	唐世栋	唐晓松
陶连金	涂兵雄	万旭升	汪成兵	汪恩良	汪 稔	汪 洋	王爱文	王 宝	王伯军	王道远
王 栋	王 芳	王海军	王家鼎	王金贵	王 军	王兰民	王丽霞	王林峰	王 梅	王 猛
王水林	王松鹤	王天亮	王 伟	王卫东	王 祥	王绪民	王学志	王永洪	王元汉	王 媛
王正中	王志良	王忠涛	韦昌富	韦立德	魏厚振	魏 松	魏新江	魏 星	温 森	温晓贵
温彦锋	翁效林	吴昌瑜	吴基文	吴 越	仵彦卿	伍永平	武 科	武 力	武亚军	夏彬伟
夏建中	夏开文	向 衍	肖衡林	肖 琳	肖源杰	谢 强	谢一凡	邢义川	熊大生	熊 浩
徐 斌	徐 超	徐光明	徐洪钟	徐林荣	徐 涛	徐湘田	徐中华	许成顺	许 江	薛守义
薛亚东	颜荣涛	杨光华	杨海天	杨建平	杨健锋	杨林德	杨明辉	杨 强	杨 庆	杨天鸿
杨 武	杨雪强	杨永涛	姚 池	尤明庆	于广明	于怀昌	余湘娟	喻文兵	袁仁茂	岳中文
曾庆军	曾召田	张爱军(粤)	张 村	张登飞	张国新	张家发	张建辉	张 健	张俊然	张明义
张 升	张 盛	张宪雷	张献民	张新国	张幸幸	张学富	张亚国	张延军	张永杰	张永双
张泽林	张智卿	张子明	章定文	章 敏	章荣军	赵洪波	赵 凯	赵 奎	赵兰浩	赵明华
赵晓豹	赵兴东	赵延林	赵雁海	郑 宏	郑 俊	郑 路	郑明新	钟紫蓝	周爱其	周 峰
周念清	周小平	周彦章	周益民	周 勇	周正华	周志刚	朱鸿鹄	朱建军	朱 雷	朱永全
竺明星	祝方才	庄艳峰	邹新军	邹正盛						



中国标准连续出版物号 ISSN 1000-4548
CN 32-1124/TU

发行代号 国内 28-62
国外 MO 0520

国内定价 40 元 / 期
480 元 / 年