

ISSN 1000-4548
CODEN YGXUEB

岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第 40 卷 第 12 期 (总 331 期)
Vol. 40 No. 12 (Total 331)

12
(卷终)
2018

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





PLAXIS 2D

材料本构模型

- 弹性模型
- 莫尔-库仑模型
- 塑化本构模型
- 小应变强度硬化土模型
- 线性模型
- 线性模型
- 修正侧限模型
- 胡克-布耐模型
- 节理岩体模型
- NGA-ADP模型
- 喷射混凝土模型 (ETABS)
- Sekiguchi-Otsu模型 (ETABS)

建模

- 钻孔地基建模
- 土工试验及参数优化
- 刚体模型 (3D)
- 结构单元 (适用于土工试验分析)
- 真空固结模型
- 形状设计器 (3D)
- 隧道设计器 (适用于土工试验分析)
- DXF, DWG, 3DS 和地形导入
- 对象拉伸/阵列/交叉/合并
- 模型浏览器 (适用于土工试验)
- 设计方法 (适用于土工试验, 3D, 2D, 1D)
- 并行网格划分

计算

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

结果

- 预览计算结果
- 后处理器模型浏览器
- 可移动的截面切割
- 查看合力结果
- 报告输出和动画生成
- 图形注释
- 动态信息显示
- 应力和位移的真实评估
- 实体单元结构内力输出 (适用于土工试验)
- 等值线图, 云图, 等值面图和向量图

水流

- 非饱和土特性的模拟
- 排水系统
- 土体失稳风险评估 (3D)
- 水位快速下降分析
- 土石坝 (RETAINING)
- 边坡稳定性分析 (NGA-ADP)

动力

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

温度 (2D)

- 含水层中钻孔热交换的效率和特性
- 地下核废料存储引起的温度变化
- 基础工程中由于内支撑的热固性导致的支撑内力和围护墙内力
- 人工地基冻结法的开挖工程中冻结管周围的温度分布
- 考虑地下管道热膨胀情况下的地表位移和稳定性
- 气温改变对地表温度分布的影响 (如永久冻土层)。
- 评估土层性质的相应变化

PLAXIS VIP

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

VIP扩展功能

- 胡克-布耐模型
- 自由场&柔性基础边界
- 引入CPT记录以生成土层
- 远程脚本API (RETAINING)
- 美国-太田模型 (RETAINING)

- 实体单元结构内力输出
- 隧道设计器支持锚杆设计 (3D)
- 场应力计算/构造应力场 (3D)
- 敏感性分析&参数变化 (3D)
- 约束所有边界节点自由度 (3D)

- 支持64位内核, 多核计算
- 自由度束缚 (3D)
- NGA-ADP模型
- 环形阵列 (3D)
- 自由度锁定 (3D)

增值服务

- 方便快捷的获取最新研发成果
- 获得优先专享的技术支持
- 增程和专家服务的费用折扣
- 便捷灵活的许可管理方式



北京筑信达工程咨询有限公司

地址: 北京市石景山区古城西路19号丽泽玉源4号西侧
电话: 010-68712100 服务热线: 010-68712000-700
传真: 010-68712106-8
网址: www.jitongda.com 电子邮箱: support@jtd.com
邮箱: support@jtd.com.cn; support@jtd.com; support@jtd.com.cn



《岩土工程学报》征稿简则

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

1 宗旨及内容

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

(2) 刊登土力学和岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学研究和工程实践成果等。欢迎国家自然科学基金项目及其他重要项目的研究成果向本刊投稿,倡导和鼓励有实践经验的作者撰稿,并优先刊用这些稿件。

(3) 本刊为月刊,主要栏目有:黄文熙讲座、综述、论文、短文、工程实录、焦点论坛、讨论和简讯等。

2 来稿

(1) 来稿应符合科技论文写作惯例和基本要求,作者自留底稿。请优先采取网络在线投稿(www.cgejournal.com),本刊保留书面投稿(一式两份)和电子邮件投稿(ge@nhri.cn)。

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

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

(4) 署名者应为稿件执笔人或稿件内容的主要责任者。

(5) 稿件可能涉及机密资料时应由作者单位出具非泄密证明。

(6) 凡被海内外正式出版物公开发表或已录用的稿件本刊不再受理。

3 稿件选用和清稿体例

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

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

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

(4) 稿件一经发表即付稿酬,并按发表文章页数收取版面费。

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

外文文献著录规则同中文文献。外国人名,姓前名后,名用缩写,不加缩写点。

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

4 退稿

(1) 未录用稿件一般以E-mail发送退稿通知。

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

(3) 退稿不承诺提供审阅意见。

5 本刊编辑部

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

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

凡选用稿件均在南京本部统编。有关编辑出版事宜请与南京本部联系。

《岩土工程学报》第十二届编委会名单

2016年4月8日 南京

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

岩土工程学报

(月刊 1979年创刊)

第40卷第12期(总331)2018年12月出版

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 40, No. 12 (Total No. 331) Published in Dec. 2018

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

广告登记 江苏省工商行政管理局登记编号:广登32000000054

Competent Authority:

China Association for Science and Technology

Sponsors:

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

Published under the Auspices of

Nanjing Hydraulic Research Institute

Edited and Published by

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

Editor-in-Chief:

CAI Zheng-yin

Printed by

Hohai University Printing Factory

Overseas Distributor:

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

Web Site:

www.cgejournal.com

目 次

论 文

- 基于等效线性化的土-地下结构整体动力时程分析方法研究 杜修力, 许紫刚, 许成顺, 李 洋, 蒋家卫 (2155)
堆石料状态相关三维多重机制边界模型 方火浪, 蔡云惠, 王文杰 (2164)
基于沉降控制的组合后压浆灌注桩承载力计算研究 戴国亮, 万志辉, 龚维明, 王 磊 (2172)
悬挂式帷幕地铁深基坑变形特性研究 李方明, 陈国兴, 刘雪珠 (2182)
孔洞对爆生裂纹动态扩展行为影响研究 李 盟, 朱哲明, 刘瑞峰, 刘 邦 (2191)
三维胶结结构性土 UH 模型 祝恩阳, 李晓强, 朱建明 (2200)
新型透明黏土制配及其物理力学特性研究 孔纲强, 周 杨, 刘汉龙, 王成青, 文 磊 (2208)
基于随机多项式展开的流固耦合非饱和土坡概率反分析 吴 芳, 张璐璐, 郑文棠, 魏 鑫 (2215)
改进的膨胀土侧限膨胀试验研究 张 锐, 张博亚, 郑健龙, 刘正楠 (2223)
三维层状路面结构动力响应的混合变量法 王 妍, 林 崑 (2231)
地埋梁与横观各向同性层状地基相互作用的广义 Vesic 解答 王 雨, 陈文化 (2241)
聚丙烯纤维加筋砂土的剪胀特性 孔玉侠, 沈飞凡, 王慧娟 (2249)
不同直径盾构隧道地层损失率的对比研究 吴昌胜, 朱志铎 (2257)
地表移动荷载对既有地下隧洞动力影响解析研究 曹志刚, 孙 思, 袁宗浩, 蔡袁强 (2266)

短 文

- 交通荷载作用下埋地承插口排水管道动力响应分析 王复明, 方宏远, 李 斌, 陈 灿 (2274)
恒阻锚杆支护机理数值分析 唐春安, 陈 峰, 孙晓明, 马天辉, 杜艳红 (2281)
新型拉压复合型锚杆锚固性能研究: I 简化理论 涂兵雄, 刘士雨, 俞 缙, 何锦芳, 周建峰, 贾金青 (2289)
基于三维柔性薄膜边界的土石混合体大型三轴试验颗粒离散元模拟 金 磊, 曾亚武 (2296)
基于土壤转换函数 (PTF) 预测不同初始孔隙比土的土-水特征曲线 叶云雪, 邹维列, 袁 斐, 刘家国 (2305)
土压平衡盾构刀盘环向开口率研究 杨志勇, 江玉生, 张晋勋 (2312)
游离氧化铁对红黏土持水特性的影响 牛 庚, 孙德安, 韦昌富, 邵龙潭 (2318)
移动荷载作用下层状正交各向异性地基平面应变问题动力响应 张春丽, 王 博, 祝彦知 (2325)
基于触变流体理论的可液化土体振动孔压模型 王志华, 何 健, 高洪梅, 王炳辉, 沈吉荣 (2332)
袋装淤泥质土挡墙现场试验研究 樊科伟, 刘斯宏, 徐思远, 王建磊 (2341)

简 讯

- 中国土木工程学会第十三届全国土力学及岩土工程学术大会(第一号通知) (2181)
第九届深基础工程发展论坛(第一号通知) (2304)
欢迎订阅《勘察科学技术》 (2311)
《岩土工程学报》征订启事 (2348)
本期广告索引 (2324)
2018 年总目录(第 40 卷), 第 1~12 期(总 318~322, 324~328, 330, 331 期) (I)
《岩土工程学报》第十二届编委会名单 (扉页 I)
征稿简则 (扉页 II)

CONTENTS

PAPERS

- Time-history analysis method for soil-underground structure system based on equivalent linear method DU Xiu-li, XU Zi-gang, XU Cheng-shun, LI Yang, JIANG Jia-wei (2155)
- State-dependent 3D multi-mechanism bounding surface model for rockfills FANG Huo-lang, CAI Yun-hui, WANG Wen-jie (2164)
- Calculation of bearing capacity for combined post-grouting bored piles based on settlement control DAI Guo-liang, WAN Zhi-hui, GONG Wei-ming, WANG Lei (2172)
- Deformation characteristics of suspended curtain deep foundation pit of metro lines LI Fang-ming, CHEN Guo-xing, LIU Xue-zhu (2182)
- Influences of holes on dynamic propagation behaviors of blasting cracks LI Meng, ZHU Zhe-ming, LIU Rui-feng, LIU Bang (2191)
- Three-dimensional UH model for structured soils considering bonding ZHU En-yang, LI Xiao-qiang, ZHU Jian-ming (2200)
- Manufacture of new transparent clay and its physical and mechanical properties KONG Gang-qiang, ZHOU Yang, LIU Han-long, WANG Cheng-qing, WEN Lei (2208)
- Probabilistic back analysis method for unsaturated soil slopes with fluid-solid coupling process based on polynomial chaos expansion WU Fang, ZHANG Lu-lu, ZHENG Wen-tang, WEI Xin (2215)
- Modified lateral confined swelling tests on expansive soils ZHANG Rui, ZHANG Bo-ya, ZHENG Jian-long, LIU Zheng-nan (2223)
- Mixed variable formulation for dynamic response of 3D layered road structures WANG Yan, LIN Gao (2231)
- Generalized Vesic solutions for interaction of buried beams and transversely isotropic layered soils WANG Yu, CHEN Wen-hua (2241)
- Stress-dilatancy properties for fiber-reinforced sand KONG Yu-xia, SHENG Fei-fan, WANG Hui-juan (2249)
- Comparative study on ground loss ratio due to shield tunnel with different diameters WU Chang-sheng, ZHU Zhi-duo (2257)
- Analytical investigation of dynamic impact of moving surface loads on underground tunnel CAO Zhi-gang, SUN Si, YUAN Zong-hao, CAI Yuan-qiang (2266)

NOTES

- Dynamic response analysis of drainage pipes with gasketed bell and spigot joints subjected to traffic loads WANG Fu-ming, FANG Hong-yuan, LI Bin, CHEN Can (2274)
- Numerical analysis for support mechanism of constant-resistance bolts TANG Chun-an, CHEN Feng, SUN Xiao-ming, MA Tian-hui, DU Yan-hong (2281)
- Analysis of anchorage performance on new tension-compression anchor: I simplified theory TU Bing-xiong, LIU Shi-yu, YU Jin, HE Jing-fang, ZHOU Jian-feng, JIA Jin-qing (2289)
- Numerical simulation of large-scale triaxial tests on soil-rock mixture using DEM with three-dimensional flexible membrane boundary JIN Lei, ZENG Ya-wu (2296)
- Predicating soil-water characteristic curves of soils with different initial void ratios based on a pedotransfer function YE Yun-xue, ZOU Wei-lie, YUAN Fei, LIU Jia-guo (2305)
- Radial opening ratio of EPB TBM cutterheads YANG Zhi-yong, JIANG Yu-sheng, ZHANG Jin-xun (2312)
- Effects of free iron oxide on water retention behavior of lateritic clay NIU Geng, SUN De-an, WEI Chang-fu, SHAO Long-tan (2318)
- Dynamic response to plane strain problem of multilayered orthotropic foundation under moving loads ZHANG Chun-li, WANG Bo, ZHU Yan-zhi (2325)
- Dynamic pore water pressure model for liquefiable soils based on theory of thixotropic fluid WANG Zhi-hua, HE Jian, GAO Hong-mei, WANG Bing-hui, SHEN Ji-rong (2332)
- Field tests on retaining wall constructed with soilbags filled with clayey soils FAN Ke-wei, LIU Si-hong, XU Si-yuan, WANG Jian-lei (2341)
- NEWS** (2181, 2304, 2311, 2324, 2348)
- Contents of Vol.40, No.1~12, 2018** (Total No. 318~322, 324~328, 330, 331) (I)
- Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering** (head page I)
- Invitation for original papers** (head page II)

DOI: 10.11779/CJGE201812001

基于等效线性化的土-地下结构整体动力时程分析方法研究

杜修力, 许紫刚, 许成顺, 李 洋, 蒋家卫

(北京工业大学城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124)

摘要: 地下结构抗震设计简化分析方法离不开场地地震反应分析, 而频域内的等效线性化方法是一维土层地震反应分析的主流方法。在一维土层地震反应分析的等效线性化方法的基础上, 提出了一种地下结构抗震设计的等效线性化分析方法, 并给出场地材料参数的确定方法。将该方法应用于地铁车站的横断面抗震分析中, 并与土体直接采用非线性的 Davidenkov 模型进行的动力时程分析方法对比, 两者计算误差满足工程需要的精度要求。此方法兼具场地等效线性化方法和地下结构动力时程分析方法的双重优势, 可以作为一种动力时程分析方法运用于地铁车站等地下结构的抗震设计中。

关键词: 地下结构; 等效线性化方法; 时程分析; Rayleigh 阻尼

中图分类号: TU435 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2018)12-2155-09

作者简介: 杜修力(1962-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事地震工程领域的研究工作。E-mail: duxiuli@bjut.edu.cn。

Time-history analysis method for soil-underground structure system based on equivalent linear method

DU Xiu-li, XU Zi-gang, XU Cheng-shun, LI Yang, JIANG Jia-wei

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

Abstract: Site seismic analysis plays an important role in the practical seismic design of underground structures, and the equivalent linear method is a widely-used approach for the seismic response analysis of one-dimensional soil layer. Based on the theory of the equivalent linear method, an equivalent linear method for the seismic design of underground structures is proposed. And the methods to calculate the material properties are also presented. Then the proposed method is applied in the transverse seismic analysis of a subway station. The Davidenkov constitutive model is applied in the time history method as the comparative model. The error between them can meet the requirements of engineering design. The proposed method has advantages of the equivalent linear method and the time-history analysis method for underground structures, which can be used as a time-history analysis method for the seismic design of the underground structures such as subway stations.

Key words: underground structure; equivalent linear method; time history analysis; Rayleigh damping

0 引言

近年来, 随着地下空间的不断开发和利用, 地下结构抗震的相关研究工作正在陆续开展并日趋完善。就地下结构抗震设计方法而言, 目前通常采用简化分析方法和动力时程分析方法两大类。其中, 常见的地下结构抗震简化分析方法有自由场变形法、柔度系数法、反应位移法、反应加速度法等拟静力方法^[1], 以及近年来对上述方法的完善和改进等^[2-4]。地下结构抗震设计规范《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB 50909—2014)^[5]对两种常用的地下结构抗震简化分析方法有明确表述: 当采用反应位移法时, 需首先进行

一维土层的地震反应分析, 并将等效后的土层弹性模量用于确定结构周围的弹簧刚度; 当采用反应加速度法时, 同样需首先进行一维土层的地震反应分析, 并将等效后的土层弹性模量用于建立土-地下结构整体分析模型。

在评价各简化分析方法的适用性和精度时, 通常采用动力时程分析方法。刘如山等^[6]在验证其提出的

基金项目: 国家自然科学基金重大研究计划项目(91215301); 国家自然科学基金创新研究群体项目(51421005); 教育部“创新团队发展计划”(IRT13044); 国家留学基金委资助项目; 北京工业大学博士生创新奖学金

收稿日期: 2017-11-12

改进拟静力方法时, 分别采用了 SHAKE、SperFLUSH 和 TDAP-3 软件, 不同程序之间的材料参数难以统一, 不便于客观地评价计算方法的准确性。袁勇等^[7]在评价软土浅埋框架结构抗震计算方法时, 一维土层反应计算也使用 SHAKE 软件, 土-结构整体动力模型中土体采用线弹性模型, 但未交代其具体参数的取值。陶连金等^[8]和陈之毅等^[9]都采用莫尔库仑模型进行土-结构动力时程分析评价简化分析方法的适用性。上述研究中对新提出的简化方法和动力时程分析方法之间土体采用了不同的模型, 因此很难客观评价方法的准确性。

等效线性化方法理论基础完善, 是一种广泛应用于桥梁结构^[10]、高层建筑^[11]、核设施^[12]等土-结构相互作用研究领域的土体模型之一。就地下结构而言, Kontoe 等^[13]对圆形隧道的动力反应的解析解进行了数值验证, 并指出等效线性化方法可用于地下结构抗震初步设计。Rashiddel 等^[14]采用等效线性化的土体模型对某隧道进行了拟静力分析, 并与 4 种常见的解析解进行了对比。上述对等效线性化模型的应用多集中于拟静力方法, 董正方等^[15]将其应用于地下结构的动力反应分析, 但需要手动迭代或通过自编程序迭代, 计算效率也有待提高。

总的来说, 地下结构抗震简化分析方法的土层地震反应分析多采用等效线性化方法, 一般需给出土体的动剪切模量比和动阻尼比随动剪应变的变化曲线, 计算效率较高; 土-地下结构的整体动力时程分析方法中土体或直接采用线弹性模型或采用莫尔库仑模型。如果需要将简化分析方法和严格的动力时程分析方法进行对比时, 由于两者模型参数的不一致, 难以客观评价简化方法的适用性和计算精度。因此, 减少因土体本构模型选取的不同所带来的分歧, 是地下结构抗震研究中需要进一步研究的问题。本文充分利用等效线性化方法在土层地震反应分析方面的优势, 并在此基础上, 提出一种基于等效线性化的土-地下结构整体动力时程分析方法, 给出了通过等效线性化方法迭代的参数确定动力时程分析方法中土体材料参数的方法, 并通过土-地下结构整体分析模型验证了方法的合理性。

1 一维土层地震反应分析等效线性化方法

一维土层地震反应分析的等效线性化方法通常在频域下进行, 常用的程序有 SHAKE 和 EERA 等。进行土层地震反应时, 一般假定其为水平成层的均匀介质, 并且输入的地震波是垂直向上入射的平面剪切波。

因此, 土层地震反应问题一般简化为一维波动问题进行处理。如图 1 所示, 假设第 n 层的厚度、密度和剪切模量分别为 h_n 、 ρ_n 和 G_n , $n=1, 2, \dots, N$ 。

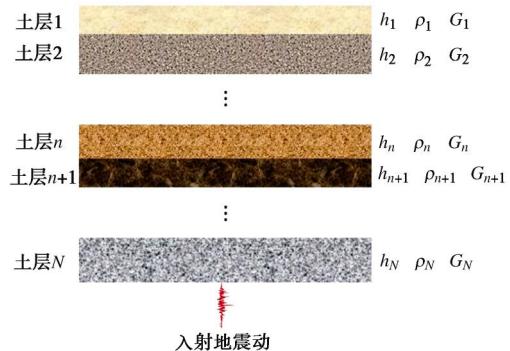


图 1 一维土层地震反应分析模型

Fig. 1 Seismic analysis model for one-dimensional soil layer

一维土层节点运动方程在频域内有如下形式:

$$[(1+2\zeta i)[K] - w^2[M]]\{U\} = \{P\} \quad , \quad (1)$$

式中, ζ 为滞回阻尼比, w 为频率, $[M]$ 和 $[K]$ 分别为质量矩阵和刚度矩阵, $\{U\}$ 为位移向量, $\{P\}$ 为等效地震荷载向量。其中, 频域本构方程为

$$T = \mathbf{m}^* \mathbf{G} \quad , \quad (2)$$

$$\mathbf{m}^* = (1+2\zeta i)\mathbf{m} \quad , \quad (3)$$

式中, T 、 \mathbf{G} 分别为应力 t 和应变 g 的傅里叶变换, \mathbf{m} 、 \mathbf{m}^* 分别为介质的弹性模量和复弹性模量。

采用等效线性化解法, 其基本思想为: 当真实地震动穿过土层时, 由于土体承受极不规则的周期荷载, 在应力应变平面上会呈现复杂的回线图像, 用平均意义上的一条等效的稳态回线近似地表示所有回线的平均关系, 以此作为一种简单的处理方法。这条等效的稳态回线的应变振幅称为等效应变振幅 \bar{G} , 根据土的剪切模量和滞回阻尼比随应变振幅的变化关系求得土层的等效剪切模量和阻尼比, 从而将土层地震反应的非线性问题简化为线性问题求解。一般取等效应变振幅为

$$\bar{G} = 0.65g_{n,\max} \quad , \quad (4)$$

式中, $g_{n,\max}$ 为第 n 层中点剪应变的最大值。

土层等效动剪切模量 \bar{G}_{nd} 和等效滞回阻尼比 $\bar{\zeta}_n$ 可表示为

$$\bar{G}_{nd} = \bar{G}_d(\bar{G}_n)G_n \quad , \quad (5)$$

$$\bar{\zeta}_n = \zeta(\bar{G}_n) \quad . \quad (6)$$

等效线性化方法的计算流程可归纳如下: ①假定各土层中点的初始等效剪应变, 根据剪切模量-剪应变关系和阻尼比-剪应变关系计算初始的等效剪切模量和等效阻尼比; ②用快速傅里叶变换确定输入加速度傅里叶谱, 进而确定相应的输入位移傅里叶谱; ③

计算各层中点的剪应变; ④取各层中点最大剪应变的 0.65 倍确定各层中点的等效剪应变, 进而确定等效剪切模量和等效阻尼比; ⑤检查计算得到的剪切模量和阻尼比与初始的剪切模量和阻尼比的相对误差是否小于给定误差允许值, 误差允许值通常取 0.05~0.1; ⑥如果检查结果满足精度要求, 则计算第 n 层顶面的加速度傅里叶谱, 并利用快速傅里叶变换计算出相应的加速度时程; 如果检查结果不满足精度要求, 用最新得到的剪切模量和阻尼比重新计算, 直至检查结果满足精度要求。

2 土-地下结构整体动力时程分析关键问题

基于等效线性化的土-地下结构整体动力时程分析方法就是建立地下结构和场地的整体分析模型, 其中土体的材料参数是通过频域分析的等效线性化方法确定。通过等效线性化的方法确定的动力时程分析模型和一般的动力时程分析模型的区别在于土体是等效线性的, 这样可以减少计算时间、减少土体模型选取的不同所带来的分歧。也就是说, 基于等效线性化的土-地下结构整体动力时程分析方法中土体是通过采用等效线性模型来考虑其非线性的, 其中包括 3 个具体的关键问题: ①正确地反映模量和阻尼比随应变水平的变化, 即土体等效模量的取值; ②正确地反映阻尼的作用; ③合理地设置人工边界条件等。

2.1 剪切模量、阻尼比随剪应变的变化

从上述一维场地地震反应分析的等效线性化方法的计算过程可知, 土体的等效剪切模量和等效阻尼比是根据土体的等效剪切模量和剪切模量、阻尼比随剪应变的变化曲线计算确定, 通过更新土体材料参数重复进行计算直到土体材料参数取值满足相应的精度要求。因此, 剪切模量、阻尼比随剪应变的变化曲线是等效线性化方法的关键问题之一, 图 2 给出了一种典型土体的剪切模量比和阻尼比随剪应变的变化关系。

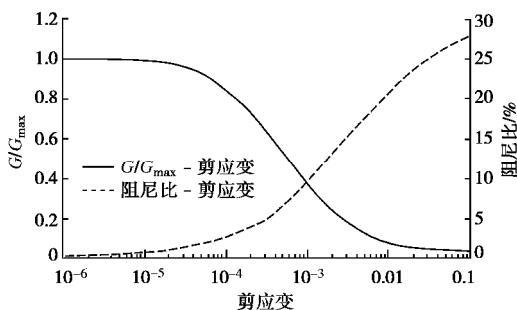


图 2 剪切模量比、阻尼比随剪应变的变化曲线

Fig. 2 Variation of shear modulus ratio and damping ratio with shear strain

Hardin 等^[16]于 1972 年提出的 H-D 模型采用双曲

线函数近似表达剪切模量比与剪应变之间的关系, 此后 Martin 等^[17]对其进行了一定的修正提出 Davidenkov 模型, 是目前在岩土地震工程领域应用比较广泛的模型之一。赵丁凤等^[18]提出了 Davidenkov 本构模型的不规则加卸载修正准则, 开发了基于不规则加卸载准则的修正 Davidenkov 本构模型的显式子程序模块。

对于本文提出的基于等效线性化的土-地下结构整体动力时程分析方法而言, 剪切模量、阻尼比随剪应变的变化曲线可直接采用场地工程地震条件调查提供的实际工程地质钻孔数据。但是, 剪切模量比、阻尼比随剪应变的变化关系的影响因素较多。陈国兴等^[19]对国内外的研究成果进行了总结, 认为塑性指数是影响剪切模量比-剪应变曲线关系的最主要因素, 尤其是对黏性土影响更大。同时也建议对于高灵敏度的黏土和其他特殊土类应进行专门的动力试验确定其材料参数。因此, 这也使得本文提出的方法具有一定的局限性。

2.2 阻尼的作用

等效线性化中土体的非线性采用等效线性模型, 其中假定阻尼力的大小与位移幅值成正比而与速度同相, 阻尼与频域无关。当进行时域分析时, 土体介质阻尼一般采用 Rayleigh 阻尼形式, 即 $C = aM + bK$, 该阻尼是一种正交阻尼, 有利于在时域逐步积分分析中的运用。Rayleigh 阻尼是与频率相关的, 这是与频域分析方法的最大的区别, 因此, 如何确定 Rayleigh 阻尼系数是时域分析方法的关键所在。

由结构动力学知识可知, 对于任意阶振型阻尼比 z_n , 可以通过需要 a , b 及相应的自振频率 w_n 表示:

$$z_n = \frac{a}{2w_n} + \frac{bw_n}{2} \quad (7)$$

从式 (7) 也可以看出, 时域计算中的阻尼比是与频率相关的, 振型阻尼比与自振频率的关系也可用图 3 表示。通过等效线性化方法可以获得不同土层的等效阻尼比 \bar{z}_n , 因此, 在构造时域分析方法的 Rayleigh 阻尼时可以假定 $z_i = z_j = \bar{z}_n$, 则由式 (7) 可得

$$\begin{cases} a \\ b \end{cases} = \frac{2\bar{z}_n}{w_i + w_j} \begin{bmatrix} w_i w_j \\ 1 \end{bmatrix} \quad (8)$$

由式 (8) 可知, Rayleigh 阻尼系数可通过选取适当的自振频率确定。围绕 Rayleigh 阻尼系数的取值, 国内外学者也提出了不同的方法。本文采用频域等效线性化方法中最后一次的迭代结果来定义时域分析中的土层参数, 而不是初始值。因此, 在确定场地自振频率时, 土层的材料参数也采用等效线性化方法中最后一次的迭代结果来定义, 并且考虑到土体的动力反应以低阶振型为主, 故 w_i 取为场地的第一阶自振频率

w_i , w_j 则取为地震动的卓越频率。也就是说, 将等效线性化方法最后一次迭代的等效阻尼比, 与通过等效线性化方法最后一次迭代的等效剪切模量确定的场地的第一阶自振频率和地震动的卓越频率代入式(8)中, 可以确定不同土层的 Rayleigh 阻尼系数。

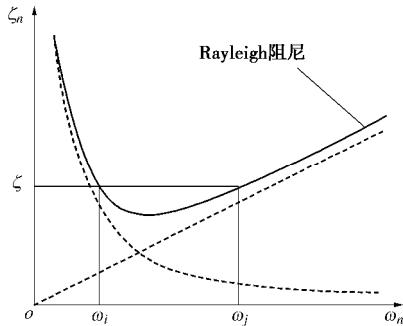


图 3 振型阻尼比与自振频率的关系

Fig. 3 Relationship between damping ratio and natural frequency

有了上述关系, 在地下结构抗震设计的等效线性化分析方法中, 就可以只在初次的等效线性化计算时, 确定材料的等效模量和对应的 Rayleigh 阻尼系数, 省掉了动力计算过程中每一步的迭代过程, 使得计算过程更为简单。

2.3 人工边界条件

与频域分析所不同的是, 动力时程分析的有限元计算模型只能截取其中的一部分进行计算, 在截断位置处需要设置边界来处理, 即人工边界。人工边界的早期思想是远置人工边界方法, 即将人工边界设置在离结构足够远的位置, 以此来消除其对结构产生的影响。之后的研究工作主要包括两方面: ①一类是全局人工边界条件, 它使穿过人工边界任一点的外行波满足无限域内所有的场方程和物理边界条件, 是无限域精确的模拟; ②另一类是局部人工边界条件, 它使射向人工边界任一点的外行波从该点穿出边界, 是对无限域的近似模拟^[20]。

本文提出的地下结构抗震设计的等效线性化分析方法在计算时, 顶面取至地表, 底面采用固定边界, 两侧面采用自由场边界条件, 以模拟地震能量向两侧方向无限远处的逸散。该自由场边界条件的设置及动力输入包括: 土体底部固定, 在土体水平侧边界节点处设置弹簧和阻尼器; 在除底部边界以外的所有有限元节点上施加基岩加速度等效的惯性力, 侧边界节点处施加自由场作用反力及近场域克服人工边界约束运动而产生的作用反力^[21]。对于黏弹性边界上任一点 l 的运动方程可表示为

$$m_l \ddot{u}_l + \sum_n \sum_j (c_{linj} + d_{ln} d_{ij} A_l c_{li}) \dot{u}_l + \sum_n \sum_j (k_{linj} + d_{ln} d_{ij} A_l k_{li}) \bar{u}_l = -m_l \ddot{u}_l + f_l^f + f_l^b \quad (9)$$

式中 m_l 表示节点 l 的集中质量; A_l 表示节点 l 黏弹性边界应力作用的范围; \ddot{u}_l , \dot{u}_l 和 \bar{u}_l 分别表示节点相对基岩的加速度、速度和位移; c_{linj} 和 k_{linj} 分别是节点 n 方向 j 对于节点 l 方向 i 的阻尼系数和弹簧刚度; $d_{ij} = 1(i=j)$, $d_{ij} = 0(i \neq j)$; $m_l \ddot{u}_l$ 项为施加在 l 节点 i 方向上的惯性力; $f_l^B = f_l^f + f_l^b$, 其中, $f_l^b = A_l (c_{li} \ddot{u}_l + k_{li} \dot{u}_l)$, 是边界节点运动时由黏弹性边界效应所引起的作用反力, u_l^f 及 \dot{u}_l^f 为自由场动力位移反应和速度反应, f_l^f 为反映自由场边界效应的等效节点力, 其计算方法可参考文献[21]。目前有许多研究者和工程人员认为截断边界的影响只是一个人工边界处理问题, 仅采用人工边界条件模拟截断边界对辐射能量的影响, 而忽略自由场效应的影响是不合理的。

3 土-地下结构整体动力时程分析实现过程

等效线性方法多用在土层的地震分析中, 现有的等效线性化的程序一般是基于频域的, 并且仅针对土层分析, 不包含结构。大型通用的有限元程序, 功能强大, 但一般不包括等效线性方法, 使用时, 可人为控制循环, 即重复做多个工况, 处理数据很多, 耗时易错; 或进行二次开发加入等效线性方法, 但不宜推广。因此, 结合等效线性化方法和动力时程分析方法, 本文提出的地下结构抗震分析等效线性化分析方法实现过程可以分为两个部分: ①通过频域等效线性化程序(本文指 EERA)和大型通用有限元软件(本文指 ABAQUS)共同确定土体的材料参数; ②通过大型通用有限元软件对土-结构整体分析模型进行动力时程分析。地下结构抗震分析等效线性化分析方法实现过程如图 4 所示。

(1) 采用 EERA 建立一维土层等效线性化模型。对给定的基岩地震动进行频域求解, 获得不同深度位置土层的等效剪切模量和等效阻尼比。

(2) 采用 ABAQUS 建立等效后一维土层频率分析模型。这一步骤需要将 EERA 迭代的等效剪切模量作为材料参数进行输入, 通过 ABAQUS 分析得到土体的阵型和固有频率。

(3) 构造基于单元的 Rayleigh 阻尼。利用土层的等效阻尼比, 步骤(2)中自由场第一阶自振频率和地震动卓越频率及等效阻尼比按式(8)进行计算, 确定不同土层的 Rayleigh 阻尼系数。

(4) 采用 ABAQUS 建立等效后一维土层动力时程分析模型。这一步骤需要将 EERA 迭代的等效剪切模量以及步骤(3)构造的 Rayleigh 阻尼系数作为材料参数进行输入, 通过 ABAQUS 的动力分析完成时

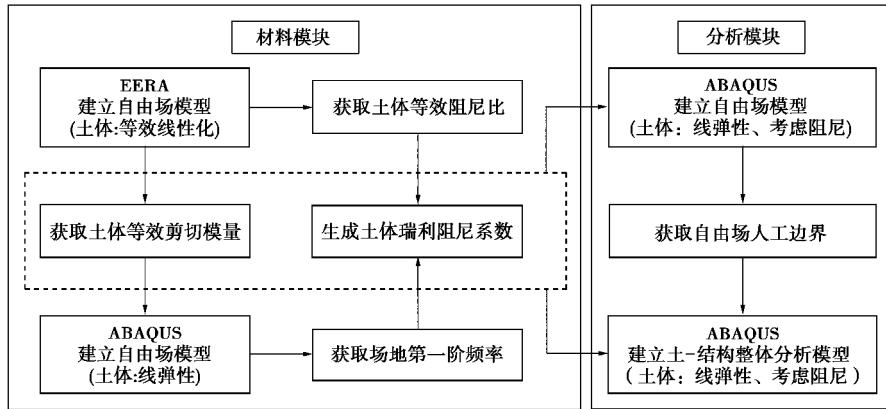


图 4 地下结构抗震分析等效线性化分析方法实现流程

Fig. 4 Process of equivalent linear method for seismic design of underground structures

表 1 某典型软场地模型参数

Table 1 Parameters of a representative soft site

土层	土类	土层深度 /m	子层数目	密度 /($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	剪切波速 /($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	泊松比	Davidenkov 模型参数			材料曲线
							A	B	$\gamma_0/(10^{-4})$	
1	淤泥质粉质黏土	0~2	1	1.82	129.1	0.45	1.02	0.35	4.0	图5(a)
2	粉土粉砂互层土	2~6	2	1.94	152.7	0.35	1.05	0.345	3.5	图5(b)
3	砂土①	6~10	2	2.09	137.1	0.30	1.10	0.35	3.8	图5(c)
4	砂土②	10~20	5	1.93	172.7	0.30	1.10	0.35	3.8	图5(c)
5	砂土③	20~32	6	2.09	263.2	0.32	1.10	0.35	3.8	图5(c)
6	黏土	32~40	4	1.97	491.6	0.42	1.20	0.35	2.5	图5(d)

域内的一维土层地震反应分析。

(5) 采用 ABAQUS 建立土-结构整体动力时程分析模型。这一步骤同样需要将 EERA 迭代的等效剪切模量以及步骤(3)构造的 Rayleigh 系数作为材料参数, 同时土-结构整体分析模型还需要设置步骤(4)计算得到的自由场边界条件, 通过 ABAQUS 的动力分析完成时域内的土-结构整体地震反应分析。

4 实例分析

本节开展地下结构地震反应实例分析, 为了更好地验证本文方法的计算效果, 以土体材料选用目前应用较为广泛的 Davidenkov 模型的动力时程分析方法作为对比。该模型的数学表达式为^[22]

$$H(g_d) = \left[\frac{(g_d/g_0)^{2B}}{1 + (g_d/g_0)^{2B}} \right]^A, \quad (10)$$

$$G_d/G_{\max} = 1 - H(g_d). \quad (11)$$

根据 Masing 法则可构造相应的滞回曲线, 经推导可进一步得出土体阻尼比计算公式:

$$z_d = \frac{2}{\pi} \left\{ \frac{g_d^2 - 2 \int_0^{g_d} g H(g) dg}{g_d^2 [1 - H(g_d)]} - 1 \right\}, \quad (12)$$

式中, G_d 和 z_d 分别动剪切模量和动阻尼比, g_d 为剪应变, G_{\max} 为土体最大剪切模量, A , B 和 g_0 为与土性有关的拟合参数。

根据文献[22]提供的材料参数, 选取某典型软场地条件如表 1 所示, 包括 Davidenkov 模型参数的取值。通过式(10)~(12)构造的土体动剪切模量比和动阻尼比随动剪应变的变化关系曲线如图 5 所示。为方便统计结构变形及相关构件的内力情况, 本文以某单层双跨地铁车站作为研究对象, 其横断面如图 6 所示。结构埋深 5 m, 结构材料采用 C30 混凝土, 弹性模量取为 3×10^4 MPa, 密度取为 2.5×10^3 kg/m³, 考虑中柱在车站纵向是等间距(3.5 m)分布, 等效后的中柱弹性模量取为 8.57×10^3 MPa, 密度取为 7.14×10^2 kg/m³[11]。当土体采用 Davidenkov 模型时, 在模型两侧边设置远置边界, 此时通过将模型宽度取为地下结构宽度的 11 倍(结构距两侧边界各 5 倍), 以此消除边界效应对地下结构地震反应的影响; 当土体采用本文方法所确定的模型参数时, 并合理考虑了自由场的边界条件, 此时的模型整体宽度为地下结构宽度的 5 倍。建模时, 结构和土体均采用平面应变单元, 并且假设土与结构之间不发生滑移。有限元网格如图 6 所示, 两种模型中结构的网格尺寸均为 0.2 m; 土体的竖向网格尺寸均为 1 m, 水平尺寸在结构附近(过渡区)为 0.5 m。计算过程基岩输入地震动选用 Loma Prieta 和 EL Centro 两条地震动, 其地震动加速度时程和傅里叶振幅谱如图 7 所示, 并分别将加速度峰值调整至 0.1g, 0.2g 和 0.3g, 共计 6 种计算工况。

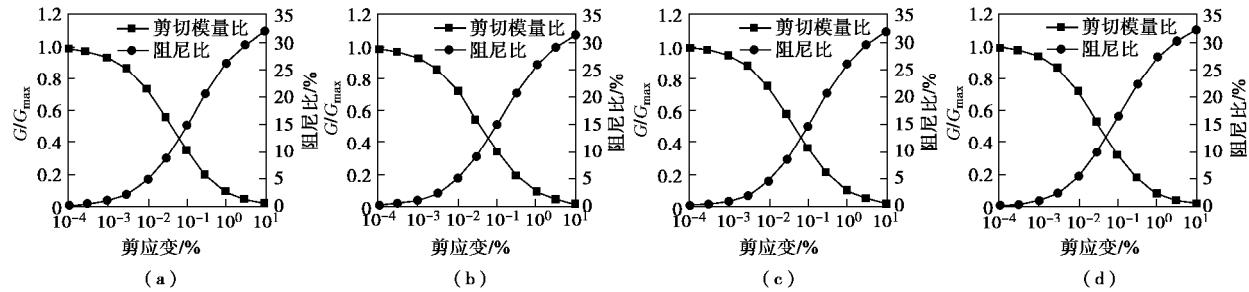


图 5 典型土体动剪切模量比和动阻尼比随动剪应变的变化关系曲线

Fig. 5 Variation of dynamic shear modulus ratio and damping ratio with dynamic shear strain of representative soil

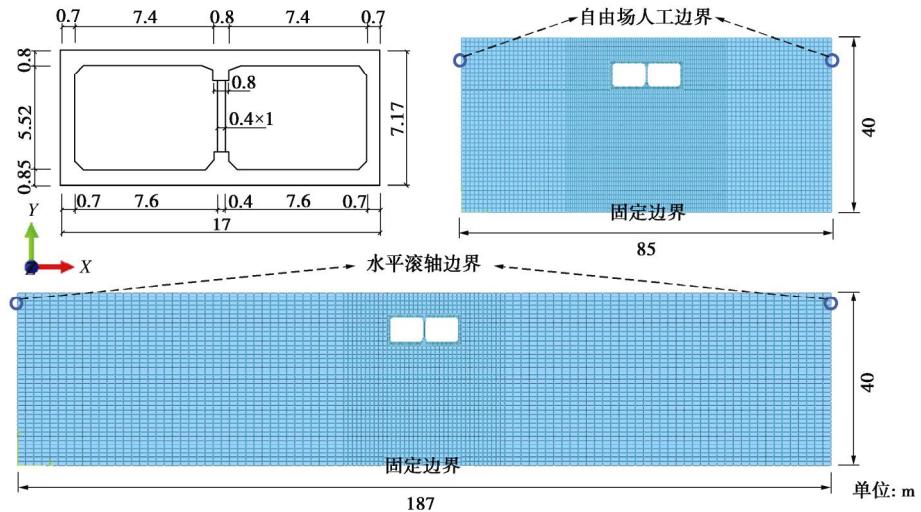


图 6 土-结构整体动力分析几何模型

Fig. 6 Geometric model for time-history analysis method for soil-underground structure system

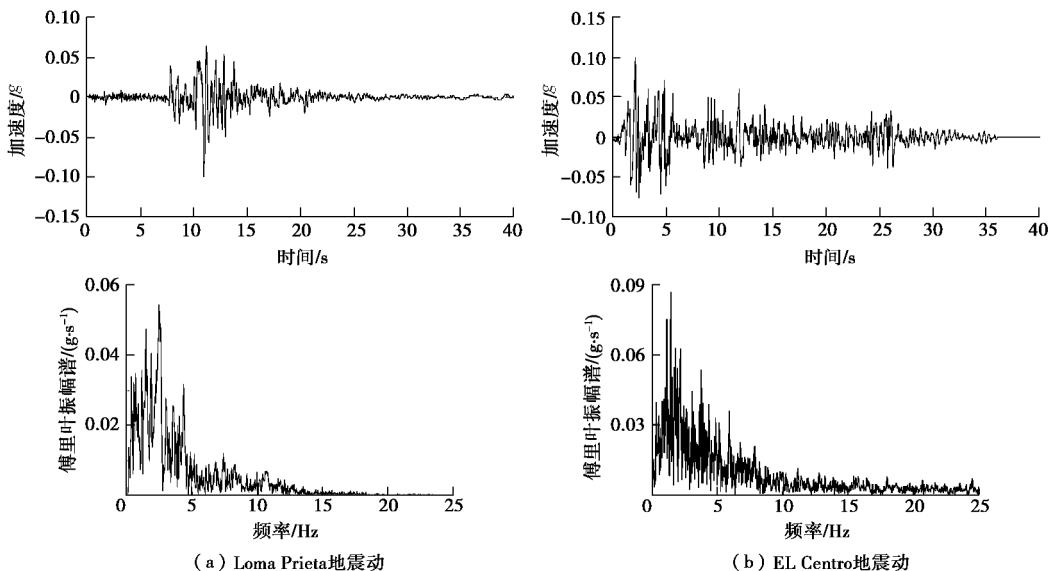


图 7 地震动加速度时程、傅里叶振幅谱

Fig. 7 Time histories of acceleration and Fourier amplitudes of earthquake motion

有研究表明^[1]: 在水平地震作用下, 结构中柱与侧墙的水平相对变形相差不大; 结构中柱底部由于构件截面较小最先达到其极限承载力, 是较危险的截面;

另外, 结构侧墙底部也是抗震设计中需要关注的截面之一。因此, 选取结构顶底板水平相对位移, 中柱和侧墙底部的轴力、剪力和弯矩作为对比指标, 对比时

均选取动力时程结果的绝对值最大值。其中内力以每延米内力值表示, 力单位为 kN/m , 弯矩单位为 $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ 。计算结果如图 8 所示。

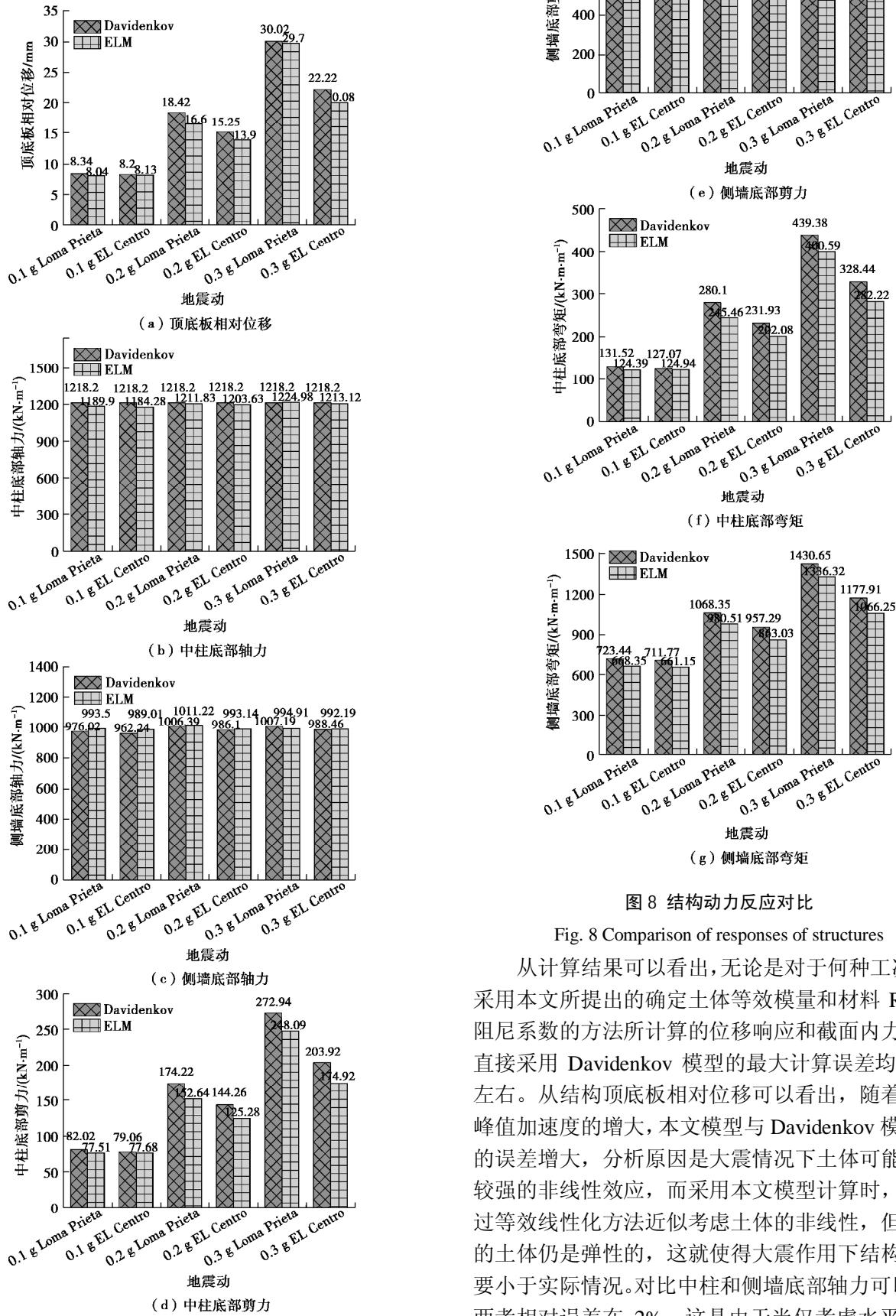


图 8 结构动力反应对比

Fig. 8 Comparison of responses of structures

从计算结果可以看出, 无论是对于何种工况而言, 采用本文所提出的确定土体等效模量和材料 Rayleigh 阻尼系数的方法所计算的位移响应和截面内力响应与直接采用 Davidenkov 模型的最大计算误差均在 10% 左右。从结构顶底板相对位移可以看出, 随着地震动峰值加速度的增大, 本文模型与 Davidenkov 模型之间的误差增大, 分析原因是大震情况下土体可能表现出较强的非线性效应, 而采用本文模型计算时, 尽管通过等效线性化方法近似考虑土体的非线性, 但等效后的土体仍是弹性的, 这就使得大震作用下结构的变形要小于实际情况。对比中柱和侧墙底部轴力可以发现, 两者相对误差在 2%, 这是由于当仅考虑水平地震作

用时,结构竖向支撑构件的轴力主要取决于重力荷载。中柱和侧墙底部的剪力和弯矩则表现出与顶底板相对位移一致的规律,即随着地震动峰值加速度的增大,本文模型与 Davidenkov 模型之间的误差增大,最大误差均在 10% 左右。

5 结 论

本文以一维土层地震反应分析的等效线性化理论为基础,提出了一种地下结构抗震设计的等效线性化分析方法。采用该方法进行了不同地震强度作用下的地下结构地震反应分析,并与直接采用 Davidenkov 模型的时域计算方法进行了对比,得到了以下结论:

(1) 本文方法计算结果与土体直接采用对应的非线性 Davidenkov 模型计算结果相吻合,验证了本文方法在计算土-结构动力相互作用问题的可行性,扩展了等效线性化方法在地下结构抗震分析中的应用范围。

(2) 本文方法兼具场地地震反应分析的等效线性化方法和地下结构动力时程分析方法的优点。同时本文方法又采用与简化分析方法相同的材料参数,可以作为评价简化分析方法的标准动力时程分析方法。

(3) 考虑到等效线性化方法的固有缺陷,如在场地条件较软或者输入地震动较大等情况下,土体非线性效应较为明显,此时的计算误差偏大,因此本文方法实际应用范围还有待进一步研究。

参 考 文 献:

- [1] 许成顺, 许紫刚, 杜修力, 等. 地下结构抗震简化分析方法比较研究[J]. 地震工程与工程振动, 2017, **37**(2): 65–80. (XU Cheng-shun, XU Zi-gang, DU Xiu-li, et al. Comparative study of simplified methods for seismic analysis of underground structure[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2017, **37**(2): 65–80. (in Chinese))
- [2] 刘晶波, 王文晖, 赵冬冬, 等. 地下结构抗震分析的整体式反应位移法[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(8): 1618–1624. (LIU Jing-bo, WANG Wen-hui, ZHAO Dong-dong, et al. Integral response deformation method for seismic analysis of underground structure[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(8): 1618–1624. (in Chinese))
- [3] LIU J B, WANG W H, DASGUPTA G. Pushover analysis of underground structures: method and application[J]. Science China Technological Sciences, 2014, **57**(2): 423–437.
- [4] 杜修力, 许紫刚, 许成顺, 等. 浅埋地下结构地震反应分析的惯性力-位移法[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(4): 583–591. (DU Xiu-li, XU Zi-gang, XU Cheng-shun, et al. Inertia force-displacement method for seismic analysis of shallow buried underground structures[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(4): 583–591. (in Chinese))
- [5] GB50909—2014 城市轨道交通结构抗震设计规范[S]. 2014. (GB50909—2014 Code for seismic design of urban rail transit structures[S]. 2014. (in Chinese))
- [6] 刘如山, 胡少卿, 石宏彬. 地下结构抗震计算中拟静力法的地震荷载施加方法研究[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(2): 237–242. (LIU Ru-shan, HU Shao-qing, SHI Hong-bin. Study on seismic loading of pseudo-static approach used in the seismic design of underground structure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(2): 237–242. (in Chinese))
- [7] 袁 勇, 禹海涛, 陈之毅. 软土浅埋框架结构抗震计算方法评价[J]. 振动与冲击, 2009, **28**(8): 50–56. (YUAN Yong, YU Hai-tao, CHEN Zhi-yi. Evaluation of seismic calculation methods for shallow-buried frame structures in soft soil[J]. Journal of Vibration and Shock, 2009, **28**(8): 50–56. (in Chinese))
- [8] 陶连金, 王文沛, 张 波, 等. 地铁地下结构抗震设计方法差异性规律研究[J]. 土木工程学报, 2012, **45**(12): 170–176. (TAO Lian-jin, WANG Wen-pei, ZHANG Bo, et al. Difference law study of seismic design methods for subway structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, **45**(12): 170–176. (in Chinese))
- [9] 陈之毅, 谈忠傲, 楼梦麟. 地下结构抗震设计方法整体强制反应位移法[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2016, **44**(8): 1145–1152. (CHEN Zhi-yi, TAN Zhong-ao, LOU Meng-lin. Integral forced displacement method for seismic design of underground structures[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2016, **44**(8): 1145–1152. (in Chinese))
- [10] CARBONARI S, MORICI M, DEZI F, et al. Soil-structure interaction effects in single bridge piers founded on inclined pile groups[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017, **92**: 52–67.
- [11] LI M, LU X, LU X, et al. Influence of soil-structure interaction on seismic collapse resistance of super-tall buildings[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2014, **6**(5): 477–485.
- [12] BOLISSETTI C, WHITTAKER A S, MASON H B, et al. Equivalent linear and nonlinear site response analysis for design and risk assessment of safety-related nuclear

- structures[J]. Nuclear Engineering & Design, 2014, **275**(8): 107 - 121.
- [13] KONTOE S, AVGERINOS V, POTTS D M. Numerical validation of analytical solutions and their use for equivalent-linear seismic analysis of circular tunnels[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2014, **66**: 206 - 219.
- [14] RASHIDDEL A, KOOPALIPOOR M, HADEI M R, et al. Numerical investigation of closed-form solutions for seismic design of a circular tunnel lining (by Quasi-Static Method)[J]. Civil Engineering Journal, 2018, **4**(1): 239 - 257.
- [15] 董正方, 王君杰, 郭进, 等. 地下结构横向抗震一体化方法研究[J]. 现代隧道技术, 2015, **52**(6): 85 - 91. (DONG Zheng-fang, WANG Jun-jie, GUO Jin, et al. On the integrated transverse aseismic method for underground structures[J]. Modern Tunnelling Technology, 2015, **52**(6): 85 - 91. (in Chinese))
- [16] HARDIN B O, DMEVICH V P. Shear modulus and damping in soils[J]. Journal of the Soil Mechanics & Foundations Division, 1972, **98**: 667 - 692.
- [17] MARTIN P P, SEED H B. One-dimensional dynamic ground response analyses[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1982, **108**(7): 935 - 952.
- [18] 赵丁凤, 阮滨, 陈国兴, 等. 基于 Davidenkov 骨架曲线模型的修正不规则加卸载准则与等效剪应变算法及其验证[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(5): 888 - 895. (ZHAO Ding-feng, RUAN Bin, CHEN Guo-xing, et al. Validation of modified irregular loading-unloading rules based on Davidenkov skeleton curve and its equivalent shear strain algorithm implemented in ABAQUS[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(5): 888 - 895. (in Chinese))
- [19] 陈国兴, 谢君斐, 张克绪. 土的动模量和阻尼比的经验估计[J]. 地震工程与工程振动, 1995, **15** (1): 73 - 84. (CHEN Guo-xing, XIE Jun-fei, ZHANG Ke-xu. The empirical evaluation of soil module and damping ration for dynamic analysis[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1995, **15**(1): 73 - 84. (in Chinese))
- [20] 赵密. 近场波动有限元模拟的应力型时域人工边界条件及其应用[D]. 北京: 北京工业大学, 2009. (ZHAO Mi. Stress-type time-domain artificial boundary condition for finite-element simulation of near-field wave motion and its engineering application[D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2009. (in Chinese))
- [21] 杜修力, 李洋, 赵密, 等. 下卧刚性基岩条件下场地土-结构体系地震反应分析方法研究[J]. 工程力学, 2017, **34**(5): 52 - 59. (DU Xiu-li, LI Yang, ZHAO Mi, et al. Seismic response analysis method for soil-structure interaction system of underlying rigid rock base soil condition[J]. Engineering Mechanics, 2017, **34**(5): 52 - 59. (in Chinese))
- [22] 庄海洋. 土-地下结构非线性动力相互作用及其大型振动台试验研究[D]. 南京: 南京工业大学, 2006. (ZHUANG Hai-yan. Study on nonlinear dynamic soil-underground structure interaction and its large-size shaking table test[D]. Nanjing: Nanjing University of Technology, 2006. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201812002

堆石料状态相关三维多重机制边界模型

方火浪^{1,2}, 蔡云惠¹, 王文杰¹

(1. 浙江大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058)

摘要: 堆石料的应力应变特性与材料的密度、压力等状态密切相关。针对堆石料的变形与强度非线性, 在临界状态和边界面弹塑性理论框架内, 建立了一个堆石料状态相关三维多重机制边界模型。模型将复杂的宏观变形行为分解为一个宏观体应变机制和一系列空间分布的相互独立虚拟微观剪切机制。每个微观剪切机制包含 3 个方向的微观剪应力-应变关系和微观应力-剪胀关系。引入一个与密度、压力相关的状态参数, 用以统一描述不同状态下堆石料的变形和强度特性。模型包含 12 个参数, 多数具有明确的物理意义。对 2 种堆石料三轴压缩试验结果进行模拟计算, 模型模拟值与试验结果吻合良好, 说明模型能够较合理地预测堆石料的应力应变特性。

关键词: 本构模型; 堆石料; 边界面; 状态参数; 多重机制

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)12-2164-08

作者简介: 方火浪(1962-), 男, 研究员, 主要从事岩土工程和工程抗震与减震研究工作。E-mail: fanghuolang@zju.edu.cn。

State-dependent 3D multi-mechanism bounding surface model for rockfills

FANG Huo-lang^{1,2}, CAI Yun-hui¹, WANG Wen-jie¹

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

Abstract: The rockfill materials have been widely used in the construction of rockfill dams due to their high strength, small deformation and strong permeability. The strength and deformation characteristics of the rockfill materials are essential prerequisites to the design of rockfill dams. The existing laboratory tests have shown that the stress-strain relation of the rockfill materials is closely related to their states in density and pressure. Within the framework of the critical state and bounding surface plasticity theories, a state-dependent 3D multi-mechanism bounding surface model is proposed for the rockfill materials by considering their nonlinear characteristics in deformation and strength. The macroscopic deformation behaviors of the rockfill materials in this model are decomposed into a macroscopic volumetric mechanism and a set of independent virtual microscopic shear mechanisms in spatially distributed orientations. Each microscopic shear mechanism is described by the microscopic shear stress-strain relations and microscopic stress-dilatancy relations in three directions. A state parameter is introduced in the strength criterion and stress-dilatancy relation for compatibility with the critical state theory. Some relations are established between the microscopic and macroscopic model parameters. The model has twelve parameters, and most of them are of clear physical meanings. The proposed model is used for simulating the triaxial compression tests on two types of rockfill materials. The results show that the calculated values are in good agreement with the test data, indicating that the proposed model is capable of predicting reasonably the strain-hardening and strain-softening behaviors of the rockfill materials under different densities and confining pressures.

Key words: constitutive model; rockfill material; bounding surface; state parameter; multi-mechanism

0 引言

堆石料具有强度高、变形小、透水性强、可就地取材等优点, 已成为土石坝的主要筑坝材料。堆石料不同于岩石和土壤材料, 在自重与水荷载作用下, 表现出的剪胀剪缩、颗粒破碎等力学行为对其应力应变与强度特性具有较大影响。

为了探讨堆石料的变形和强度特性, 国内外学者

进行了一系列试验研究。刘萌成等^[1]、徐志华等^[2]、Xiao 等^[3]通过大型三轴固结排水剪切试验, 研究了不同围压下堆石料的偏应力-轴应变关系以及体应变-轴应变关系的变化规律。杨光等^[4]对粗粒料进行了常

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51878605)

收稿日期: 2017-11-14

规三轴、等平均应力和等应力比条件下的试验, 研究了粗粒料在不同应力路径下的变形与强度特性。施维成等^[5]使用真三轴仪, 对粗粒土进行了不同主应力方向上的单向加荷试验, 研究了粗粒土的应力诱导各向异性特性。潘家军等^[6]采用大型真三轴仪, 对粗粒土进行了一系列不同中主应力系数条件下的真三轴试验和平面应变试验, 研究了中主应力对粗粒土应力与变形特性的影响规律。刘汉龙等^[7]、高玉峰等^[8]、魏松等^[9]、迟世春等^[10]、孔宪京等^[11]采用大型三轴仪对堆石料进行了单调或循环荷载下的固结排水剪切试验, 研究了不同孔隙比情况下颗粒破碎、剪胀以及应力-应变关系的变化规律。丁树云等^[12]和蔡正银等^[13]通过一系列大型三轴压缩试验, 研究了不同初始应力状态与试样密度对堆石料强度和变形行为的影响以及堆石料的临界状态。

随着堆石料试验研究成果的不断积累, 国内外学者提出了许多不同形式的堆石料本构模型。岑威钧等^[14]以能够考虑应力水平和土体孔隙比影响的 Gudehus-Bauer 亚塑性理论为基础, 提出了堆石料亚塑性本构模型。程展林等^[15]基于邓肯-张模型和 Rowe 剪胀方程, 提出了新的剪胀模型, 改进了邓肯-张非线性模型。贾宇峰等^[16]采用初始状态参量描述粗粒土的内部状态, 建立了考虑颗粒破碎耗能的粗粒土剪胀性统一本构模型。米占宽等^[17]基于 Ueng 剪胀方程, 提出了考虑颗粒破碎影响的修正邓肯-张非线性模型和沈珠江双曲服面弹塑性模型。姚仰平等^[18]基于堆石料的变形和强度特性, 引入新的硬化参数, 提出一个能够考虑堆石料颗粒破碎影响的三维弹塑性本构模型。陈生水等^[19]、刘恩龙等^[20]、朱晟等^[21]、Liu 等^[22]、王占军等^[23]、魏匡民等^[24]、卞士海等^[25]在 Pastor-Zienkiewicz 广义塑性理论框架内, 提出了不同形式的堆石料广义塑性模型。Xiao 等^[26]提出了一个状态相关的堆石料界面本构模型。刘斯宏等^[27]在经典弹塑性理论的框架内, 基于细观结构建立了一个粗粒料弹塑性本构模型。综上所述, 近年来堆石料本构模型取得了很大发展。但是, 从各种模型的模拟值与试验结果的比较看, 其模拟精度还有待进一步提高。

笔者^[28-29]曾经提出基于微观力学的砂土三维多重机制界面模型, 该模型可以考虑砂土的剪胀与剪缩、应变硬化与软化、应力主轴旋转产生的变形累积、应变增量主轴与应力主轴之间的非共轴等特性。本文在该模型中引入适合于堆石料的状态参数, 建立堆石料三维多重机制界面模型, 并进行 2 组堆石料在不同初始孔隙比和围压条件下的数值模拟, 与试验结果进行比较, 以验证模型的有效性。

1 本构模型

1.1 多重机制理论框架

堆石料受到外部荷载作用时内部颗粒相互摩擦与挤压, 变形复杂。如图 1 所示, 取一单位球作为代表性堆石料单元, 根据 Fang 等^[29]的研究, 将堆石料的复杂宏观变形行为分解为一个宏观体应变机制和一系列空间分布的相互独立虚拟微观剪切机制。在球体单元中, 微观剪切机制的方向可以由单位法向矢量 \mathbf{n} 表示。每个微观剪切机制包含二个切向分量 (\mathbf{l} 和 \mathbf{m}) 和一个法向分量 (\mathbf{n})。微观剪应变和剪应力分别定义为 $g^{(k)}(\mathbf{n})$ 和 $t^{(k)}(\mathbf{n})$, 其中 k 为 1, 2, 3 分别对应于 \mathbf{l} , \mathbf{m} , \mathbf{n} 方向。通过投影关系, 微观剪应变可表示为 $g^{(k)}(\mathbf{n}) = N_{ij}^{(k)} \mathbf{e}_{ij}$, 其中 \mathbf{e}_{ij} 为应变张量, $N_{ij}^{(1)} = (l_i n_j + l_j n_i)/2$, $N_{ij}^{(2)} = (m_i n_j + m_j n_i)/2$, $N_{ij}^{(3)} = n_i n_j - d_{ij}/3$, d_{ij} 为 Kronecker 符号, l_i , m_i , n_i 分别为 \mathbf{l} , \mathbf{m} , \mathbf{n} 的分量。根据虚功原理, 宏观应力张量在球体单元上做的功等于宏观体应力和微观剪应力所做的功之和, 经过推导, 得到宏观有效应力的表达式为

$$ds_{ij} = dp d_{ij} + \sum_{m=1}^M \sum_{k=1}^3 2w^{(m)} N_{ij}^{(mk)} dt^{(mk)} \quad (1)$$

式中 s_{ij} 为有效应力张量; p 为平均有效应力; 上标 (m) 代表球面上一系列积分点序号, 本文采用 Bazant 等^[30]提出的积分方法, 半球面上共分布 21 个积分点, 即 $M=21$; $w^{(m)}$ 代表球面积分点的加权系数。

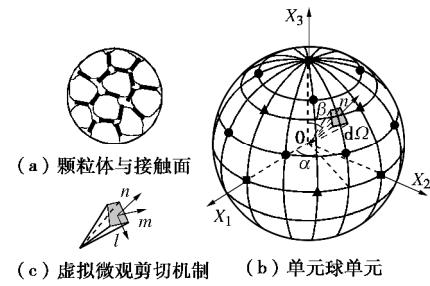


图 1 微观剪切机制模型

Fig. 1 Microscopic shear mechanism model

1.2 微宏观应力-应变关系

弹性体应变增量 de_v^e 由平均有效应力变化引起, 可表示为

$$de_v^e = dp / K_e \quad (2)$$

式中, K_e 为弹性体积模量, 一般取

$$K_e = \frac{1+e}{k} p_a \left(\frac{p}{p_a} \right)^{0.5} \quad (3)$$

式中, k 为与等向膨胀相关的材料参数, e 为孔隙比, p_a 为标准大气压。 k , K_e , 弹性剪切模量 G_e 和泊松比 n 的相互关系为

$$K_e = \frac{2G_e(1+n)}{3(1-2n)} , \quad (4)$$

$$G_e = G_0 \frac{(2.97-e)^2}{1+e} p_a \left(\frac{p}{p_a} \right)^{0.5} , \quad (5)$$

$$k = \frac{3(1-2n)}{2G_0(1+n)} \left(\frac{1+e}{2.97-e} \right)^2 , \quad (6)$$

式中, G_0 为材料参数。

塑性体应变增量 de_v^p 可表示为

$$de_v^p = h(p - p_m) \langle dp \rangle / K_p , \quad (7)$$

式中 p_m 为历史最大平均有效应力; $h(x)$ 为 Heavyside 阶梯函数; $\langle \rangle$ 为 Macauley 符号。式 (7) 中 K_p 为塑性体积模量, 可定义为^[31]

$$K_p = \frac{1+e}{I-k} p_a \left(\frac{p}{p_a} \right)^{0.5} \left(\frac{M_c g(q)}{M_c g(q) - R} \right) . \quad (8)$$

式中 I 为与等向压缩相关的材料参数; M_c 为三轴压缩条件下的临界应力比; $R = \sqrt{3r_{ij}r_{ij}}/2$ 为应力比; $r_{ij} = s_{ij}/p$ 为偏应力比张量; $s_{ij} = s_{ij} - pd_{ij}$ 为偏应力张量; $g(q)$ 表示偏应力比空间中的屈服轨迹函数; q 为应力洛德角。采用 SMP 准则, $g(q)$ 可表示为

$$g(q) = \frac{1}{6} R [3\sqrt{(I_1 I_2 - I_3)/(I_1 I_2 - 9I_3)} - 1] , \quad (9)$$

式中, I_1 , I_2 和 I_3 分别为第一、第二和第三应力不变量。

剪胀引起的微观体应变增量 $de_{vd}^{(mk)}$ 定义为

$$de_{vd}^{(mk)} = d_1 (\pm r_d^{(mk)} - r^{(mk)}) dg_p^{(mk)} . \quad (10)$$

式中 d_1 为微观剪胀参数; $r^{(mk)} = t^{(mk)}/p$ 为微观应力比; $g_p^{(mk)}$ 为微观塑性剪应变; $r_d^{(mk)}$ 为微观剪胀应力比。当 $dg_p^{(mk)} > 0$ 时, $r_d^{(mk)}$ 前取正号; 当 $dg_p^{(mk)} < 0$ 时, $r_d^{(mk)}$ 前取负号。

根据余功原理, 可以得出宏观剪胀体应变增量 de_{vd} 等于微观剪胀体应变增量之和, 即

$$de_{vd} = \sum_{m=1}^M \sum_{k=1}^3 2w^{(m)} d_1 (\pm r_d^{(mk)} - r^{(mk)}) dg_p^{(mk)} . \quad (11)$$

根据体应变和体积模量的定义以及式 (2)、(8), 体积模量 K 可表示为

$$K = \left(\frac{1}{K_e} + \frac{1}{K_p} h(p - p_m) \frac{\langle dp \rangle}{|dp|} \right)^{-1} . \quad (12)$$

微观弹性剪应变增量 $dg_e^{(mk)}$ 可表示为

$$dg_e^{(mk)} = dt^{(mk)}/G_e^{(mk)} , \quad (13)$$

式中, $G_e^{(mk)}$ 为微观弹性剪切模量。

基于边界面弹塑性理论, 微观塑性剪应变增量 $dg_p^{(mk)}$ 可表示为

$$dg_p^{(mk)} = \frac{1}{G_p^{(mk)}} p dr^{(mk)} + \frac{1}{H_p^{(mk)}} h(p - p_m) \frac{\langle dp \rangle}{|dp|} r^{(mk)} dp , \quad (14)$$

式中, $G_p^{(mk)}$ 为微观塑性剪切模量, $H_p^{(mk)}$ 为与平均有效应力变化相关联的微观塑性剪切模量。微观塑性剪切模量定义为

$$G_p^{(mk)} = h_1 G_e^{(mk)} \left(\frac{r_b^{(mk)}}{r_m^{(mk)}} \frac{\bar{r}_1^{(mk)}}{r_1^{(mk)}} - 1 \right) . \quad (15)$$

式中 h_1 为材料参数; $r_b^{(mk)}$, $r_m^{(mk)}$ 分别为微观边界应力比和最大微观应力比; $\bar{r}_1^{(mk)}$, $r_1^{(mk)}$ 为状态变量; $\bar{r}_1^{(mk)} = |\pm r_m^{(mk)} - r_r^{(mk)}|$; $r_r^{(mk)}$ 为最近微观应力比转折点; 当 $dr^{(mk)} > 0$ 时, $r_m^{(mk)}$ 前取正号; 当 $dr^{(mk)} < 0$ 时, $r_m^{(mk)}$ 前取负号; $r_1^{(mk)} = |r^{(mk)} - r_r^{(mk)}|$ 。

微观塑性剪切模量 $H_p^{(mk)}$ 定义为

$$H_p^{(mk)} = h_2 G_e^{(mk)} \frac{r_c^{(mk)}}{r^{(mk)}} \frac{\bar{r}_2}{r_2} . \quad (16)$$

式中 h_2 为材料参数; $r_c^{(mk)}$ 为微观临界应力比; \bar{r}_2 , r_2 为状态变量, $\bar{r}_2 = |p_m - p_r|$, $r_2 = |p - p_r|$; p_r 为最近平均有效应力转折点。

微观与宏观材料参数之间的关系可表示为

$$r_c^{(mk)} = \frac{2}{3} \sum_{m=1}^M \sum_{k=1}^3 2w^{(m)} |N_{11}^{(mk)}| , \quad (17)$$

$$r_b^{(mk)} = \frac{2}{3} \sum_{m=1}^M \sum_{k=1}^3 2w^{(m)} |N_{11}^{(mk)}| , \quad (18)$$

$$r_d^{(mk)} = \frac{2}{3} \sum_{m=1}^M \sum_{k=1}^3 2w^{(m)} |N_{11}^{(mk)}| , \quad (19)$$

$$G_e^{(mk)} = \frac{4}{3} \sum_{m=1}^M \sum_{k=1}^3 2w^{(m)} |N_{11}^{(mk)}| . \quad (20)$$

式中 M_b , M_m 和 M_d 分别为三轴压缩条件下的边界应力比、最大应力比和剪胀应力比; $M_d = M_c \exp(n_d Y)$; $M_b = M_c \exp(-n_b Y)$; n_d , n_b 为模型参数; Y 为状态参数, $Y = e - e_c$; e_c 为临界孔隙比。

1.3 宏观应力 - 应变关系

根据多重机制理论推导, 宏观应力 - 应变增量关系可表示为

$$ds_{ij} = D_{ijkl} de_{st} , \quad (21)$$

式中, D_{ijkl} 为弹性应力 - 应变刚度矩阵

$$D_{ijkl} = K_1 Q_{ij} d_{st} + \sum_{m=1}^M \sum_{k=1}^3 2w^{(m)} (-Q^{(mk)} Q_{ij} + G^{(mk)} N_{ij}^{(mk)}) N_{st}^{(mk)} , \quad (22)$$

式中,

$$G^{(mk)} = \left(\frac{1}{G_e^{(mk)}} + \frac{1}{G_p^{(mk)}} \right)^{-1}, \quad (23)$$

$$H^{(mk)} = \left(\frac{1}{G_e^{(mk)}} + \frac{1}{H_p^{(mk)}} h(p - p_m) \frac{\langle dp \rangle}{|dp|} \right)^{-1}, \quad (24)$$

$$Q_{ij} = d_{ij} + \sum_{m=1}^M \sum_{k=1}^3 2w^{(m)} r^{(mk)} \left(1 - \frac{G^{(mk)}}{H^{(mk)}} \right) N_{ij}^{(mk)}, \quad (25)$$

$$K_1 = \frac{K}{1 - K \sum_{m=1}^M \sum_{k=1}^3 2w^{(m)} \frac{a^{(mk)}}{G_e^{(mk)}} \left(1 - \frac{G^{(mk)}}{H^{(mk)}} \right)}, \quad (26)$$

$$a^{(mk)} = d_1 (\pm r_d^{(mk)} - r^{(mk)}) r^{(mk)}, \quad (27)$$

$$Q^{(mk)} = K_1 d_1 (\pm r_d^{(mk)} - r^{(mk)}) \left(1 - \frac{G^{(mk)}}{G_e^{(mk)}} \right). \quad (28)$$

1.4 孔隙比与平均有效应力的临界状态关系

砂土临界状态研究表明, 临界状态可为统一描述不同状态下砂土的变形与强度特性提供参考标准, 状态(e , p)与临界状态线的相对位置可以较好地表征砂土的剪胀软化和剪缩硬化现象。由于堆石料颗粒破碎显著、级配较宽和粒径较大等特点, 堆石料的临界状态较砂土复杂。已有的研究表明^[3, 12-13], 堆石料存在临界状态, 但对其唯一性存在较大的争议。

图 2, 3 分别为 TRM 堆石料^[3]和国外某堆石坝 NAN-F4 堆石料的临界状态关系。可以发现, 不同初始级配和密度的试样在 $e - \ln(p/p_a)$ 平面上的临界状态线基本平行, 即临界状态线的斜率基本相等, 而截距不同, 说明截距与试样剪切前的密度和级配有关。

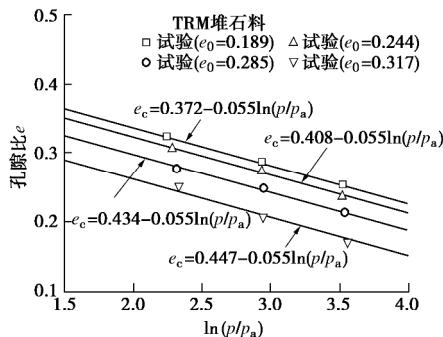


图 2 TRM 在 $e - \ln(p/p_a)$ 平面上的临界状态线

Fig. 2 Critical state lines in $e - \ln(p/p_a)$ plane for TRM

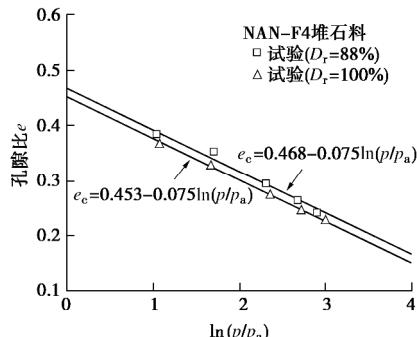


图 3 NAN-F4 在 $e - \ln(p/p_a)$ 平面上的临界状态线

Fig. 3 Critical state lines in $e - \ln(p/p_a)$ plane for NAN-F4

由于临界状态是试验的最终状态, 试验过程中颗粒发生了破碎, 颗粒级配发生了变化, 因此截距也与颗粒破碎有关。图 2, 3 的线性回归结果表明截距与试样初始孔隙比具有线性变化趋势。因此, 在不考虑颗粒破碎过程对临界状态线的影响条件下, 临界状态孔隙比可近似地表示为

$$e_c = e_{c0} + k_c e_0 - I_c \ln(p/p_a). \quad (29)$$

式中 e_0 为初始孔隙比; e_{c0} 和 k_c 为临界状态线参数; I_c 则为临界状态线的斜率。通过对截距与试样固结后剪切前初始孔隙比的线性回归分析, 得出 TRM 堆石料的 e_{c0} , k_c 分别为 0.182, 0.599, NAN-F4 堆石料的 e_{c0} , k_c 分别为 0.377, 0.311。由于这些参数是根据临界状态处的试验值确定的, 因此所得参数值实际上已包含了颗粒破碎的影响。

2 模型参数的确定

本模型共计 12 个参数, 包括模量参数 G_0 , n , I , h_1 , h_2 ; 临界状态参数 M_c , e_{c0} , k_c , I_c ; 剪胀参数 d_1 , n_d ; 边界应力比参数 n_b 。各参数的确定步骤如下: G_0 , n , I 为常见的土力学参数, 其取值和试验材料性质有关, 由常规试验可以得到; $n_b = \ln(M_c/M_b)/y_b$, y_b 代表边界应力比时的 y 值; $n_d = \ln(M_d/M_c)/y_d$, y_d 代表剪胀应力比时的 y 值; 临界状态参数 M_c , e_{c0} , k_c 和 I_c 可通过试验数据回归临界状态关系得到; 剪胀参数 d_1 和塑性模量参数 h_1 , h_2 可通过试验数据模拟计算确定。

3 模型验证

利用建立的三维多重机制边界模型, 对不同初始孔隙比和围压条件下的 TRM 堆石料^[3]和 NAN-F4 堆石料的排水三轴压缩试验结果进行数值模拟比较。根据三轴试验结果, 对试验数据进行整理, 确定 2 组堆石料试样所对应的模型参数如表 1 所示。

图 4~7 分别为不同初始孔隙比和围压条件下 TRM 堆石料的排水三轴试验结果和模拟计算值。从图中可以看出, 模型可以较好地反映初始密度和围压对堆石料应力应变行为的影响。在相同固结后剪切前初始孔隙比条件下, 随着围压从 0.4~1.6 MPa 的增大, 偏应力 - 轴应变曲线从应变软化向应变硬化变化, 围压越大, 偏应力越大; 体应变从剪胀向剪缩变化。在相同围压条件下, 随着固结后剪切前初始孔隙比从 0.189~0.317 的增大, 偏应力的峰值逐渐减小, 偏应力 - 轴应变曲线从应变软化向应变硬化变化, 不同初始孔隙比的偏应力逐渐趋近于临界状态下的偏应力, 体应变从剪胀向剪缩变化。

表 1 模型参数

Table 1 Model parameters

参数	取值	
	TRM	NAN-F4
弹性模量参数	G_0	130 100
	n	0.25 0.30
	M_c	1.64 1.75
临界状态参数	e_{c0}	0.182 0.377
	k_c	0.599 0.311
	I_c	0.055 0.075
剪胀参数	d_1	1.5 1.5
	n_d	0.5 1.5
峰值强度参数	n_b	3.5 5.5
	I	0.014 0.018
塑性模量参数	h_1	0.3 0.5
	h_2	0.5 0.5

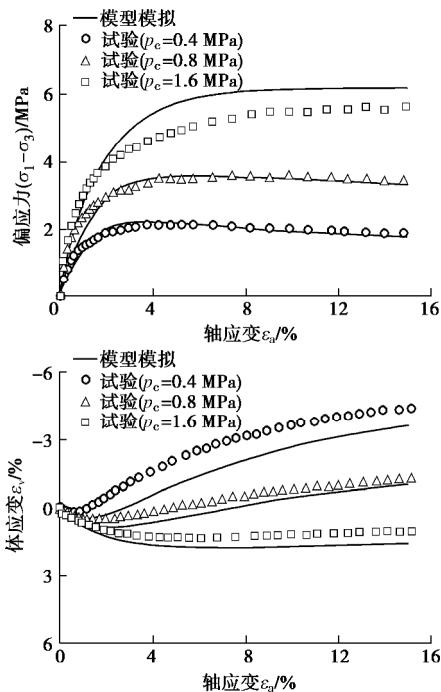
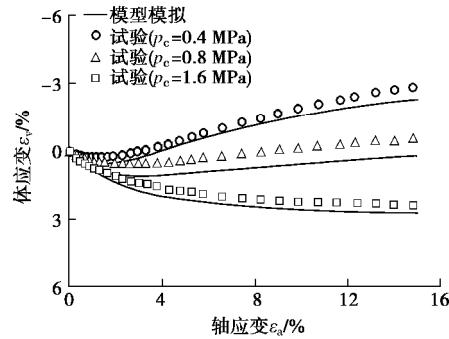
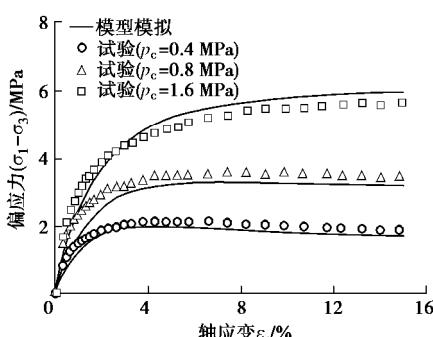
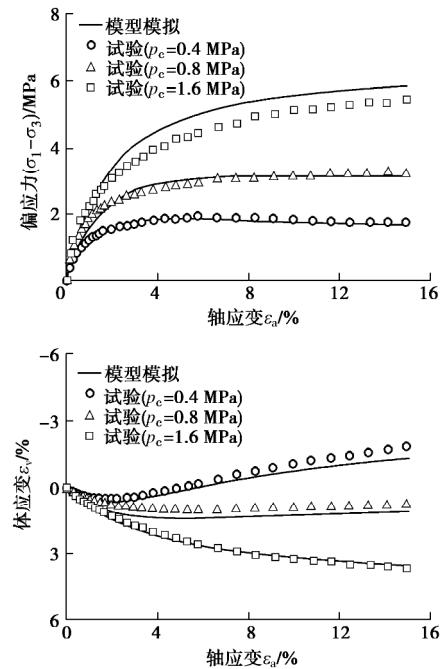
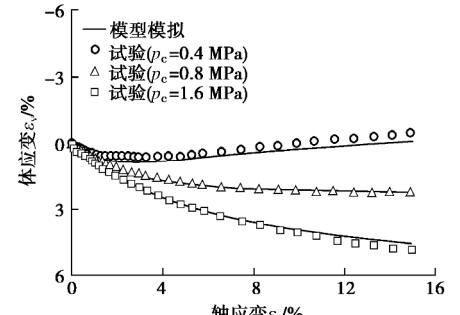
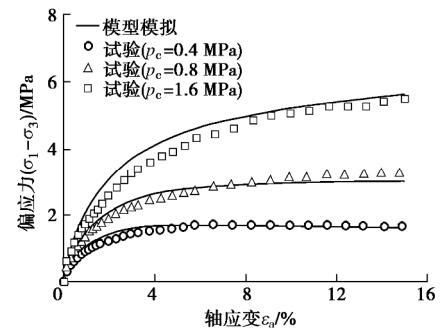
图 4 TRM 的试验和模型模拟结果($e_0=0.189$)Fig. 4 Test and simulated results for TRM ($e_0=0.189$)图 5 TRM 的试验和模型模拟结果($e_0=0.244$)Fig. 5 Test and simulated results for TRM ($e_0=0.244$)图 6 TRM 的试验和模型模拟结果($e_0=0.285$)Fig. 6 Test and simulated results for TRM ($e_0=0.285$)图 7 TRM 的试验和模型模拟结果($e_0=0.317$)Fig. 7 Test and simulated results for TRM ($e_0=0.317$)

图8, 9为在不同初始孔隙比和围压条件下NAN-F4堆石料的排水三轴试验结果和模拟计算值。虽然制样时孔隙比相同, 其固结后剪切前初始孔隙比随围压不同而变化。对于制样时相对密度 D_r 为88%的试样, 其孔隙比为0.300, 固结后剪切前初始孔隙比分别为0.292, 0.284, 0.271, 0.259, 0.254; 对于制

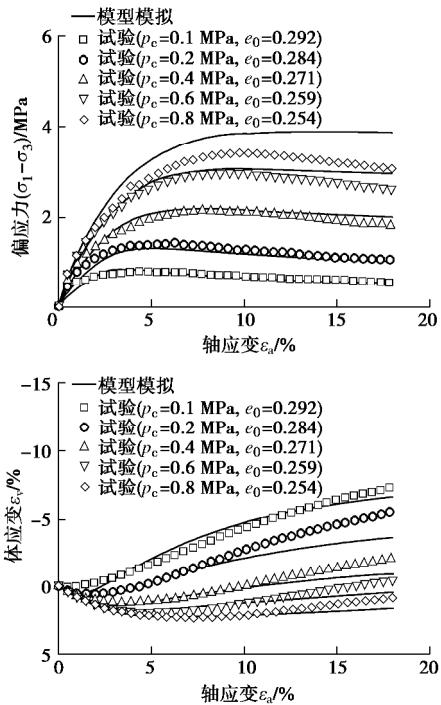


图8 NAN-F4的试验和模型模拟结果($D_r=88\%$)

Fig. 8 Test and simulated results for NAN-F4 ($D_r=88\%$)

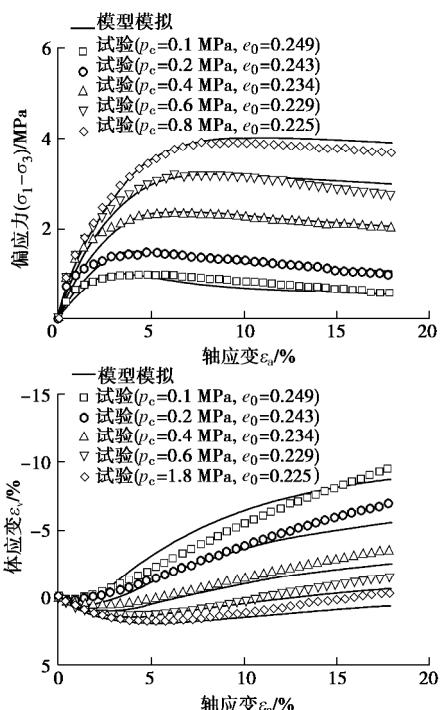


图9 NAN-F4的试验和模型模拟结果($D_r=100\%$)

Fig. 9 Test and simulated results for NAN-F4 ($D_r=100\%$)

样时相对密度 D_r 为100%的试样, 其孔隙比为0.255, 固结后剪切前初始孔隙比分别为0.249, 0.243, 0.234, 0.229, 0.225。从图中可以看出, 模拟结果与试验数据较为吻合, 说明本模型不仅能够较好地模拟堆石料的偏应力-轴应变关系曲线, 而且也可以较合理地预测堆石料的体应变-轴应变关系曲线。

4 结 论

(1)提出了一个堆石料状态相关三维多重机制界面模型, 模型把复杂的宏观变形行为分解为一个宏观体应变机制和一系列空间分布的相互独立虚拟微观剪切机制。每个虚拟微观剪切机制包含3个方向的微观剪应力-应变关系和微观应力-剪胀关系。

(2)使用本文模型对常规三轴试验结果进行数值模拟。通过对比试验结果和模拟计算值发现, 多重机制界面模型能够较好地体现不同密度和围压条件下堆石料的应变硬化和应变软化特性。

(3)实际筑坝堆石料所受应力十分复杂, 多重机制界面模型对复杂应力路径的适应性以及高围压下堆石料颗粒破碎过程对变形的影响有待进一步研究。

参考文献:

- [1] 刘萌成, 高玉峰, 刘汉龙. 堆石料剪胀特性大型三轴试验研究[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(2): 205-211. (LIU Meng-cheng, GAO Yu-feng, LIU Han-long. Study on shear dilatancy behaviors of rockfills in large-scale triaxial tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(2): 205-211. (in Chinese))
- [2] 徐志华, 孙大伟, 张国栋. 堆石料应力-应变特性大型三轴试验研究[J]. 岩土力学, 2017, 38(6): 1565-1572. (XU Zhi-hua, SUN Da-wei, ZHANG Guo-dong. Study on stress-strain behavior of rockfill using large-scale triaxial tests[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(6): 1565-1572. (in Chinese))
- [3] XIAO Y, LIU H, CHEN Y, et al. Strength and deformation of rockfill material based on large-scale triaxial compression tests: I Influences of density and pressure[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, 140: 04014070.
- [4] 杨光, 孙逊, 于玉贞, 等. 不同应力路径下粗粒料力学特性试验研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(4): 1118-1122. (YANG Guang, SUN Xun, YU Yu-zhen, et al. Experimental study of mechanical behavior of a coarse-grained material under various stress paths[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(4): 1118-1122. (in Chinese))

- [5] 施维成, 朱俊高, 代国忠, 等. 球应力和偏应力对粗粒土变形影响的真三轴试验研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(5): 776 - 783. (SHI Wei-cheng, ZHU Jun-gao, DAI Guo-zhong, et al. True triaxial tests on influence of spherical and deviatoric stresses on deformation of coarse-grained soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(5): 776 - 783. (in Chinese))
- [6] 潘家军, 程展林, 余挺, 等. 不同中主应力条件下粗粒土应力变形特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(11): 2078 - 2084. (PAN Jia-jun, CHENG Zhan-lin, YU Ting, et al. Experimental study on stress-strain characteristics of coarse-grained soil under different intermediate principal stresses[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(11): 2078 - 2084. (in Chinese))
- [7] 刘汉龙, 秦红玉, 高玉峰, 等. 堆石粗粒料颗粒破碎试验研究[J]. 岩土力学, 2005, **26**(4): 562 - 566. (LIU Han-long, QIN Hong-yu, GAO Yu-feng, et al. Experimental study on particle breakage of rockfill and coarse aggregates[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(4): 562 - 566. (in Chinese))
- [8] 高玉峰, 张兵, 刘伟, 等. 堆石料颗粒破碎特征的大型三轴试验研究[J]. 岩土力学, 2009, **30**(5): 1237 - 1246. (GAO Yu-feng, ZHANG Bing, LIU Wei, et al. Experimental study on particle breakage behavior of rockfills in large-scale triaxial tests[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(5): 1237 - 1246. (in Chinese))
- [9] 魏松, 朱俊高, 钱七虎, 等. 粗粒料颗粒破碎三轴试验研究[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(4): 533 - 538. (WEI Song, ZHU Jun-gao, QIAN Qi-hu, et al. Particle breakage of coarse-grained materials in triaxial tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(4): 533 - 538. (in Chinese))
- [10] 迟世春, 王峰, 贾宇峰, 等. 考虑细观单粒强度的堆石料破碎特性研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(10): 1780 - 1785. (CHI Shi-chun, WANG Feng, JIA Yu-feng, et al. Modeling particle breakage of rockfill materials based on single particle strength[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(10): 1780 - 1785. (in Chinese))
- [11] 孔宪京, 刘京茂, 邹德高, 等. 紫坪铺面板坝堆石料颗粒破碎试验研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(1): 35 - 40. (KONG Xian-jing, LIU Jing-mao, ZOU De-gao, et al. Experimental study of particle breakage of Zipingpu rockfill material[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(1): 35 - 40. (in Chinese))
- [12] 丁树云, 蔡正银, 凌华. 堆石料的强度与变形特性及临界状态研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(2): 248 - 252. (DING Shu-yun, CAI Zheng-yin, LING Hua. Strength and deformation characteristics and critical state of rockfill[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(2): 248 - 252. (in Chinese))
- [13] 蔡正银, 李小梅, 韩林, 等. 考虑级配和颗粒破碎影响的堆石料临界状态研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(8): 1357 - 1364. (CAI Zheng-yin, LI Xiao-mei, HAN Lin, et al. Critical state of rockfill materials considering particle gradation and breakage[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(8): 1357 - 1364. (in Chinese))
- [14] 岑威钧, 王修信, BAUER Erich, 等. 堆石料的亚塑性本构建模及其应用研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(2): 312 - 322. (CEN Wei-jun, WANG Xiu-xin, BAUER Erich, et al. Study on hypoplastic constitutive modeling of rockfill and its application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(2): 312 - 322. (in Chinese))
- [15] 程展林, 姜景山, 丁红顺, 等. 粗粒土非线性剪胀模型研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(3): 331 - 337. (CHENG Zhan-lin, JIANG Jing-shan, DING Hong-shun, et al. Nonlinear dilatant model for coarse-grained soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(3): 331 - 337. (in Chinese))
- [16] 贾宇峰, 迟世春, 林皋. 考虑颗粒破碎的粗粒土剪胀性统一本构模型[J]. 岩土力学, 2010, **31**(5): 1381 - 1388. (JIA Yu-feng, CHI Shi-chun, LIN Gao. Dilatancy unified constitutive model for coarse granular aggregates incorporating particle breakage[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(5): 1381 - 1388. (in Chinese))
- [17] 米占宽, 李国英, 陈生水. 基于破碎能耗的粗颗粒料本构模型[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(10): 1801 - 1811. (MI Zhan-kuan, LI Guo-ying, CHEN Sheng-shui. Constitutive model for coarse granular materials based on breakage energy[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(10): 1801 - 1811. (in Chinese))
- [18] 姚仰平, 黄冠, 王乃东, 等. 堆石料的应力 - 应变特性及其三维破碎本构模型[J]. 工业建筑, 2011, **41**(9): 12 - 18. (YAO Yang-ing, HUANG Guan, WANG Nai-dong, et al. Stress-strain characteristic and three-dimensional constitutive model of rockfill considering crushing[J]. Industrial Construction, 2011, **41**(9): 12 - 18. (in Chinese))
- [19] 陈生水, 傅中志, 韩华强, 等. 一个考虑颗粒破碎的堆石料弹塑性本构模型[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(10): 1489 - 1495. (CHEN Sheng-shui, FU Zhong-zhi, HAN Hua-qiang,

- et al. An elastoplastic model for rockfill materials considering particle breakage[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(10):1489 – 1495. (in Chinese))
- [20] 刘恩龙, 陈生水, 李国英, 等. 堆石料的临界状态与考虑颗粒破碎的本构模型[J]. 岩土力学, 2011, **32**(增刊2): 148 – 154. (LIU En-long, CHEN Sheng-shui, LI Guo-ying, et al. Critical state of rockfill materials and a constitutive model considering grain crushing[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(S2): 148 – 154. (in Chinese))
- [21] 朱 晟, 魏匡民, 林道通. 筑坝土石料的统一广义塑性本构模[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(8): 1394 – 1399. (ZHU Sheng, WEI Kuang-min, LIN Dao-tong. Generalized plasticity model for soil and coarse-grained dam materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(8): 1394 – 1399. (in Chinese))
- [22] LIU H, ZOU D. Associated generalized plasticity framework for modeling gravelly soils considering particle breakage[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2013, **139**(5): 606 – 615.
- [23] 王占军, 陈生水, 傅中志. 堆石料的剪胀特性与广义塑性本构模型[J]. 岩土力学, 2015, **36**(7):1931 – 1938. (WANG Zhan-jun, CHEN Sheng-shui, FU Zhong-zhi. Dilatancy behaviors and generalized plasticity constitutive model of rockfill materials[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(7): 1931 – 1938. (in Chinese))
- [24] 魏匡民, 陈生水, 李国英, 等. 基于状态参数的筑坝粗粒土本构模型[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(4): 654 – 661. (WEI Kuang-min, CHEN Sheng-shui, LI Guo-ying, et al. Constitutive model for coarse-grained dam materials considering state parameter[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(4): 654 – 661. (in Chinese))
- [25] 卞士海, 李国英, 魏匡民, 等. 堆石料广义塑性模型研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(6): 996 – 1003. (BIAN Shi-hai, LI Guo-ying, WEI Kuang-min, et al. Generalized plasticity model for rockfill materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(6): 996 – 1003. (in Chinese))
- [26] XIAO Y, LIU H, CHEN Y, et al. Bounding surface model for rockfill materials dependent on density and pressure under triaxial stress conditions[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2014, **140**(4):04014002.
- [27] 刘斯宏, 邵东琛, 沈超敏, 等.一个基于细观结构的粗粒料弹塑性本构模型[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(5): 777 – 783. (LIU Si-hong, SHAO Dong-chen, SHEN Chao-min, et al. Microstructure-based elastoplastic constitutive model for coarse-grained materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(5): 777 – 783. (in Chinese))
- [28] 方火浪, 沈 扬, 郑 浩, 等. 砂土三维多重机构边界模型[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(7): 1189 – 1195. (FANG Huo-lang, SHEN Yang, ZHENG Hao, et al. Three-dimensional multi-mechanism bounding surface model for sands[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(7): 1189 – 1195. (in Chinese))
- [29] FANG H L, ZHENG H, ZHENG J. Micromechanics-based multi mechanism bounding surface model for sands[J]. International Journal of Plasticity, 2017, **90**: 242 – 266.
- [30] BAZANT Z P, OH B H. Microplane model for progressive fracture of concrete and rock[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1985, **111**(4): 559 – 582.
- [31] LI X S. A sand model with state-dependent dilatancy[J]. Géotechnique, 2002, **52**(3): 173 – 186.

DOI: 10.11779/CJGE201812003

基于沉降控制的组合后压浆灌注桩承载力计算研究

戴国亮^{1, 2}, 万志辉^{*1, 2}, 龚维明^{1, 2}, 王磊³

(1. 东南大学混凝土及预应力混凝土教育部重点实验室, 江苏南京 210089; 2. 东南大学土木工程学院, 江苏南京 210089;
3. 南京东大自平衡桩基检测有限公司, 江苏南京 210018)

摘要: 以沉降控制标准为原则来确定后压浆灌注桩的承载力有着重要的实际意义。基于石首长江公路大桥工程开展的6根大直径钻孔灌注桩现场静载试验, 通过对比分析桩端桩侧组合压浆桩压浆前后的试验结果, 研究了组合后压浆对深厚细砂层钻孔灌注桩承载变形性状的影响, 在此基础上通过统计得出了在不同桩顶沉降条件下桩端阻力增强系数、桩侧阻力增强系数的取值范围, 并给出了一种基于沉降控制标准的组合后压浆桩承载力设计方法, 最后通过工程实例验证了该设计方法的合理性。结果表明, 组合后压浆条件下的深厚细砂层钻孔灌注桩承载变形性能显著提升, 且承载力提高幅度随着桩顶沉降的增加逐渐增大; 组合后压浆桩加载至极限状态时, 其极限承载力至少提高66%, 且能有效地控制桩基沉降量; 同时组合压浆后能有效地改善桩端支承性能与桩侧受力特性, 显著提高桩端阻力和桩侧摩阻力, 并对桩基的荷载传递特性产生明显影响。此外, 设计计算方法能较好地给出组合后压浆桩荷载沉降关系的范围, 可保守地将计算结果的下限作为工程设计使用。

关键词: 深厚细砂层; 组合后压浆桩; 静荷试验; 桩阻力; 沉降控制; 增强系数

中图分类号: TU473 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2018)12-2172-10

作者简介: 戴国亮(1975-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程教学和科研工作。E-mail: daigl@seu.edu.cn。

Calculation of bearing capacity for combined post-grouting bored piles based on settlement control

DAI Guo-liang^{1, 2}, WAN Zhi-hui^{1, 2}, GONG Wei-ming^{1, 2}, WANG Lei³

(1. MOE Key Laboratory for RC and PRC Structure, Nanjing 210089, China; 2. School of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 210089, China; 3. Nanjing Dongda Self-Balance Pile Foundation Inspection Co., Ltd., Nanjing 210018, China)

Abstract: It is of great practical significance to determine the bearing capacity of post-grouting piles on the basis of the principle of settlement control. Based on the field static load tests on six large-diameter cast-in-situ bored piles of Shishou Yangtze River Highway Bridge project, the influences of combined post-grouting on the bearing and deformation behaviors of cast-in-situ bored piles in deep fine sand layer are studied by comparing the field test results before and after combined post-grouting. The range of improvement coefficient for the tip resistance and shaft resistance under different pile head settlements is obtained through statistical analysis on the basis of the field test results, and a design method for the bearing capacity of combined post-grouting pile based on settlement control criterion is presented. Finally, a case history is cited to demonstrate the validity of the design method. The results show that the bearing capacity of cast-in-situ bored pile in deep fine sand layer is significantly improved under the combined post-grouting, and the improved range of bearing capacity increases with the increasing settlement of the pile head. Moreover, the ultimate bearing capacity of combined post-grouting pile is increased by at least 66% under the ultimate loading, and the settlement of pile head can be controlled effectively. Meanwhile, the bearing performances of the pile tip and mechanical characteristics of the pile side can be improved effectively, the tip resistance and side resistance are significantly improved by the combined post-grouting, and the load transfer characteristics of the pile have a significant impact. Additionally, the proposed method can well give the range of load-settlement relationship of combined post-grouting pile. It is suggested that the calculated lower bound should be used conservatively in engineering design.

Key words: deep fine sand layer; combined post-grouting; static load test; pile resistance; settlement control; improvement coefficient

基金项目: 国家自然科学基金项目(51478109, 51678145); 国家重点研发计划专项项目(2017YFC0703408); “六大人才高峰”高层次人才培养资助项目(XNY-047)

收稿日期: 2017-11-20

*通讯作者(E-mail: seuwanzhuhui@163.com)

0 引言

后压浆技术已广泛的应用于钻孔灌注桩的设计与施工中^[1], 大量研究表明^[2-7], 注入的压力浆液不仅影响桩端支承性能, 而且因端阻力与侧阻力相互增强效应及浆液对桩侧受力性状产生影响, 其对桩端阻力与桩侧阻力的发挥、荷载传递变化规律及桩基承载性状亦产生明显的影响。目前, 后压浆技术按压浆部位主要分为桩端后压浆、桩侧后压浆及桩端桩侧组合后压浆三大类, 其中桩端后压浆技术在 1958 年开始应用于工程实践中, 之后在世界各地得到了广泛的应用与发展^[8-11]。而桩侧后压浆技术相比桩端后压浆技术起步稍晚, 该技术因能有效地改善桩侧与土体的边界条件、增强桩侧摩阻力进而大幅度提升水平力和抗拔力, 因而在大型桥梁、高速铁路、高耸塔型建筑、港口码头及海上石油平台等工程中逐渐被应用^[12-15]。然而, 桩端桩侧组合后压浆的理论方面研究及工程实践应用相比桩端后压浆或桩侧后压浆都较为复杂, 使得关于桩端桩侧组合后压浆技术的报道较少, 相应的承载性能研究也较少, 因而研究桩端桩侧组合后压浆桩的承载性状有着重要的意义。

随着上部结构对基础沉降要求的提高, 后压浆技术不仅作为提升承载力的措施, 还逐渐成为沉降控制的手段。房凯等^[16]在统计的基础上给出了在不同位移条件下卵砾石层的后注浆桩承载力提高系数, 通过正态分布函数拟合并得出基于变形控制的后注浆承载力预测方法。戴国亮等^[17]基于现场静载试验结果分析了后压浆桩的荷载沉降传递特性, 并在后压浆桩增强效应用机制的基础上, 给出了一种后压浆桩荷载沉降关系的计算方法。上述给出的方法仅针对于桩端后压浆桩, 而关于组合后压浆桩的设计方法还未见报道。因此有必要研究不同沉降控制标准的组合后压浆桩设计方法, 在此基础上完善后压浆桩的沉降设计方法对后压浆技术的应用有着重要的实际意义。

为此, 本文基于石首长江公路大桥工程的 6 根大直径钻孔灌注桩, 在组合压浆过程中采用自动控制系统并对组合压浆桩进行现场静载试验, 通过对比分析组合压浆桩压浆前后的试验结果, 研究组合后压浆对深厚细砂层钻孔灌注桩承载变形特性的影响规律, 并在此基础上通过统计得出在不同桩顶沉降条件下桩端阻力增强系数、桩侧阻力增强系数的取值范围, 进而研究基于沉降控制标准的组合后压浆灌注桩承载力设计方法, 最后通过工程算例验证该设计方法的合理性。本文研究成果可为深化深厚细砂层组合后压浆桩承载特性的认识及设计计算提供参考。

1 工程地质和试桩概况

石首长江公路大桥工程位于湖北省南部, 横跨长江, 路线全长为 39.723 km。其中主桥总长 1.45 km, 南北引桥总长 8.079 km, 主引桥基础均采用大直径钻孔灌注桩。根据浅层反射波法地震勘探结果, 桥址区基岩埋深在 250 m 以下, 且地质钻探结果显示, 勘探至 180 m 未见基岩, 揭露的地层均为第四系松散沉积物, 浅层为全新统黏土、淤泥质土, 深部均为全新统细砂土。由于细砂地层厚, 地质条件较为单一, 主塔基础设计桩长达 120 m, 而引桥基础设计桩长也达 54 m。为了提升桩基承载力, 优化指导基础设计, 对该桩基工程开展桩端桩侧组合后压浆技术的研究。

为研究深厚细砂地层后压浆灌注桩的承载特性, 开展了南北岸引桥 4 个场地共 8 根试桩的现场静载荷试验。其中北岸引桥试桩 SZY01—SZY04 采用回旋钻反循环成孔工艺, 南岸引桥试桩 SZY05—SZY08 采用旋挖钻成孔工艺, 且试桩 SZY02—SZY06、SZY08 采用桩端桩侧组合后压浆技术, 而试桩 SZY01、SZY07 采用桩侧后压浆技术。本文仅研究桩端桩侧组合后压浆对深厚细砂地层钻孔灌注桩承载性状的影响, 因此选取试桩 SZY02—SZY06、SZY08 为研究对象。由于墩高和跨径的不同, 且地层具有差异性, 从而导致不同墩位基桩的设计尺寸不一致。6 根试桩基本概况见表 1。试桩桩长范围内土层分布剖面图如图 1 所示。

表 1 试桩概况

Table 1 Overview of the test piles

试桩 编号	桩径 /m	桩长 /m	桩顶标 高/m	桩端 持力层	测试 模式
SZY02	2.0	50	33.8	细砂	压浆前、后
SZY03	2.0	52	32.8	细砂	压浆前、后
SZY04	2.0	52	32.8	细砂	压浆前、后
SZY05	1.8	54	30.3	细砂	压浆前、后
SZY06	1.8	54	30.3	细砂	压浆前、后
SZY08	1.5	40	32.4	细砂	压浆前、后

2 现场试验概况

2.1 静载试验

根据试桩长度范围内土层分布、设计桩长及设计桩径等参数估算得到部分试桩压浆后极限承载力超过 40000 kN, 若采用传统静载试验方法不仅受到了试验场地的限制, 还增加了试验的时间及成本, 因此本次工程试桩采用自平衡测试法。并为了通过试桩试验提出土层的极限摩阻力和桩端极限承载力, 及确定组合后压浆对增强桩端承载力、桩侧摩阻力的作用, 本次试桩试验采用双荷载箱自平衡测试法。而采用双荷载箱自平衡测试法的优点如下: ①能有效应用于超长桩

承载力测试,避免了单个荷载箱受限千斤顶布置大小的缺陷;②能有效应用于测试压浆前和压浆后桩基的承载力,避免了单荷载箱只能测出某一段极限承载力的缺陷;③可根据工程地质条件,灵活调整上下荷载箱加载顺序,分别测试得到不同段桩的承载力。因而根据设计参数将2个荷载箱设置于桩身内,将桩体自上而下分为上、中及下3段,具体布设位置如图1所示。

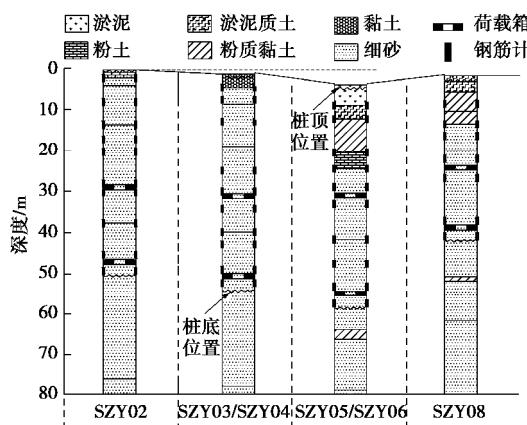


图1 试验场地土层分布剖面图及钢筋计布置图

Fig. 1 Distribution profile of soil layers of test site and shaft instrumentation

为了研究组合后压浆工艺对深厚细砂地层钻孔灌注桩承载性能的影响,在各试桩内布置钢筋应力计,在桩身内的钢筋笼主筋上沿桩周对称地安装4个钢筋应力计。钢筋计的布置应根据土体分布情况和桩长综合确定,各试桩的具体布置情况如图1所示。并采用长距离位移传感器测试位移,在桩顶及上、下荷载箱上分别安装2只位移传感器量测试桩顶位移及荷载箱的上、下位移。

试验采用慢速维持荷载法,荷载加卸载方法的具体细则按照《建筑基桩自平衡静载试验技术规程》(JGJ/T 403—2017)^[18]。试桩静载荷试验分为压浆前后两个阶段,第一阶段:在成桩后桩身混凝土强度达到要求后对试桩进行压浆前的静载荷试验;第二阶段:在压浆结束且经养护水泥浆液强度达到要求对试桩进行压浆后的静载荷试验。实践研究表明^[18-20],压浆经过不少于20 d的休止时间后,土体可完全恢复且水泥浆液的增强反应能基本完成,因此可以认为第一阶段静载试验对第二阶段静载试验的影响较小或忽略不计。试桩压浆前后每级加载为预估加载值的1/15,第一级按两倍荷载分级加载;而每级卸载量为3个加载级的荷载值。

2.2 组合后压浆施工

桩侧压浆装置采用直管法,设置3根Φ30 mm壁厚大于2.5 mm的压浆钢导管;桩侧压浆装置采用环

管法,设置2道压浆环管,且桩侧纵向压浆导管采用外径为30 mm的钢管。在浇筑混凝土后,桩身强度满足要求即可进行压浆前静载荷试验,待压浆前静载荷试验结束后可立刻进行桩端桩侧组合后压浆施工工艺。针对组合压浆顺序先桩侧后桩端,多断面桩侧压浆先上后下的原则,且桩侧与桩端压浆间隔时间不宜小于2 h。后压浆浆液采用P.O42.5普通硅酸盐水泥配制,水灰比为0.5。在压浆施工过程中,采用自主研制的自动控制器及数据采集系统对压浆施工过程中的压浆参数进行动态监测(笔者将另文详述压浆自动控制系统),得到了试桩各压浆导管施工过程中的压浆压力、压浆流量和压浆水泥用量等关键参数随时间变化的关系曲线如图2所示(仅选取试桩SZY04进行分析)。

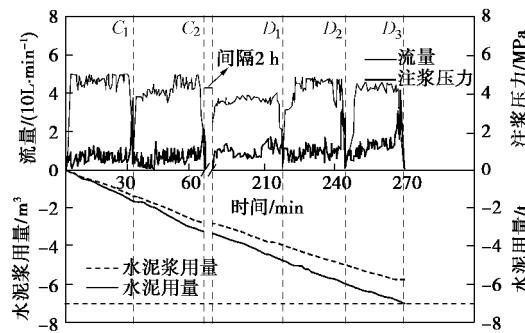


图2 试桩SZY04压浆关键参数随时间变化曲线

Fig. 2 Variation of grouting parameters with time for test pile SZY04

由图2可知,压浆流量、压浆压力随时间发生动态变化,且可了解压浆过程中压浆压力与压浆量随时间变化的规律。最终压浆水泥用量为7.0 t,同施工所用水泥量相同;桩侧、桩端压浆终止压力为2.2~4.2 MPa;流量变化范围为35~50 L/min,压浆参数均满足实际要求。因此,压浆过程中采用自动控制系统对压浆参数进行动态监测,能够准确地把握受压地层的条件情况,能快速地评价压浆效果,从而合理地改变压浆压力、压浆流量和水灰比等参数,使压浆施工工艺更加合理、规范。各试桩压浆关键参数见表2。

表2 压浆参数

Table 2 Grouting parameters

试桩 编号	压浆水泥用量 /t		终止压力 /MPa		环管距桩端 距离/m C ₁ , C ₂
	桩侧	桩端	桩侧	桩端	
SZY02	3.0	4.0	2.7	4.2	30, 15
SZY03	3.4	3.6	2.8	4.3	30, 15
SZY04	3.4	3.6	2.9	4.2	30, 15
SZY05	3.2	2.8	4.2	5.5	30, 15
SZY06	3.2	2.8	4.8	5.7	30, 15
SZY08	2.4	2.4	3.1	3.5	24, 12

注:桩侧终止压力仅给出了第二道桩侧环管的压浆压力;C₁, C₂分别表示第一、二道环管距桩端的距离。

表 3 不同位移下试桩压浆前后的荷载值及其提高幅度

Table 3 Loading values and corresponding increase ranges of test piles before and after grouting under different displacements

试桩 编号	s=5mm		s=10mm		s=15mm		s=20mm		极限	
	Q_{cr} /kN	提高 幅度/%								
SZY02	压浆前	8977	19.52	14088	29.23	17281	42.08	19034	52.89	21046
	压浆后	10729		18206		24554		29101		36513
SZY03	压浆前	9132	36.78	14662	38.65	18635	43.52	20631	51.68	22676
	压浆后	12491		20329		26725		31292		37648
SZY04	压浆前	9609	38.80	14361	47.05	18148	45.55	20339	49.45	22676
	压浆后	13338		21117		26414		30396		37648
SZY05	压浆前	7777	40.51	11730	54.10	14017	66.23	15387	66.14	16905
	压浆后	10927		18076		23301		25565		28291
SZY06	压浆前	7883	35.54	12495	47.58	14819	58.71	16054	61.08	16905
	压浆后	10685		18439		23520		25860		29091
SZY08	压浆前	6415	33.39	9190	40.79	9925	61.74	10358	76.81	10195
	压浆后	8557		12938		16054		18315		20023

3 组合后压浆桩静载试验结果分析

3.1 等效桩顶荷载 - 沉降特性分析

在成桩后 20 d 左右对试桩进行压浆前静载试验, 荷载箱加载顺序为先下后上; 而压浆完成后 30 d 左右对试桩进行压浆后静载试验, 荷载箱加载顺序同压浆前一样。因此, 将压浆前后两次双荷载箱自平衡静载测试结果等效转换为传统静载试验的桩顶荷载 - 桩顶沉降曲线, 具体细节可详见《建筑基桩自平衡静载试验技术规程》(JGJ/T 403—2017), 得到压浆前后各试桩等效转换曲线如图 3 所示。

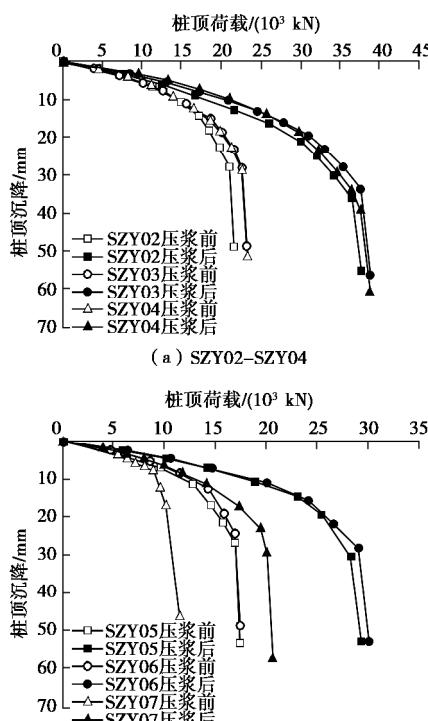


图 3 试桩等效的桩顶荷载 - 桩顶沉降曲线

Fig. 3 Curves of equivalent pile head load-settlement for test piles

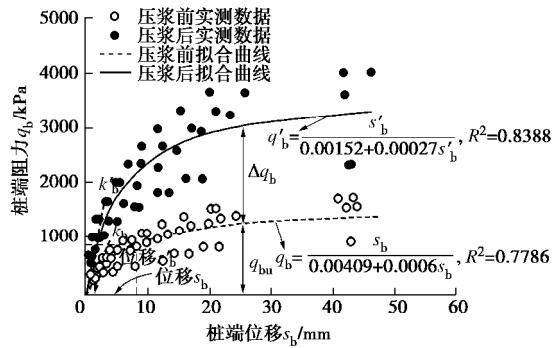
从图 3 可以看出, 组合压浆后试桩的承载性能明

显优于压浆前试桩。在加载初始阶段, 组合压浆后试桩的承载力就表现出大于压浆前试桩的承载力; 随着加载等级的增加, 试桩等效桩顶荷载 - 沉降曲线关系呈非线性, 且压浆前后试桩承载性能的差异逐渐增大; 继续增加荷载, 压浆前试桩的等效桩顶荷载 - 沉降曲线出现拐点, 而此时压浆后试桩的等效桩顶荷载 - 沉降曲线仍较为缓变, 表明组合压浆效果非常显著。此后在相同沉降量下, 压浆后试桩的承载力显著大于压浆前, 这是由于组合后压浆改变了桩基荷载传递特性所引起的。也进一步表明, 在该地区采用桩端桩侧组合后压浆有非常显著的提升作用。

根据等效转换的桩顶荷载 - 沉降曲线, 当位移 s 为 5, 10, 15, 20 mm 时, 压浆后试桩的荷载值及其相比于压浆前的提高幅度见表 3。由表 3 可见, 随着位移的增加, 承载力逐渐提高且其提高幅度也逐渐增大, 显示了组合后压浆桩具有强劲的后继作用效应, 可增强桩基强度的安全储备能力。在压浆桩达到极限状态时, 极限承载力的提高幅度至少 66%, 表明桩端桩侧组合后压浆工艺应用于深厚细砂地层能有效的提升基桩极限承载力, 同时沉降量也能得到有效的控制。

3.2 组合后压浆对桩阻力发挥特性分析

为了研究组合后压浆对深厚细砂地层钻孔灌注桩桩端承载能力和变形特性的影响规律, 利用桩身布置的钢筋应力计测试所得的实测数据可以转换为桩身轴力, 再根据桩身轴力、桩身自重可以求得不同截面的桩侧摩阻力。桩端阻力可通过下荷载箱向下荷载减去下段桩侧摩阻力得到, 而桩端位移根据下荷载箱向下位移减去下段桩的桩身压缩量求得。因此将 6 根试桩压浆前后的桩端力对面积进行归一化处理, 并对桩端阻力 - 桩端位移的试验结果进行统计分析, 得到了压浆前 59 个、压浆后 53 个桩端阻力 - 桩端位移 (q_b , s_b) 数据点, 如图 4 所示。

图 4 压浆前后 q_b - s_b 数据点的双曲线拟合Fig. 4 Fitted hyperbolic curves of q_b - s_b data before and after grouting

从图 4 可知, 组合压浆前后的 q_b - s_b 关系采用双曲线函数模型都可以较好地拟合, 而压浆后双曲线函数模型的拟合精度 $R^2=0.8388$ 高于压浆前双曲线函数模型的拟合精度 $R^2=0.7786$, 表明通过后压浆改善了桩端持力层性状, 增加了桩端承载力发挥的稳定性。在相同的桩端承载力作用下, 压浆后的 s_b' 要明显小于压浆前的 s_b , 且较小的桩端位移就能发挥较大的桩端阻力。与压浆前的桩端刚度 k_b 相比, 由于压力浆液有效地加固了桩端土层、桩端沉渣, 压浆后的 k_b' 明显增大, 使压浆后的 q_b' 远大于压浆前的 q_b , 压浆后桩端阻力增量值为 Δq_b , 则压浆后极限端阻力 q_{bu}' 等于压浆前 q_{bu} 与 Δq_b 之和, 表明组合后压浆能显著增强桩端承载变形性能与支承刚度, 并对桩端承载变形特性产生明显影响。此外, 由于本次试验采用的是双荷载箱自平衡测试法, 其下荷载箱加载的下段桩能较好地反映桩端阻力实际发挥情况。从图 4 可知, 在极限状态条件下, 压浆前后试桩的桩端阻力完全发挥所需的位移约为 $13.4\sim25.7$ mm ($0.9\%D\sim1.5\%D$, 其中 D 为桩径), 该结果小于 O'Neill^[21]认为的极限桩端阻力充分发挥所需位移为 $5\%D$ 的结果, 主要是由桩径大小及桩端持力层的差异造成。

一般来说, 桩侧摩阻力所占单桩承载力比例较高, 且其受力特性对单桩承载变形性能的发挥有直接影响。考虑到组合压浆对桩侧土体有较大的影响, 参考文献[17]对桩侧摩阻力与桩土相对位移的实测数据进行统计分析, 并对分析组合压浆前后桩侧摩阻力及其相应的桩土相对位移, 以探究组合后压浆对深厚细砂地层钻孔灌注桩侧受力特性的影响规律。其中桩侧摩阻力可通过布置在桩身不同位置的钢筋应力计间接获得, 而桩土相对位移可按下式计算^[17]:

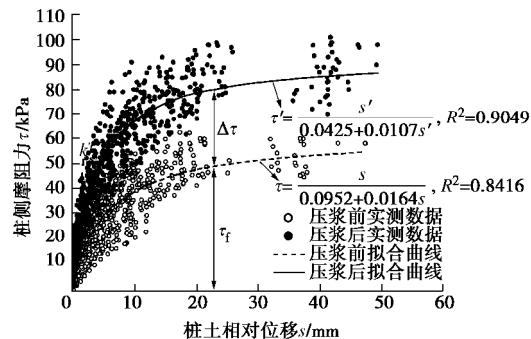
$$s_i = s_t - \sum_{j=1}^i \frac{L_j (P_j + P_{j+1})}{2E_p A_p} \quad , \quad (1)$$

式中, s_i 为第 i 层土的桩土相对位移, s_t 为荷载箱的向上(下)位移, L_i 为第 i 层土的厚度, P_i 为第 i 层土上

部桩身轴力, P_{i+1} 为第 i 层土下部桩身轴力, E_p 为桩身弹性模量, A_p 为桩的截面积。

因此对本工程中 6 根组合压浆前后和 2 根桩侧压浆前后试桩桩侧摩阻力-桩土相对位移的试验结果进行统计分析, 考虑压浆对桩身全范围内细砂层的摩阻力影响, 得到了压浆前 809 个、压浆后 883 个桩侧摩阻力-桩土相对位移 (τ , s) 数据点, 如图 5 所示。

从图 5 可知, 压浆前后的 τ - s 关系采用双曲线模型也达到了较好的拟合效果, 压浆前后双曲线模型的拟合精度分别为 $R^2=0.8416$ 、 $R^2=0.9049$ 。由于桩侧注入的水泥浆液填充了桩侧土体的孔隙及桩土接触面的缺陷, 浆液固结后形成强度较高的水泥结石体, 使得桩身一定长度范围内的桩径和桩侧面积增大, 并增大了桩侧剪切界面阻力和粗糙度, 有效地改善了桩侧受力特性, 从而提高了桩侧摩阻力发挥水平。因此压浆后的 k_s' 要大于压浆前的 k_s , 压浆后的 τ' 大于压浆前的 τ , 压浆后桩侧阻力增量值为 $\Delta\tau$, 则压浆后极限侧阻力 τ_f' 等于压浆前 τ_f 与 $\Delta\tau$ 之和, 表明桩侧压浆对桩的荷载传递特性会产生明显影响。

图 5 压浆前后 τ - s 数据点的双曲线拟合Fig. 5 Fitted hyperbolic curves of τ - s data before and after grouting

综上所述, 组合后压浆对深厚细砂地层钻孔灌注桩桩端及桩侧阻力发挥特性有显著的影响。桩端压力浆液通过加固桩端土层、桩端沉渣, 能显著增强桩端承载变形性能与支承刚度; 而桩侧压力浆液通过消除桩侧泥皮、加固桩侧土体, 能提高桩侧与土体的相互作用性能。因此, 组合压浆后增强了桩端土和桩侧土的初始刚度, 并提高了桩端阻力与桩侧阻力, 使得组合压浆桩相比未压浆桩不仅具有更高的承载性能, 而且在较小沉降变形下表现出更高的承载能力, 或在相同荷载作用下表现出更高的沉降变形控制能力。

4 基于沉降控制的组合后压浆灌注桩承载力计算

4.1 基于沉降标准的后压浆桩阻力增强系数定义

随着上部结构对基础沉降控制的要求越来越严

格, 特别是对超高层建筑、大跨径桥梁和轨道交通等重要构筑物, 使控制桩基沉降成为桩基设计的关键。对后压浆桩而言, 可按承载力或沉降两种不同方法进行设计。其中按承载力设计考虑压浆加固桩端或桩侧土体进而增强桩基阻力, 关注的是桩侧阻力和桩端阻力之和; 而按沉降控制不仅要考虑桩基阻力发挥的程度, 还要考虑桩基阻力发挥的过程, 因此基于沉降控制的后压浆桩设计应考虑压浆对桩基阻力的增强作用。

实际上, 不同的桩顶沉降标准对应的桩基阻力发挥程度是不同的, 其桩基阻力增强系数也不相同。为了给后压浆桩设计提供参考依据, 本文将桩基阻力增强系数与桩顶沉降联系起来。由于本文工程中试桩桩长范围内的土层主要为细砂, 因而仅考虑压浆对桩身总侧阻力的影响, 并给出了在不同桩顶沉降下压浆桩与未压浆桩的桩端阻力、桩身总侧阻力对比如图 6 所示。

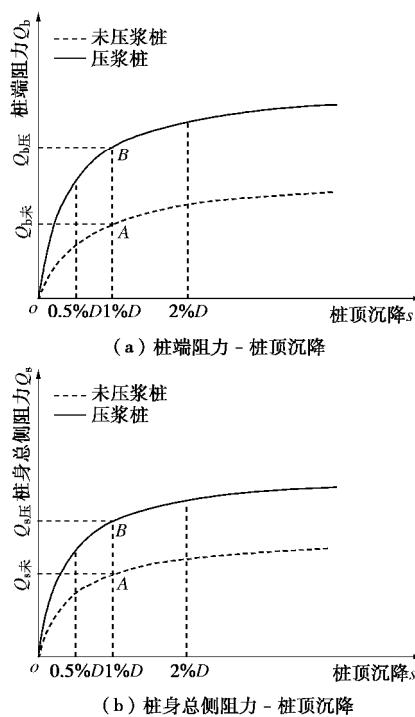


图 6 不同桩顶沉降条件下压浆桩与未压浆桩阻力对比

Fig. 6 Comparison of pile resistances between grouted and ungrouted piles under different settlements

表 4 不同桩顶沉降条件下桩侧阻力增强系数 β_s

Table 4 Improvement coefficients of shaft resistance under different settlements

项目	0.25%D	0.5%D	0.75%D	1%D	1.25%D	1.5%D	1.75%D	2%D	2.25%D	2.5%D	2.75%D	3%D
最小值	1.10	1.08	1.27	1.38	1.38	1.42	1.46	1.47	1.47	1.47	1.47	1.47
最大值	1.51	1.44	1.45	1.51	1.56	1.62	1.61	1.61	1.59	1.59	1.59	1.59
平均值	1.26	1.29	1.36	1.44	1.47	1.51	1.54	1.54	1.54	1.53	1.53	1.53
变异系数	0.10	0.08	0.05	0.03	0.04	0.05	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03

由图 6 可知, 不同的桩顶沉降标准压浆桩与未压浆桩都对应着相应的桩端阻力值、桩身总侧阻力值, 两者的比值定义为在该桩顶沉降下桩端阻力增强系数、桩侧阻力增强系数。在桩顶沉降为 $1\%D$ 时, 压浆桩和未压浆桩的桩端阻力值分别为 $Q_{b\text{压}}$ 、 $Q_{b\text{未}}$, 而压浆桩和未压浆桩的桩身总侧阻力值分别为 $Q_{s\text{压}}$ 、 $Q_{s\text{未}}$, 那么在该桩顶沉降下桩端阻力增强系数、桩侧阻力增强系数表达式如下:

$$\left. \begin{aligned} b_{b, 1\%D} &= \frac{Q_{b\text{压}}}{Q_{b\text{未}}}, \\ b_{s, 1\%D} &= \frac{Q_{s\text{压}}}{Q_{s\text{未}}}. \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

按上述方法, 其他桩顶沉降条件下的桩端阻力增强系数、桩侧阻力增强系数也可以相应的给出。

4.2 不同沉降标准下后压浆桩阻力增强系数统计分析

为了考虑组合压浆对桩基阻力的影响, 笔者就本次试验的实测数据统计了深厚细砂地层组合后压浆灌注桩在不同桩顶沉降标准的桩基阻力增强系数, 以期为深厚细砂地层组合后压浆灌注桩的设计提供参考。其中桩端阻力增强系数通过本次试验的 6 根组合压浆桩统计获得, 而桩侧阻力增强系数由本次试验的 6 根组合压浆桩及本文未考虑的 2 根桩侧压浆桩统计给出。通过在不同桩顶沉降条件下压浆后与压浆前桩基阻力发挥特性的对比给出了桩端阻力增强系数、桩侧阻力增强系数的取值范围, 如表 4, 5 所示。

从表 4, 5 可以看出, 桩侧阻力增强系数随着桩顶沉降的增加呈先增大后逐渐趋于稳定, 且桩侧阻力增强系数的变异系数较小, 即离散性较小, 反映了桩侧压浆增强了桩侧与土体的相互作用性能, 对桩侧阻力发挥具有更好的稳定性。而桩端阻力增强系数的变异系数稍大, 主要由于试验数据有限, 加上压浆对端承力影响因素的复杂性, 使统计给出的取值区间范围稍大, 但根据变异系数分析给出的桩端阻力增强系数的取值范围是可以满足设计要求的。

为了进一步分析在不同桩顶沉降标准的后压浆桩阻力增强作用, 图 7 给出了压浆桩桩端阻力增强系数、桩侧阻力增强系数的平均值与不同桩顶沉降的变化关系。从图中可以看出, 随着桩顶沉降的增加, 桩端阻

表 5 不同桩顶沉降条件下桩端阻力增强系数 β_b

Table 5 Improvement coefficients of tip resistance under different settlements

项目	0.25%D	0.5%D	0.75%D	1%D	1.25%D	1.5%D	1.75%D	2%D	2.25%D	2.5%D	2.75%D	3%D
最小值	1.61	1.89	1.94	1.88	1.90	1.97	2.12	2.24	2.25	2.26	2.25	2.25
最大值	2.91	3.32	3.52	3.44	3.42	3.61	3.71	3.82	3.77	3.69	3.64	3.58
平均值	2.23	2.44	2.48	2.46	2.43	2.48	2.58	2.61	2.60	2.58	2.58	2.57
变异系数	0.24	0.22	0.24	0.23	0.21	0.22	0.20	0.21	0.21	0.20	0.19	0.18

力增强系数、桩侧阻力增强系数呈先增大后趋于稳定,且桩侧阻力增强系数变化相对平稳,增加速率明显小于桩端阻力。当桩顶沉降小于 $0.5\%D$ 时,桩端阻力增加迅速,主要由于桩端压浆对桩端土体产生了预压作用,在桩顶荷载作用下桩端阻力提前参与了作用,使压浆桩能在较小的沉降变形下表现出较高的桩端阻力;随着桩顶荷载的增加,桩顶沉降继续增大,桩侧阻力增加速率变缓并趋于稳定,而桩端阻力有所降低,由于未压浆桩的端阻力逐渐发挥,导致桩端阻力增强系数略有降低;当桩顶沉降大于 $1.75\%D$ 时,桩侧阻力增强系数维持在一定值,表明压浆前后桩侧阻力均达到了极限,而桩端阻力增强系数仍有所降低并未稳定于一定值。根据前述的试验结果分析可知,压浆前后桩端阻力 - 端位移关系可由双曲线函数较好地拟合且函数形式仍呈增长趋势,说明压浆前后桩端阻力 - 端位移曲线后阶段呈塑性硬化关系,此结论与文献[22]给出的桩端荷载传递函数模型结论一致。

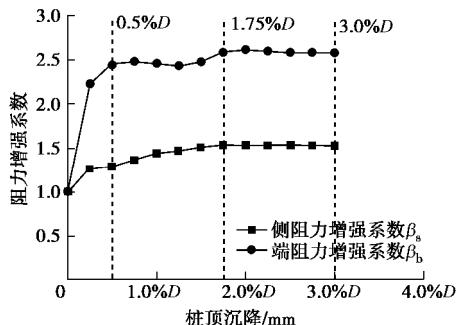


图 7 不同桩顶位移条件下压浆桩阻力的增强系数平均值

Fig. 7 Average values of improvement coefficient of pile resistance for grouted piles under different settlements

4.3 以沉降控制为原则的组合后压浆灌注桩承载力计算方法

目前后压浆桩的设计方法主要是基于单一经验系数且不考虑桩基阻力发挥过程的计算方法,因此,根据现有的计算方法仅能得到后压浆桩承载力标准值或特征值,而不能得到其承载力与桩顶沉降的关系。然而,工程设计中不仅要关注承载力的极限状态,还需考虑正常使用的极限状态^[23],因此提出考虑不同沉降控制标准的后压浆桩承载力计算方法更符合设计要求。

根据上述统计给出的不同桩顶沉降标准的桩基阻力增强系数,将桩顶沉降为 $1\%D$ 条件下的压浆前桩端阻力 $Q_{b\text{未}}$ 、桩侧阻力 $Q_{s\text{未}}$ 乘以相应的桩端阻力增强系数 β_b 、桩侧阻力增强系数 β_s 即可得到在该桩顶沉降条件下压浆后桩端阻力 $Q_{b\text{压}}$ 、桩侧阻力 $Q_{s\text{压}}$,进而可以得到在该桩顶沉降条件下组合压浆后桩的承载力 $Q_{\text{压},1\%D}$ (图 8)。按上述方法,其他桩顶沉降条件下组合压浆后桩的承载力也可以相应的获得,因此可以得到组合压浆桩桩顶荷载 - 沉降的关系曲线。

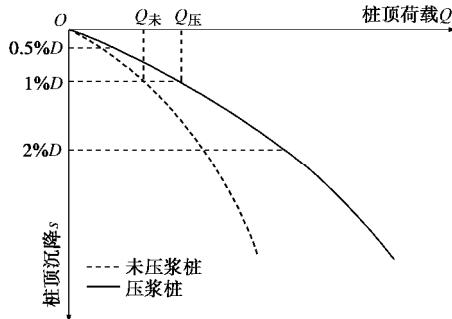


图 8 不同桩顶沉降条件下压浆桩与未压浆桩承载力对比

Fig. 8 Comparison of bearing capacities between grouted and ungrouted piles under different settlements

5 工程算例验证

为了验证本文方法的合理性,选用石首长江公路大桥主桥试桩 SZ05 为算例。试桩 SZ05 的基础型式为大直径超长钻孔灌注桩,桩径为 2.0 m,桩长为 110 m,采用 P.O.42.5 普通硅酸盐水泥配制浆液进行桩端桩侧组合后压浆技术,试桩桩长范围内主要分布的土层为细砂层,详细地质资料和试验概况见文献[24]。

采用本文的基于沉降控制标准的组合后压浆灌注桩设计方法,按照上述方法对试桩 SZ05 组合压浆后的荷载沉降关系进行计算,可分别得到组合压浆桩在桩基阻力增强系数最大值、平均值及最小值时的荷载沉降关系曲线,并与实测值进行对比,如图 9 所示。

从图 9 可以看出,组合后压浆桩荷载沉降关系的实测结果在计算结果的区间范围内,并与采用的桩基阻力增强系数的平均值计算结果较为接近,虽然本文方法不能精确地计算给出组合后压浆桩的荷载沉降关系曲线,但作为一种设计方法还是能够满足工程需求。

因此通过本文方法得到的计算区间能给出组合后压浆桩荷载沉降关系的范围, 且从设计角度考虑, 可以保守地将计算结果的下限作为工程设计使用。

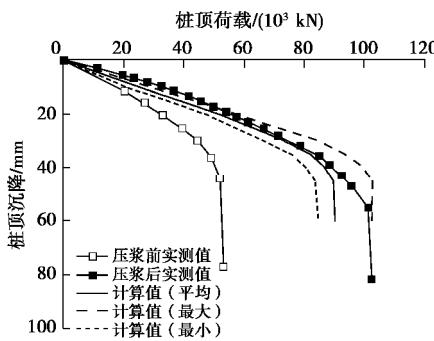


图 9 后压浆桩 SZ05 荷载沉降关系计算值与实测值对比

Fig. 9 Comparison between calculated and measured load-settlement behaviors of grouted pile SZ05

为了进一步说明本文方法的适用性, 以石首长江公路大桥主桥试桩 SZ04 为算例进行计算与对比分析。试桩 SZ04 的基础型式亦为大直径超长钻孔灌注桩, 桩径为 2.2 m, 桩长为 120 m, 同时采用 P.O.42.5 普通硅酸盐水泥配制浆液进行桩端桩侧组合后压浆技术, 试桩分布在超厚细砂地层中, 桩身范围内夹有大约 2 m 的卵石层, 详细地质资料和试验概况见文献[24]。

采用本文的基于沉降控制标准的组合后压浆桩设计方法, 且按照前述的方法对试桩 SZ04 组合压浆后的荷载沉降关系进行计算, 可得到其计算的最大值、平均值及最小值与实测值对比如图 10 所示。由图可知, 组合后压浆桩荷载沉降关系的实测结果亦在计算结果的区间范围内, 并与采用的桩基阻力增强系数的平均值计算结果比较接近。因此, 通过本文的基于沉降控制标准的组合后压浆灌注桩设计方法能较好的给出荷载沉降关系的范围, 该方法能够满足工程需求, 若保守设计, 可将计算结果的下限应用于工程。

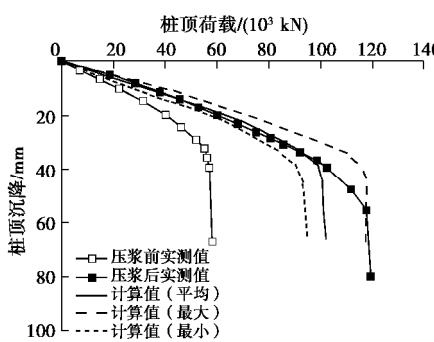


图 10 后压浆桩 SZ04 荷载沉降关系计算值与实测值对比

Fig. 10 Comparison between calculated and measured load-settlement behaviors of grouted pile SZ04

6 结 论

本文基于石首长江公路大桥工程的 6 根大直径钻孔灌注桩, 通过对压浆过程采用自动控制系统的组合后压浆桩进行现场静载试验, 研究了组合后压浆对深厚细砂层钻孔灌注桩的承载变形特性的影响规律, 并在此基础上研究了基于沉降控制标准的组合后压浆灌注桩承载力设计方法, 最后通过工程算例验证了该方法的合理性, 得出了以下结论:

(1) 组合后压浆桩随着桩顶沉降的增加, 承载力提高幅度逐渐增大, 表明组合后压浆桩具有强劲的后继作用效应, 可增强桩基强度的安全储备能力; 同时组合后压浆技术应用于细砂地层的钻孔灌注桩且加载至极限状态时, 其极限承载力至少提高 66%, 且能有效地控制桩基沉降量。

(2) 基于现场静载试验结果, 采用双曲线函数能较好地拟合压浆前后桩端阻力 - 桩端位移、桩侧阻力 - 桩土相对位移的关系, 并分析了桩阻力的发挥特性, 组合压浆后改善了桩端支承性能与桩侧受力特性, 使桩端阻力和桩侧摩阻力得到了大幅度提高, 并对桩基的荷载传递特性产生了明显的影响。

(3) 考虑组合压浆对桩基阻力的影响, 研究了基于沉降控制标准的组合后压浆桩承载力设计方法, 并在统计的基础上给出了桩基阻力增强系数的取值范围, 通过该方法可确定组合后压浆桩荷载沉降关系的范围。

(4) 工程实例分析表明本文计算给出的组合后压浆桩荷载沉降关系曲线范围的方法具有可行性与合理性, 并从设计角度考虑, 建议采用计算结果的下限作为工程设计使用。

本文给出的基于沉降控制标准的组合后压浆桩承载力设计方法简单实用, 能满足工程设计的需求, 但未统计压浆对各土层桩侧摩阻力, 而是简化为压浆对桩身总侧阻力的影响, 且统计得到的桩基阻力增强系数受限于试桩数量及局部地区情况, 尚难以直接推广至任意地区。仍需进一步积累现场实测结果并进行归纳统计分析, 以完善基于沉降控制标准的后压浆桩设计计算方法, 为其经济合理地应用于工程实际提供参考。

参考文献:

- [1] 张忠苗. 灌注桩后注浆技术及工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009. (ZHANG Zhong-miao. Post-grouting technology of bored piles and engineering application[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009. (in

- Chinese))
- [2] MULLINS G, WINTERS D, STEVEN D. Predicting end bearing capacity of post-grouted drilled shaft in cohesionless soils[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2006, **132**(4): 478 – 487.
- [3] 张建新, 吴东云. 桩端阻力与桩侧阻力的相互作用研究[J]. *岩土力学*, 2008, **29**(2): 541 – 544. (ZHANG Jian-xin, WU Dong-yun. Research on interaction between resistance at pile and lateral resistance of pile[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2008, **29**(2): 541 – 544. (in Chinese))
- [4] 张忠苗, 邹 健, 刘俊伟, 等. 桩端后注浆浆液上返高度的理论研究[J]. *岩土力学*, 2010, **31**(8): 2535 – 2540. (ZHANG Zhong-miao, ZOU Jian, LIU Jun-wei, et al. Theoretical study of climbing height of grout in pile-bottom base grouting[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, **31**(8): 2535 – 2540. (in Chinese))
- [5] 李永辉, 朱 翔, 周同和. 桩端后注浆对大直径灌注桩影响的现场对比试验研究[J]. *岩土力学*, 2016, **37**(增刊 2): 388 – 396. (LI Yong-hui, ZHU Xiang, ZHOU Tong-he. Experimental study of effects of pile tip post grouting on bearing characteristics of large-diameter bored pile[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, **37**(S2): 388 – 396. (in Chinese))
- [6] 黄生根, 张晓炜, 曹 辉. 后压浆钻孔灌注桩的荷载传递机理研究[J]. *岩土力学*, 2004, **25**(2): 251 – 254. (HUANG Sheng-gen, ZHANG Xiao-wei, CAO Hui. Mechanism study on bored cast-in-place piles with post-grouting technology[J]. *Rock and soil Mechanics*, 2004, **25**(2): 251 – 254. (in Chinese))
- [7] 刘念武, 龚晓南, 俞 峰. 大直径钻孔灌注桩的竖向承载性能[J]. *浙江大学学报(工学版)*, 2015, **49**(4): 763 – 768. (LIU Nian-wu, GONG Xiao-nan, YU Feng. Vertical bearing capacity of large-diameter bored pile[J]. *Journal of Zhejiang University (Engineering Science)*, 2015, **49**(4): 763 – 768. (in Chinese))
- [8] BRUCE D A. Enhancing the performance of large diameter piles by grouting[J]. *Ground Engineering*, 1986, **19**(4): 9 – 15.
- [9] DUAN X, KULHAWY F H. Tip post-grouting of slurry-drilled shafts in soil: Chinese experiences[C]// *Contemporary Topics in Deep Foundations*, ASCE. Orlando, 2009: 47 – 54.
- [10] DAI G, GONG W, ZHAO X, et al. Static testing of pile-base post-grouting piles of the Suramadu bridge[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 2010, **34**(1): 34 – 49.
- [11] THIYYAKKANDI S, MCVAY M, BLOOMQUIST D, et al. Experimental study, numerical modeling of and axial prediction approach to base grouted drilled shafts in cohesionless soils[J]. *Acta Geotechnica*, 2014, **9**(3): 439 – 454.
- [12] 王卫东, 吴江斌, 王向军. 桩侧注浆抗拔桩的试验研究与工程应用[J]. *岩土工程学报*, 2010, **32**(增刊 2): 284 – 289. (WANG Wei-dong, WU Jiang-bin, WANG Xiang-jun. Full-scale tests and application of side-grouting uplift piles[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2010, **32**(S2): 284 – 289. (in Chinese))
- [13] 王卫东, 吴江斌, 王向军, 等. 桩侧后注浆抗拔桩技术的研究与应用[J]. *岩土工程学报*, 2011, **33**(增刊 2): 437 – 445. (WANG Wei-dong, WU Jiang-bin, WANG Xiang-jun, et al. Study and application of side-grouting uplift piles[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2011, **33**(S2): 437 – 445. (in Chinese))
- [14] 钱建固, 马 宵, 李伟伟, 等. 桩侧注浆抗拔桩离心模型试验与原位测试分析[J]. *岩土力学*, 2014, **35**(5): 1241 – 1246. (QIAN Jian-gu, MA Xiao, LI Wei-wei, et al. Centrifuge model test and in-situ observation on behavior of side-grouting uplift pile[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2014, **35**(5): 1241 – 1246. (in Chinese))
- [15] 李洪江, 童立元, 刘松玉, 等. 后注浆超长灌注桩水平承载特性现场试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2016, **37**(6): 204 – 211. (LI Hong-jiang, TONG Li-yuan, LIU Song-yu, et al. Experimental study on lateral bearing behavior of post-grouting super-long bored pile[J]. *Journal of Building Structures*, 2016, **37**(6): 204 – 211. (in Chinese))
- [16] 房 凯, 张忠苗, 刘兴旺. 基于沉降标准的卵砾石层后注浆桩承载力预测[J]. *岩石力学与工程学报*, 2012, **31**(6): 1178 – 1183. (FANG Kai, ZHANG Zhong-miao, LIU Xing-wang. Prediction of bearing capacity of post grouting pile in gravel layer based on settlement criterion[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2012, **31**(6): 1178 – 1183. (in Chinese))
- [17] 戴国亮, 万志辉. 后压浆桩增强效应作用机制及荷载沉降关系研究[J]. *岩土工程学报*, 2017, **39**(12): 2235 – 2244. (DAI Guo-liang, WAN Zhi-hui. Study on enhanced mechanism and load settlement relationship of post grouting pile[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, **39**(12): 2235 – 2244. (in Chinese))
- [18] JGJ/T 403—2017 建筑基桩自平衡静载试验技术规程[S]. 2017. (JGJ/T 403—2017 Technical specification for static loading test of self-balanced method of building foundation

- piles[S]. 2017. (in Chinese))
- [19] WAN Z, DAI G, GONG W. Full-scale load testing of two large-diameter drilled shafts in coral-reef limestone formations[J]. Bulletin of Engineering Geology and Environment, 2017(10): 1 - 17.
- [20] 张帆, 龚维明, 戴国亮. 大直径超长灌注桩荷载传递机理的自平衡试验研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(4): 464 - 469. (ZHANG Fan, GONG Wei-ming, DAI Guo-liang. Experimental research on the load transfer mechanism of super-long large diameter bored pile with the self-balanced load test method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(4): 464 - 469. (in Chinese))
- [21] O'NEILL M W. Side resistance in piles and drilled shafts[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, 127(1): 1 - 16.
- [22] 万志辉, 戴国亮, 龚维明, 等. 基于自平衡法后压浆灌注桩荷载传递函数的变化分析[J]. 土木工程学报, 2017,
- [23] 杨敏. 基于变形控制设计原则的减少沉降桩基础研究[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(4): 481 - 486. (YANG Min. Study of reducing settlement pile foundation based on controlling settlement principle[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, 22(4): 481 - 486. (in Chinese))
- [24] 龚维明, 戴国亮. 桩承载力自平衡测试技术研究与应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015. (GONG Wei-ming, DAI Guo-liang. Research and application of self-balanced loading test technique for pile bearing capacity[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015. (in Chinese))

中国土木工程学会第十三届全国土力学及岩土工程学术大会 (第一号通知)

主办单位: 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会

承办单位: 天津大学, 天津城建大学, 天津建筑学会岩土力学与地下工程专业委员会

4年一度的中国土木工程学会全国土力学及岩土工程学术大会是我国岩土工程领域历史最为悠久、影响最为深远的学术会议之一。第十三届全国土力学及岩土工程学术大会将于2019年7月在天津召开。当前是中国基础设施工程建设飞速发展的时期, 伴随着高速轨道交通、高速铁路、高速公路、城市地铁、超高超限建筑、海洋资源开发等重大工程, 提出了许多新的土力学及岩土工程问题。第十三届学术大会将以“岩土工程品质提升与可持续发展”为主题, 对中国近年来土力学与岩土工程领域的最新研究进展进行广泛的学术交流。

征文内容: 会议主要研讨岩土工程的理论与实践、新技术和新方法等。组委会接受全文投稿, 大会学术委员会将组织专家成立论文评审委员会。征文内容包括以下12个方面。①岩土的基本性质与本构关系; ②岩土工程勘察、测试与评价技术; ③基础工程与地基处理; ④地下工程及深基坑工程; ⑤岩土工程数值仿真与信息化技术; ⑥土动力学与岩土地震工程; ⑦特殊土与边坡工程; ⑧环境岩土工程; ⑨岩土工程中的新技术与新材料; ⑩地质灾害预警与防治; ⑪重大岩土工程实录; ⑫岩土工程机械设备与施工技术。

投稿要求: 大会组委会于2018年7月31日开始接受论文投稿。应征论文须符合上述征文内容要求且未公开发表。投稿时须向会务组提交全文电子文件(投稿邮箱附后), 论文请按《岩土工程学报》期刊格式撰写, 论文模板请登录《岩土工程学报》网站下载中心下载, 来稿务请注明作者的详细通讯地址、E-mail及联系电话。

本次会议是四年一届的学术大会, 对应征论文的学术水平与写作质量均有严格要求。每篇论文由两位专家评审, 决定是否录用。根据被录用论文的研究内容与学术水平, 分别推荐论文由《土木工程学报》(增刊)、《岩土工程学报》(增刊)、《岩土力学》(正刊、增刊)、《中国公路学报》(专刊)、《地下空间与工程学报》(正刊、增刊)、《工程地质学报》(正刊)、《防灾减灾工程学报》(专刊)、《地震工程学报》(正刊、增刊)等近十个国内高水平期刊以正刊、专刊或增刊形式发表, 其中多本期刊的专刊或增刊可被EI检索。热忱欢迎岩土工程勘察、设计、检测监测、科研教学、设备和施工领域的科技工作者踊跃投稿。

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

(大会组委会 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE201812004

悬挂式帷幕地铁深基坑变形特性研究

李方明^{1, 2}, 陈国兴², 刘雪珠³

(1. 中国地震局工程力学研究所, 黑龙江 哈尔滨 150080; 2. 南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210009;
3. 江苏省岩土工程公司, 江苏 南京 210018)

摘要: 基于江漫滩地铁深基坑的变形实测资料, 采用理论分析、经验公式和有限元数值模拟方法, 总结了悬挂式帷幕基坑变形规律, 给类似工程设计和监测提供依据。结果表明: 悬挂式帷幕基坑地表沉降曲线呈凹槽形, 地表沉降考虑流固耦合作用大于不考虑流固耦合作用; 地下连续墙的最终形态为内凸膨胀型, 墙顶水平位移不完全是朝坑内移动, 地下连续墙最大水平位移与基坑挖深的比值和全止水帷幕基坑差异不大, 最大水平位移点深度位于坑底附近; 由降水引起的地表沉降占总沉降量的比值约为 0.54; 地表沉降范围可以划分为主要影响区、次要影响区和微弱影响区; 地表沉降曲线可根据影响分区选用不同的函数表达式; 最大地表沉降点位置大于同等条件下全止水帷幕基坑约 1.0~3.0 m。

关键词: 悬挂式止水帷幕; 地铁; 江漫滩; 基坑; 降水; 地表沉降

中图分类号: TU47; U45 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2018)12-2182-09

作者简介: 李方明 (1975-), 男, 博士, 高级工程师, 主要从事地下工程防灾减灾、地下空间的开发利用、桥梁隧道与古建筑结构检测和加固工作。E-mail: 184323102@qq.com。

Deformation characteristics of suspended curtain deep foundation pit of metro lines

LI Fang-ming^{1, 2}, CHEN Guo-xing², LIU Xue-zhu³

(1. Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin 150080, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech. University, Nanjing 210009, China; 3. Geotechnical Engineering Company of Jiangsu Province, Nanjing 210018, China)

Abstract: Based on the actual deformation data of suspended curtain deep foundation pit of metro lines in flood plain areas, the deformation laws of the deep foundation pit are analyzed to provide a reference to the design and monitoring of similar projects by using the methods of theoretical analysis, empirical formulas and finite element numerical simulation. The results show that the distribution curve of the ground subsidence behind the suspended curtain takes a shape of groove. The ground subsidence considering fluid-structure interaction is greater than that without considering fluid-structure interaction. The final shape of the underground diaphragm wall is convex. The horizontal displacement of the wall at the top does not completely move to the pit. The ratio of the maximum horizontal displacement of the diaphragm wall to the excavation depth of the foundation pit is similar to the situation of the foundation pit with wholly used waterproof curtain. The depth of the maximum horizontal displacement point is near the bottom of the foundation pit. The ratio of the ground subsidence caused by precipitation to the total subsidence is about 0.54. The range of ground subsidence can be divided into strong, moderate and weak influence areas. The curve of ground subsidence in each influence area can thus use different functional expressions. The location of the maximum ground subsidence point is farther than that of the foundation pit with wholly used waterproof curtain about 1.0~3.0 m under the same conditions.

Key words: suspended impervious curtain; metro; floodplain; foundation pit; precipitation; ground subsidence

0 引言

南京地处长江中下游, 是长三角经济圈的重要组成部分, 国家级江北新区和长三角特大城市的定位, 南京由跨江时代进入拥江时代发展, 大量地铁线路不可避免的位于长江漫滩区域。南京有近 1/4 的地域位于长江漫滩区, 已建成或规划的地铁站点多达 100 个

位于长江漫滩区 (图 1)。南京长江漫滩第四纪地层厚度约为 45.0~65.0 m, 上部以细粒沉积物软黏土为主, 下部粗粒河床沉积物砂、砾石为主。上部软黏土常夹

基金项目: 江苏省地质矿产勘查局基金项目 (2015-KY-11)

收稿日期: 2017-09-25

有粉细砂层透镜体, 层厚约 4.0~35.0 m, 中下部砂砾层厚约为 3.0~40.0 m, 多为承压含水层。软黏土强度低、压缩性高、孔隙比大、含水率高、多为软流塑状态; 砂砾层渗透系数大、透水性强, 地下水丰富, 工程特性差。由于砂砾含水层厚度较大, 地铁车站深基坑支护结构设计时, 考虑到施工复杂程度及经济性, 大量的采用悬挂式止水帷幕。悬挂式止水帷幕是指止水帷幕并没有穿透整个含水层进入相对不透水层, 而是进入含水层一定深度, 结合坑内降水, 形成内降外止的地下水处理方式(图 2)。当坑内进行降水时, 含水层的天然水力联系在水平方向受到阻碍, 基坑内外含水层上部不连续, 坑外地下水需绕流到止水帷幕墙底进入坑内, 止水帷幕加大了坑外地下水渗流路径, 减小了坑外地下水头的损失, 从而减小对周边环境的影响。但从以往的工程实测资料来看, 虽然悬挂式止水帷幕坑外水头损失要小于开放式大降水引起的水头损失, 但降水引起的基坑周边土体沉降也不容忽视, 其造成的影响远大于全止水帷幕基坑。

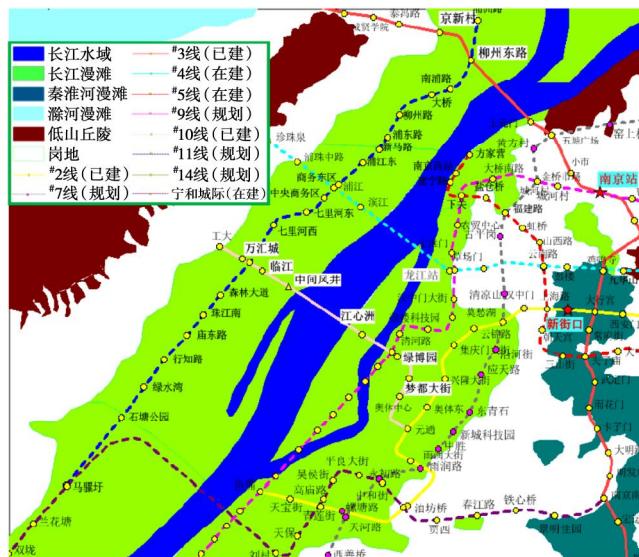


图 1 南京江漫滩区域及地铁线路分布图

Fig. 1 Yangtze River floodplain area and metro line distribution map of Nanjing

对于地下工程领域而言, 由于不同地区地层差异较大, 基于当地大量实测数据的统计分析经验方法仍是目前指导地下工程设计较为可靠的方法。许多学者^[1-11]均采用经验方法对基坑施工引起的变形进行了研究, 但这些研究成果大都针对全止水帷幕基坑, 尚未出现针对长江漫滩特殊地质条件下悬挂式止水帷幕基坑开挖与降水流固耦合作用引起基坑变形统计规律的研究成果, 以往的研究成果主要集中在单个基坑工程的悬挂式止水帷幕插入深度与坑外降水深度及地表沉降的

关系上^[12-15]。本文以 10 个长江漫滩地铁深基坑变形实测资料为基础, 采用理论分析、经验公式和有限元数值模拟方法, 总结了悬挂式止水帷幕基坑流固耦合作用引起的围护结构和周边地表变形特点和规律, 对掌控围护结构及周边环境的安全状态、合理控制基坑和周边环境的变形等具有重大的意义, 为今后本地区类似工程的设计、施工和监测提供经验依据。

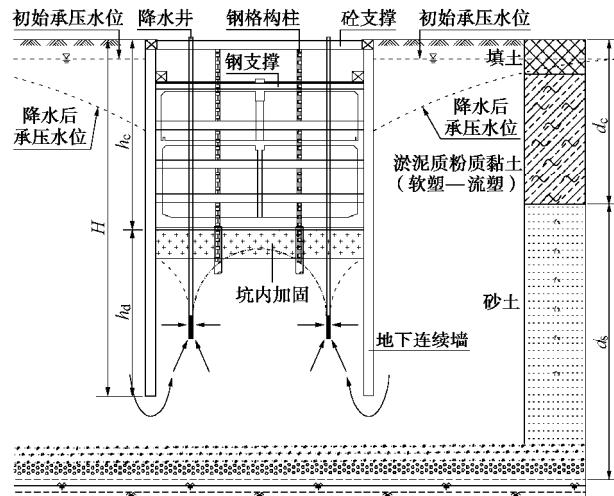


图 2 典型基坑支护剖面图

Fig. 2 Profile of typical support of foundation pit

1 工程概况

南京长江漫滩区域地铁车站标准段基坑开挖深度为 15.5~23.0 m, 宽度约 22.0 m, 均采用地下连续墙加内支撑的围护方式, 地下连续墙作为挡土和止水结构, 厚度为 800 mm 和 1000 mm, 墙体混凝土强度等级为 C35, 采用 H 型钢接头。首道支撑均采用强度、刚度和稳定性较好的钢筋混凝土支撑, 其余各道支撑和倒撑采用方便施工的 $\Phi 609 \text{ mm} \times 16$ 钢管支撑。坑底采用裙边加抽条的水泥土加固方式, 加固深度 3.0 m, 坑内管井降水, 明挖顺作法施工。10 个地铁车站基坑平面分布见图 1, 万汇城和龙江站 2 个为全止水帷幕, 工大站基坑地下连续墙虽然插入不透水层, 但要降低承压水头, 典型的悬挂式帷幕基坑支护剖见图 2。基坑的开挖深度、地下连续墙深度、支撑道数、工程地质情况见图 3。从图上可以看出, 基坑开挖深度为 16.0~23.0 m, 地下连续墙深度为 29.5~47.0 m, 悬挂式帷幕基坑地下连续墙插入比 $h_d/h_e=0.87 \sim 1.35$, 平均值 1.05, 全止水帷幕基坑插入比 $h_d/h_e=0.88 \sim 0.90$, 平均值 0.89, 悬挂式帷幕基坑地下连续墙插入比略大于全止水帷幕基坑, 主要原因是为最大限度的减少降水的影响。

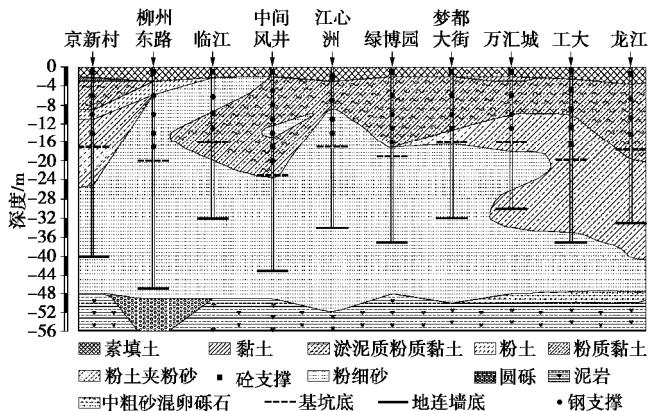


图3 工程地质剖面图

Fig. 3 Engineering geological profile

2 有限元数值模型建模

地铁车站深基坑均为狭长型, 采用ABAQUS二维平面有限元模型分析计算。因为降水影响范围远大于基坑开挖施工影响范围, 所以模型计算宽度主要取决于降水影响范围, 计算深度取至基岩, 无论是开挖还是降水对变形影响甚微。

把基坑假设为一个大的非完整井, 当坑内降水时, 坑内水位下降较快, 地下连续墙外侧地下水将沿垂直向绕流, 地下连续墙处内外水位落差最大, 远离基坑的区域水位降落不明显, 从而形成一个以基坑地下连续墙外壁为中心的降落漏斗。因漫滩区大多数为降低承压含水层水头, 其降水影响半径采用经验式估算^[16]:

$$R = 10s_w \sqrt{k} \quad (1)$$

式中 R 为降水影响半径(m); s_w 为井水位降深(m); k 为降水井影响范围内含水层的渗透系数加权平均值(m/d)。把基坑假设成大井, 江漫滩悬挂式帷幕基坑外侧地下水位降深小于 10.0 m, 已满足承压水头降深要求。以中间风井为例, 降水影响范围内含水层的渗透系数加权平均值约为 1.9 m/d, 经计算降水影响半径为 $R=137.8$ m。

综上所述, 以中间风井为例, 模型计算深度取 60.0 m, 即从地表算起至 K_{2p3} 泥岩层, 计算深度约为开挖深度 3 倍。模型计算宽度取基坑外 140.0 m, 约为开挖深度的 7 倍。模型边界两边为法向约束, 底面全约束(法向、切向约束)。模型边界两边地下水位位于地表以下 0.5 m, 水位恒定, 底面边界为不透水边界。坑内设管井, 每次降水完毕, 坑内最高水位线位于开挖面下 1.0 m, 水位线处孔压为零。地下连续墙与土的接触面采用面与面接触的指令 contact Pair 进行分析, 接触面无厚度, 小滑移, 采用 Mohr-Coulumb 摩擦模型, 摩擦系数为 0.3, 应用罚函数运算法则。

有限元计算模型黏性土采用硬化的修正剑桥模型(MCC)本构关系, 砂性土采用莫尔库仑模型(MC)本构关系。土体参数的选取依据勘察报告提供的实测值、经验公式推导值和根据实测资料反演得到的土层特性参数。修正剑桥模型中, I 为压缩曲线的斜率, k 为回弹曲线的斜率。 M 为通过平均主应力 p 和等效偏应力 t 应力平面上原点的临界状态线的斜率。 I 根据经验式(2)由塑性指数 I_p 确定, M 根据经验式(3)由内摩擦角 j 确定^[17], k 根据参数反演推算取值为 $I/10$ ^[18]。中间风井基坑各土层参数见表 1。

$$I = 0.0165I_p - 0.1309 \quad , \quad (2)$$

$$M = 6 \sin j / (3 - \sin j) \quad . \quad (3)$$

表1 土层物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of soils

层号	本构模型	层厚 /m	γ /(kN·m ⁻³)	c /kPa	j /(°)	E_s /MPa	M
①-2	MCC	1.0	18.6	22	10.8	2.34	0.40
①-1a2-3	MCC	1.0	18.5	18	17.5	3.50	0.67
①-2b4	MCC	11.0	16.7	11	11.6	3.46	0.43
②-2d3-4	MC	2.0	19.4	9	30.0	9.38	
②-2b4	MCC	8.0	16.7	11	11.6	3.46	0.43
②-4d1-2	MC	10.0	19.4	7	32.0	14.7	
②-5d1	MC	8.0	19.4	6	30.0	15.6	
④-4d1	MC	13	19.8	5	31.5	20.0	
K_{2p3}	MC	6.0	19.0	30	30.0	20.0	

土体采用平面四节点渗流应力耦合单元 CPE4P, 钢筋混凝土支撑、钢管支撑和地下连续墙均采用无厚度梁单元 B21 模拟。地下连续墙和钢筋混凝土支撑材料的弹性模量 $E_c=3 \times 10^4$ MPa, 钢管支撑弹性模量为 $E_t=2 \times 10^5$ MPa, 泊松比 $\mu=0.2$, 均为线弹性材料。

根据基坑开挖和降水的实际施工工况, 采用以下 3 个分析步模拟整个施工过程。①首先是初始地应力平衡过程, 此步中除掉原始土体之外的所有单元以及相应接触; ②第二步为激活地下连续墙结构单元与土体接触关系, 第一次降水, 开挖第一层土, 并施加第一道钢筋混凝土支撑; ③第三步为第二次降水, 第二次开挖土体, 施加第二道钢管支撑; 下一步为继续降水, 开挖下层土体, 施加下层钢管支撑, 直至土层开挖至坑底。

3 基坑变形特性分析

3.1 数值模拟计算值与实测值对比

目前地铁深基坑支护结构设计常用的计算软件有北京理正和上海同济启明星, 但二者都有局限性, 仅能计算基坑开挖引起的变形, 不能同时考虑开挖和降

水流固耦合作用, 其计算结果偏安全。实际上, 基坑降水开挖是一个应力场与渗流场共同作用的过程, 涉及到土体平衡、孔隙水渗流以及二者的相互作用, ABAQUS 有限元软件的渗流应力耦合模块可以基于土体总孔压变化, 采用有效应力法进行流固耦合分析。图 4 为各软件计算的地表沉降与地表实测沉降曲线对比图。从图上可以看出, 基坑周边地表沉降曲线形态均为凹槽型, ABAQUS 有限元计算的悬挂式止水帷幕基坑地表沉降曲线与实测曲线较为吻合, 计算值略小于实测值, 二者都远大于全止水帷幕时(不考虑降水影响)的地表沉降计算值。北京理正和上海同济启明星软件计算沉降曲线形态是闭合的, 其与 ABAQUS 全止水帷幕地表沉降曲线较为吻合。由此可见, 考虑流固耦合作用的坑外地表沉降远大于不考虑流固耦合作用的地表沉降, 沉降最大处前者约为后者的 2.3 倍, 主要原因是降水除了使坑外土体有效应力增加外, 坑内外水头差的存在将使得主动区土中存在着向下的渗透力, 土体加密, 导致地表沉降大于不考虑流固耦合作用的情况。

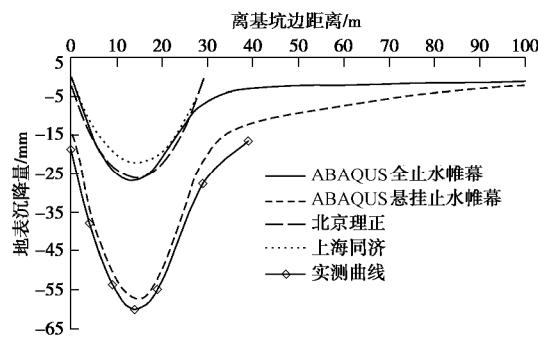


图 4 中间风井基坑地表沉降对比曲线图

Fig. 4 Comparison of ground subsidence of middle airshaft foundation pit

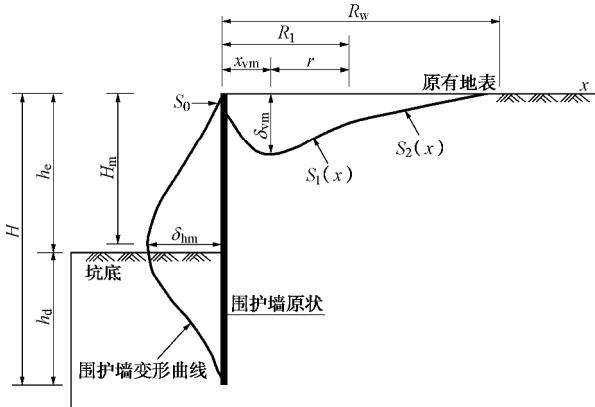


图 5 悬挂式帷幕基坑开挖变形示意图

Fig. 5 Sketch map of excavation deformation of suspended curtain foundation pit

地表沉降曲线成凹槽型的主要原因是由于漫滩区地下连续墙有较大的嵌固深度, 墙趾位于刚度较大的

砂土层内, 地下连续墙发生类似于梁的变形, 最大水平位移一般位于基坑坑底附近, 而受地下连续墙侧壁摩阻力的影响, 使得地下连续墙顶端与地表交界处的地表沉降不大, 因而由地下连续墙围护结构变形和降水引起的土体位移的最大地表沉降发生于距围护墙后一定距离处, 从而形成凹槽形沉降形态(图 5)。

3.2 地下连续墙水平位移

图 6 为地下连续墙水平位移实测曲线, 从图上可以看出, 悬挂式帷幕基坑和全止水帷幕基坑地下连续墙侧移区别不大, 所有墙体结构的最终形态为内凸胀肚型, 墙顶水平位移不完全都朝基坑内侧移动, 有的甚至往坑外移动, 即第一道支撑有可能受拉, 因此, 在漫滩区地铁车站基坑第一道支撑都要设计为刚度、强度、稳定性较好且能承受一定拉力的钢筋混凝土支撑。地下连续墙体最终形态为内凸胀肚型的主要原因是: 当开挖初期产生的墙体变形和墙后地表沉降均不大, 后续开挖时一般是先支撑后开挖, 支撑的作用使得支撑处墙体的变形增加不大, 特别是首道支撑通常采用高强度的现浇钢筋混凝土支撑, 而开挖面处的墙体变形增加较大, 即墙体发生较大的深层水平变形, 从而形成如图 5 所示的内凸式变形。

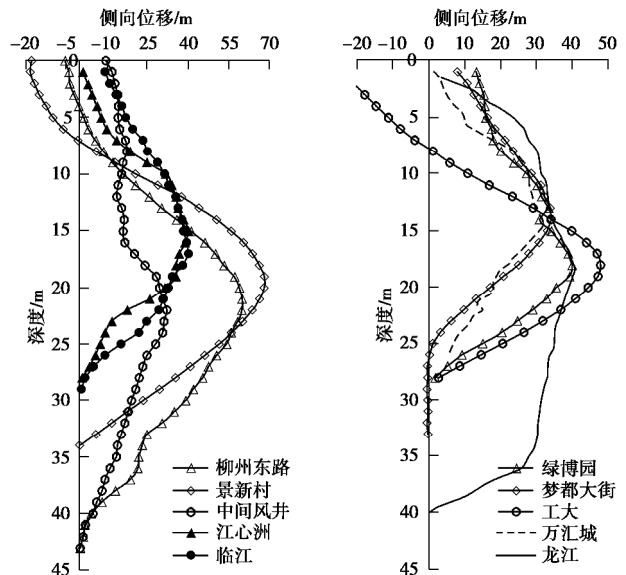


图 6 地下连续墙侧移实测曲线

Fig. 6 Curves of measured side shift of diaphragm walls

从图 7 上可以看出, 长江漫滩深基坑地下连续墙围护结构最大水平位移 δ_{hm} 变化范围($0.14\% \sim 0.40\%$) h_e , 悬挂式帷幕基坑 δ_{hm} 平均值 $0.24\%h_e$, 全止水帷幕基坑 δ_{hm} 平均值 $0.23\%h_e$, 二者 δ_{hm} 差异不大, 在 Tan 等^[19-20]统计的上海地区地下连续墙围护结构 $\delta_{hm}=(0.02\% \sim 0.50\%)h_e$ 范围之内。由此说明坑内降水对墙体的水平变形影响不大, 即地下连续墙外侧承受的水土压力变化不大。

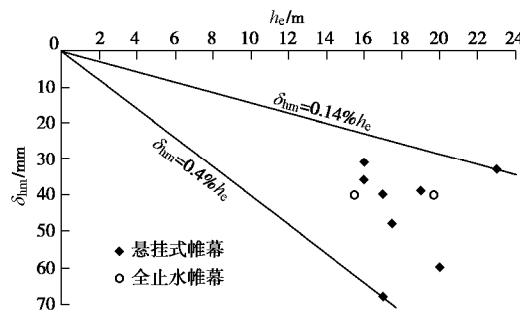
图 7 地下连续墙最大水平位移 δ_{hm} 与基坑挖深 h_e 关系

Fig. 7 Relationship between maximum horizontal displacement of diaphragm walls and excavation depth of foundation pit

从图 8 可以看出, 地下连续墙最大水平位移点深度在 $(h_e - 3, h_e + 3)$ 区间之间, 大都位于 $H_m = h_e$ 附近, 即位于坑底附近, 在 Tan 等^[19]统计的上海地区地下连续墙围护结构 $H_m = (h_e - 7, h_e + 7)$ 范围之内。全止水帷幕基坑地下连续墙最大水平位移点深度 H_m 均小于基坑挖深 h_e , H_m 平均值为 $0.98h_e$, 悬挂式止水帷幕基坑地下连续墙最大水平位移点深度 H_m 平均值为 $0.99h_e$, 平均值二者差异不大, 都略小于基坑挖深 h_e 。

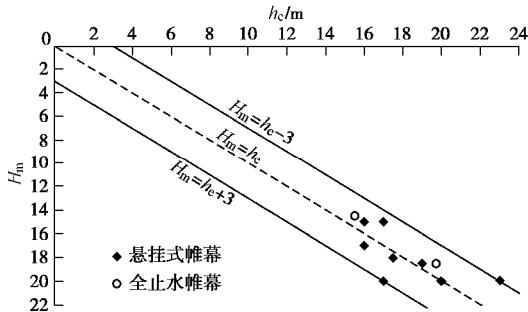
图 8 地下连续墙最大水平位移点深度 H_m 与基坑挖深 h_e 关系

Fig. 8 Relationship between depth of maximum horizontal displacement point of diaphragm walls and excavation depth of foundation pit

3.3 地表沉降大小

从图 9 可以看出, 长江漫滩悬挂式帷幕基坑最大地表沉降 δ_{vm} 变化范围为 $(0.26\% \sim 0.48\%) h_e$, 悬挂式帷幕基坑最大地表沉降远大于全止水帷幕基坑最大地表沉降。悬挂式止水帷幕基坑最大地表沉降平均值为 $0.39\% h_e$, 全止水帷幕基坑最大地表沉降平均值为 $0.18\% h_e$, 悬挂式帷幕基坑最大地表沉降平均值为全止水帷幕基坑最大地表沉降均值的 2 倍多。WANG 等^[21]统计的上海地区采用地下连续墙围护结构的基坑 δ_{vm} 的变化范围为 $(0.10\% \sim 0.80\%) h_e$, 图 9 的 10 个基坑均位于其统计范围之内; Tan 等^[19]统计的上海地区采用地下连续墙围护顺作法地铁车站基坑 δ_{vm} 的变化范围分别为 $(0.03\% \sim 0.20\%) h_e$, 远小于图 9 中悬挂式止水帷幕基坑墙后最大地表沉降, 主要原因可能是其统计的均为全止水帷幕基坑。

从图 10 可以看出, 长江漫滩区地铁基坑 δ_{vm}/δ_{hm}

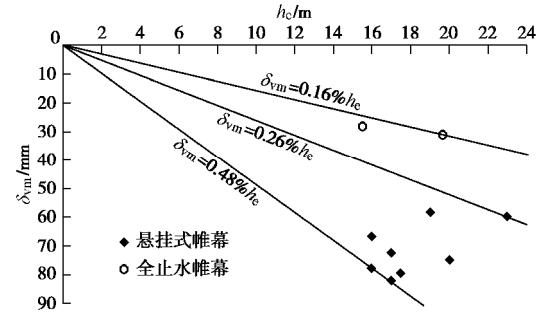
图 9 地表最大沉降 δ_{vm} 与基坑挖深 h_e 关系

Fig. 9 Relationship between maximum ground subsidence and excavation depth of foundation pit

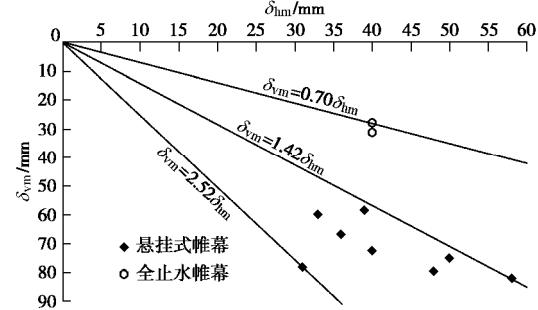
图 10 地表最大沉降 δ_{vm} 与地下连续墙最大水平位移 δ_{hm} 关系

Fig. 10 Relationship between maximum ground subsidence and maximum horizontal displacement of diaphragm walls

比值为 $0.70 \sim 2.52$, 上限大于 Tan 等^[19]统计的上海地区地下连续墙地铁车站深基坑 δ_{vm}/δ_{hm} 统计值变化范围 $0.1 \sim 2.0$, 悬挂式帷幕基坑 δ_{vm}/δ_{hm} 远大于全止水帷幕基坑 δ_{vm}/δ_{hm} 的主要原因是地表沉降不仅由地下连续墙侧向变形土体损失引起, 降水也是引起地表沉降的一个主要因素。全止水帷幕基坑 δ_{vm}/δ_{hm} 比值范围为 $0.70 \sim 0.78$, 平均值为 0.74 , 悬挂式止水帷幕基坑 δ_{vm}/δ_{hm} 比值范围为 $1.42 \sim 2.52$, 平均值 1.76 , 因此当知道全止水帷幕基坑地下连续墙最大水平位移 δ_{hm} 时, 墙后最大地表沉降 δ_{vm} 可通过 $0.74\delta_{hm}$ 来预估, 地表沉降主要是基坑土体开挖应力释放导致。悬挂式止水帷幕基坑墙后地表沉降主要由基坑土方开挖和降水二者耦合作用引起, 基坑土方开挖引起的那部分地表沉降 d_{vm}^s 可借鉴全止水帷幕基坑 δ_{vm}/δ_{hm} 的均值来估算, 然后根据总的沉降量推算出由降水引起的那部分地表沉降 d_{vm}^w 。经推算悬挂式止水帷幕基坑墙后最大地表沉降 d_{vm}^w 仅由降水引起的地表沉降 d_{vm}^w 所占比例 $0.48 \sim 0.69$, 平均值为 0.54 。由此可见长江漫滩悬挂式帷幕基坑墙内降水引起的地表沉降量可占总沉降量的一半以上, 降水引起的地表沉降不可忽视。

3.4 地表沉降量最大点位置

采用 ABAQUS 有限元依据实测的地表沉降模拟计算出悬挂式止水帷幕基坑整个地表沉降曲线, 同时计算出同等条件下采用全止水帷幕时, 即忽略降水影

响时的地表沉降曲线, 将各基坑采用全止水帷幕和悬挂式止水帷幕最大地表沉降发生点位置(与地下连续墙的水平距离) x_{vm} 与基坑开挖深度 h_e 的关系见图 11。从图可以看出, 全止水帷幕深基坑最大地表沉降点位置 $x_{vm}=(0.53\sim 0.65)h_e$, 位于地下连续墙后 $9.0\sim 13.0$ m 之间, 悬挂式止水帷幕 $x_{vm}=(0.65\sim 0.76)h_e$, 位于地下连续墙后 $12.0\sim 15.0$ m 之间。由此可见, 悬挂式帷幕基坑最大地表沉降点位置 x_{vm} 要比同等条件下全止水帷幕基坑 x_{vm} 大 $1.0\sim 3.0$ m。最大地表沉降点位置的变大主要是由于基坑土方开挖和降水二者耦合作用的结果。当已知用 abqus 模拟计算的开挖降水耦合地表沉降和仅开挖引起的地表沉降, 那么二者之差即为仅降水引起的沉降。从图 12 中间风井由 ABAQUS 模拟计算的地表沉降与开挖和降水关系曲线图上可以看出, 由于受地下连续墙侧壁摩阻力的影响, 仅由降水引起的地表沉降并不与水位线一致, 最大地表沉降点位置要远大于仅由土方开挖引起的最大地表沉降点位置。

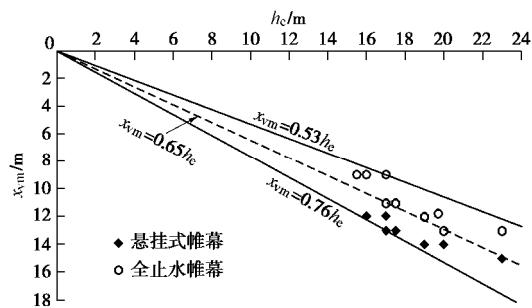


图 11 最大地表沉降点位置 x_{vm} 与基坑挖深 h_e 关系

Fig. 11 Relationship between location of maximum ground subsidence and excavation depth of foundation pit

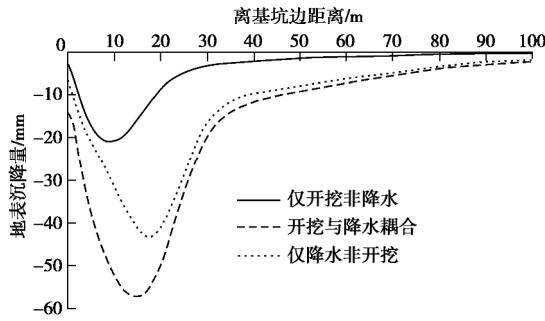


图 12 地表沉降与开挖和降水关系曲线

Fig. 12 Relationship between location of maximum ground subsidence and excavation depth of foundation pit

3.5 地表沉降影响分区

悬挂式帷幕基坑周边地表沉降范围由降水引起的地表沉降范围来控制, 因江漫滩悬挂式帷幕基坑大都为降低承压含水层, 根据式(1)计算承压含水层的影响半径 R_w , 计算的降水影响半径范围 R_w 在 $110.0\sim 137.8$ m 之间, 其与基坑深度的比值 R_w/h_e 在 $5.42\sim 7.46$ 之间, 均值为 6.62。根据实测的地表沉降值和计算的 R_w 进行归一化后曲线见图 13。从图可以看出, 悬挂

式帷幕基坑地表沉降影响范围远大于全止水帷幕基坑, 全止水帷幕基坑地表曲线均位于 Clough 等^[3]、Hsieh 等^[5]和 Hashash 等^[22]包络线内, 悬挂式帷幕基坑地表沉降曲线部分位于 Hashash 等^[22]包络线之外, 造成这种结果的原因可能是 Hsieh 等^[5]和 Hashash 等^[22]统计包络线未考虑降水的影响。

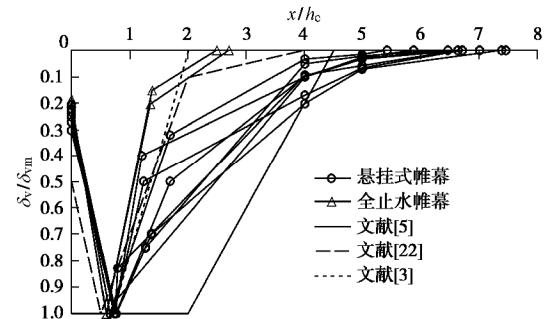


图 13 地表沉降归一化曲线

Fig. 13 Normalized curves of ground subsidence

上海市基坑工程技术规范^[23]板式支护体系针对上海地区若干基坑的地表沉降统计情况, 其近似的地表沉降分布曲线与 Hsieh 等^[5]建议的地表沉降曲线相似, 即最大地表沉降发生于 $(0\sim 1.0)h_e$ 的区域, 在 $(1.0, 2.0)h_e$ 范围内地表沉降逐渐减小, 而在 $(2.0\sim 4.0)h_e$ 范围内地表沉降由较小值衰减到可忽略的程度, 将 $1.0h_e$ 、 $2.0h_e$ 和 $4.0h_e$ 作为划分基坑环境保护等级时建筑物所处位置的分界点。城市轨道交通工程监测技术规范^[24]对上海地区地表沉降主要影响区分界点采用 $h_e \tan(45^\circ - j/2)$, 当 $j=0$, 主要影响区最大范围为 $1.0h_e$, 次要影响区分界点采用 $(2.0\sim 3.0)h_e$, 在此范围之外为可能影响区。借鉴上述规范对工程影响分区的划分, 根据沉降影响程度, 将悬挂式帷幕基坑周边地表沉降影响范围分为三个区, 主要影响区由基坑开挖和降水共同作用引起的地面沉降区域, 次要影响区主要由降水引起的地面沉降区域, 轻微影响区为由降水引起的地面沉降区域。

主要影响区由基坑开挖引起的地表沉降范围来控制, 其影响范围采用地下连续墙深度 H 和实测的最大沉降点位置 x_{vm} 来界定。当以地下连续墙深度 H 界定时, 主要影响区范围 R_1^H 为^[25]

$$R_1^H = H \tan(45^\circ - j/2) \quad , \quad (4)$$

式中, H 为地下连续墙深度 (m), j 为地下连续墙所穿越土层的平均内摩擦角 (°)。

由于基坑开挖与降水引起的地面曲线往往不服从正态分布密度函数, 且基坑边缘地表沉降一般不为零, 因此主要影响区范围内沉降曲线可采用下式来表达:

$$s(x) = -(Ax + s_0) e^{-\pi \left(\frac{x}{2r}\right)^2} \quad . \quad (5)$$

式中 A , s_0 和 r 为待定参数。 s_0 为基坑边缘处地表沉

降值, 即 $x=0$ 处的地表沉降值; r 为地表沉降最大点到主要影响区边缘的距离。对式(5)进行求导, 并令导数等于 0, 可得地表最大沉降值处横坐标 $x_m = \sqrt{2r^2/\pi + s_0^2/4A^2} - s_0/2A$ 。因为 s_0 一般都较小, 上式可取近似值 $x_m = \sqrt{2r^2/\pi}$, 即 $r = \sqrt{\pi}x_m/2 = 1.25x_m$ 。因此, 当以最大沉降点位置 x_{vm} 来界定时, 主要影响区范围为 R_1^m :

$$R_1^m = x_{vm} + r = x_{vm} + 1.25x_{vm} = 2.25x_{vm} \quad (6)$$

根据式(4)计算的地表沉降主要影响区范围 R_1^H 和式(6)计算的主要影响区范围 R_1^m 及二者与基坑深度 h_e 的比值列于图 14。从图上可以看出, 由式(4)计算的地表沉降范围 R_1^H 在 20.7~29.1 m 之间, 其与基坑深度 h_e 的比值 R_1^H/h_e 在 1.24~1.53 范围之间, 均值为 1.35。由式(6)计算的地表沉降 R_1^m 在 20.3~29.3 m 范围之间, 其与基坑挖深的比值 R_1^m/h_e 在 1.19~1.46 范围之间, 均值为 1.33。因此可选取悬挂式止水帷幕基坑地表主要影响区的范围为基坑周边 1.35 h_e 。

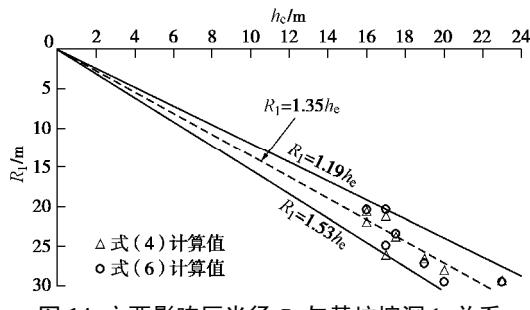


图 14 主要影响区半径 R_1 与基坑挖深 h_e 关系

Fig. 14 Relationship between radius of main influence zone and excavation depth of foundation pit

次要影响区地面沉降主要由降水引起, 当以 $4h_e$ 作为分界处, 此分界处的沉降平均值约为 $0.1\delta_{vm}$, 与上海市基坑工程技术规范^[23]影响分区划分恰好吻合。 $4h_e \sim 7h_e$ 区域为轻微影响区, 由降水引起的地面沉降区域。图 15 为江漫滩区悬挂式帷幕基坑的地表沉降影响分区、上海市基坑工程技术规范^[23]板式支护体系基坑开挖引起围护墙后的地表沉降影响分区和城市轨道交通工程监测技术规范^[24]中针对上海地区地表沉降影响分区对比曲线图。从图上可以看出, 江漫滩区悬挂式帷幕基坑地表沉降影响范围最大, 其主要原因是坑内降水影响区域要大于上海软土地区基坑开挖引起的地表沉降范围。江漫滩区悬挂式帷幕基坑最大地表沉降的位置 $0.7h_e$ 要大于上海市基坑工程技术规范^[27]中最大地表沉降点位置 $0.5h_e$; 本文将悬挂式帷幕基坑距围护墙外侧距离 $1.35h_e$ 范围作为主要影响区域, 在 $x=1.35h_e$ 处地表沉降占最大沉降的 0.34, 而仅由土方开挖引起的地表沉降约占最大沉降的 0.11, 这与上海市基坑工程技术规范将 $x/h=0.1s_{max}$ 范围内作为主要影响

区域基本吻合。上海市基坑仅由土方开挖引起的地表沉降范围大于南京江漫滩区基坑仅由土方开挖引起地表沉降范围的主要原因是南京江漫滩区上部为软黏土, 软黏土中夹薄层砂, 下部为砂砾层, 其物理力学指标要优于上海软黏土。

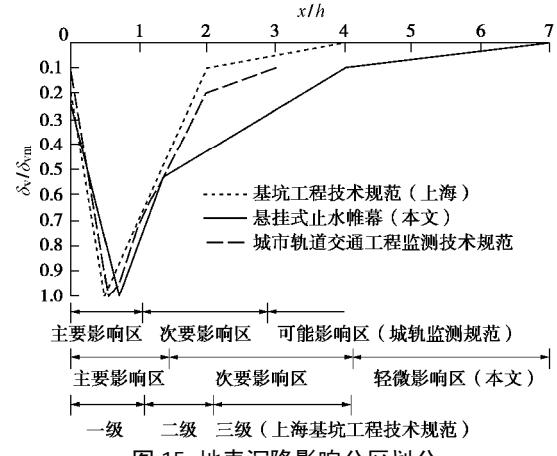


图 15 地表沉降影响分区划分

Fig. 15 Influence zoning of ground subsidence

3.6 地表沉降曲线形态表达

软土地区基坑开挖引起地表沉降曲线形态常用指数函数、正态分布函数或抛物线来描述。如对于板式内支撑支护基坑, 北京理正软件采用二次抛物线形式, 同济启明星软件采用 peck 曲线(高斯函数)和抛物线曲线。悬挂式止水帷幕基坑的地表由于水土耦合作用, 其沉降曲线用一种形态曲线来表达精度较差。在主要影响区范围内, 地表沉降曲线形态往往不服从正态分布密度函数曲线, 可采用式(5)表达, 在主要影响区之外可采用指数函数曲线来描述。中间风井基坑悬挂式止水帷幕在主要影响区内采用式(5)拟合地表沉降曲线见图 16, 万汇城站全止水帷幕基坑地表沉降曲线函数拟合曲线见图 17。

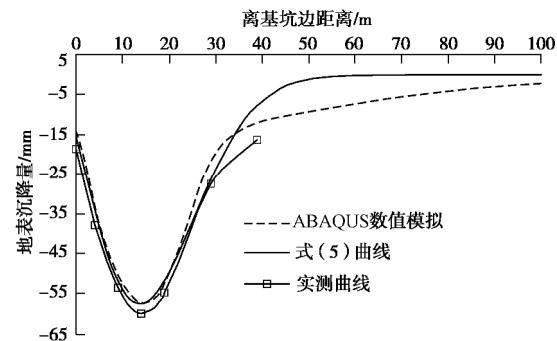


图 16 中间风井基坑地表沉降拟合曲线

Fig. 16 Fitting curves of ground subsidence of middle airshaft foundation pit

从图 16, 17 拟合曲线和实测曲线的对比可以看出, 在主要影响区范围内, 不论是悬挂式止水帷幕还是全止水帷幕基坑公式(5)拟合精度均较高, 对地表沉降预测有较强的实用性, 但在主要影响区之外悬挂

式止水帷幕基坑地表沉降公式(5)预测精度较差。

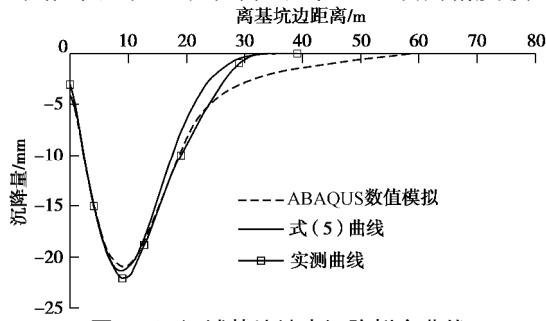


图 17 万汇城基坑地表沉降拟合曲线

Fig. 17 Fitting curves of ground subsidence of foundation pit of Wanhuicheng

悬挂式帷幕地表沉降在主要影响区之外主要由降水引起, 对中间风井基坑主要影响区以外的沉降采用指数函数进行拟合, 拟合曲线如图 18。从图可以看出, 指数函数能较好的模拟主要影响区之外的地表沉降曲线形态。

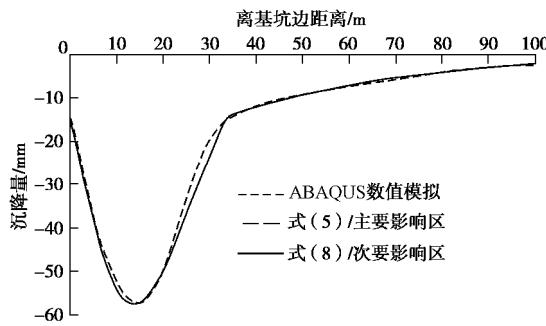


图 18 中间风井基坑地表沉降分段拟合曲线

Fig. 18 Piecewise fitting curves of ground subsidence of middle airshaft foundation pit

综上所述, 全止水帷幕和悬挂式帷幕基坑周边地表沉降曲线均为凹槽型, 对于全止水帷幕基坑开挖引起地表沉降曲线可用单一函数进行拟合, 对于悬挂式止水帷幕可根据工程影响分区分段选用不同的曲线来表达。在主要影响区范围内的地表沉降曲线采用式(7)来表达, 对主要影响区之外的地表沉降曲线采用式(8)来表达。因此按分区表达的地表沉降计算公式: $x \leq 1.35h_e$ 时,

$$s_1(x) = -(Ax + s_0)e^{-\pi\left(\frac{x}{2r}\right)^2}; \quad (7)$$

$x > 1.35h_e$ 时,

$$s_2(x) = Ke^{-\frac{x}{m}}. \quad (8)$$

4 结 论

(1) ABAQUS 有限元能够考虑流固耦合作用, 较好的模拟计算坑外地表沉降大小, 考虑流固耦合作用的坑外地表沉降远大于不考虑流固耦合作用的地表沉降。

(2) 地下连续墙墙体的最终形态为内凸膨胀型, 墙顶水平位移不完全都是朝坑内移动, 悬挂式止水帷幕和全止水帷幕基坑地下连续墙最大水平位移与基坑挖

深的比值差异不大, 最大水平位移点深度位于坑底附近。

(3) 悬挂式帷幕基坑地表沉降为同等条件下不考虑降水影响的全止水帷幕基坑 2 倍多, 仅由降水引起的地表沉降所占比例 0.48~0.69, 平均值为 0.54, 降水引起的地表沉降不可忽视。

(4) 悬挂式止水帷幕深基坑最大地表沉降点位置离坑边的距离与基坑开挖深度的比值在 0.65~0.76 之间, 最大沉降点位置离坑边的距离为 12.0~15.0 m。悬挂式止水帷幕基坑最大地表沉降点位置要比全止水帷幕基坑大 1.0~3.0 m; 仅由降水引起的地表沉降并不与水位线一致, 最大地表沉降点位置要远远大于仅由土方开挖引起的最大地表沉降点位置。

(5) 悬挂式止水帷幕基坑周边地表沉降范围可以划分为 3 个区, 主要影响区为基坑周边 $1.35h_e$, 次要影响区为基坑周边 $1.35h_e \sim 4h_e$ 范围内, 轻微影响区为基坑周边 $4h_e$ 范围以外。

(6) 全止水帷幕和悬挂式帷幕基坑地表沉降曲线形态均为凹槽型, 全止水帷幕基坑开挖引起的地表沉降曲线可用单一函数进行拟合, 悬挂式帷幕基坑可根据工程影响分区选用不同的函数来表达。

参 考 文 献:

- [1] PECK R B. Deep excavation and tunneling in soft ground[C]// Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State-of-the-Art -Volume. Mexico City, 1969: 225~290.
- [2] MANA A I, CLOUGH G W. Prediction of movements for braced cuts in clay[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1981, **107**(6): 759~777.
- [3] CLOUGH G W, O'ROURKE T D. Construction induced movements of in situ walls[C]// Proceedings, ASCE Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication No. 25. New York: ASCE, 1990: 439~470.
- [4] OU C Y, HSIEH P G, CHIOW D C. Characteristics of ground surface settlement during excavation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1993, **30**(5): 758~767.
- [5] HSIEH P G, OU C Y. Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1998, **35**(6): 1004~1017.
- [6] LONG M. Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2001, **127**(3): 203~224.
- [7] MOORMANN C. Analysis of wall and ground movements due

- to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database[J]. *Soils and Foundations*, 2004, **44**(1): 87 - 98.
- [8] LEUNG E H Y, NG C W W. Wall and ground movements associated with deep excavations supported by cast in situ wall in mixed ground conditions[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2007, **133**(2): 129 - 143.
- [9] 王卫东, 徐中华, 王建华. 上海地区深基坑周边地表变形性状实测统计分析[J]. *岩土工程学报*, 2011, **33**(11): 1659 - 1666. (WANG Wei-dong, XU Zhong-hua, WANG Jian-hua. Statistical analysis of characteristics of ground surface settlement caused by deep excavations in Shanghai soft soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2011, **33**(11): 1659 - 1666. (in Chinese))
- [10] 吴锋波, 金淮, 朱少坤. 北京市轨道交通基坑工程地表变形特性[J]. *岩土力学*, 2016, **37**(4): 1066 - 1074. (WU Feng-bo, JIN Huai, ZHU Shao-kun. Ground deformation characteristics of foundation pit related to the urban rail transit in Beijing[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, **37**(4): 1066 - 1074. (in Chinese))
- [11] 李淑, 张顶立, 房倩, 等. 北京地铁车站深基坑地表变形特性研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2012, **31**(1): 189 - 198. (LI Shu, ZHANG Ding-li, FANG Qian, et al. Research on characteristics of ground surface deformation in Beijing subway[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2012, **31**(1): 189 - 198. (in Chinese))
- [12] 王昆泰, 胡立强, 吕凯歌. 悬挂式帷幕条件下基坑渗流特性的计算分析[J]. *建筑科学*, 2010, **26**(1): 81 - 84. (WANG Kun-tai, HU Li-qiang, LÜ Kai-ge. Analysis for seepage of deep foundation pit with hanging impervious purdah[J]. *Building Science*, 2010, **26**(1): 81 - 84. (in Chinese))
- [13] 周火垚, 王华钦, 张维泉. 悬挂式止水在基坑工程中的应用[J]. *岩土工程学报*, 2012, **34**(增刊): 470 - 473. (ZHOU Huo-yao, WANG Hua-qin, ZHANG Wei-quan. Application of pensile impervious curtain to excavations[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2012, **34**(S0): 470 - 473. (in Chinese))
- [14] 张兴胜, 卢耀如, 王建秀, 等. 上海悬挂式地下连续墙基坑渗流侵蚀引起的沉降研究[J]. *岩土工程学报*, 2014, **36**(增刊 2): 284 - 290. (ZHANG Xing-sheng, LU Yao-ru, WANG Jian-xiu, et al. Land subsidence caused by pits seepage erosion of deep foundation with suspended diaphragm walls in Shanghai[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2014, **36**(S2): 284 - 290. (in Chinese))
- [15] 薛丽影, 杨斌, 刘丰敏, 等. 基坑工程地下水渗流模型试验系统研究[J]. *岩土工程学报*, 2017, **39**(增刊 1): 126 - 130. (XUE Li-ying, YANG Bin, LIU Feng-min, et al. Model test system for groundwater seepage in foundation pit engineering[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, **39**(S1): 126 - 130. (in Chinese))
- [16] JGJ 120—2012 建筑基坑支护技术规程[S]. 2012. (JGJ 120 —2012 Technical specification for retaining and protection of building foundation excavations[S]. 2012. (in Chinese))
- [17] 刘世涛, 程培峰. 基于 ABAQUS 土体数值分析的本构模型[J]. *低温建筑技术*, 2010, **140**(2): 90 - 92. (LIU Shi-tao, CHENG Pei-feng. Based on ABAQUS for numerical analysis of soil constitutive model[J]. *Low Temperature Architecture Technology*, 2010, **140**(2): 90 - 92. (in Chinese))
- [18] 赵锡宏, 姜洪伟, 袁聚云, 等. 上海软土各向异性弹塑性模型[J]. *岩土力学*, 2003, **24**(3): 322 - 330. (ZHAO Xi-hong, JIANG Hong-wei, YUAN Ju-yun, et al. Anisotropically elastoplastic model of Shanghai soft soils[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2003, **24**(3): 322 - 330. (in Chinese))
- [19] TAN Y, WANG D L. Characteristics of a large-scale deep foundation pit excavated by the central-island technique in Shanghai soft clay: I Bottom-up construction of the central cylindrical shaft[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2013, **139**(11): 1875 - 1893.
- [20] TAN Y, WANG D L. Characteristics of a large-scale deep foundation pit excavated by the central-island technique in Shanghai soft clay: II Top-down construction of the peripheral rectangular pit[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2013, **139**(11): 1894 - 1910.
- [21] WANG J H, XU Z H, WANG W D. Wall and ground movements due to deep excavations in Shanghai soft soils[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2010, **136**(7): 985 - 994.
- [22] HASHASH Y M A, OSOULI A, MARULANDA C. Central artery/tunnel project excavation induced ground deformations[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2008, **134**(9): 1399 - 1406.
- [23] DJ/TJ08—61—2010 基坑工程技术规程[S]. 2010. (DJ/TJ08 —61—2010 Technical code for excavation engineering[S]. 2010. (in Chinese))
- [24] GB 50911—2013 城市轨道交通工程监测技术规范[S]. 2013. (GB 50911—2013 Code for monitoring measurement of urban rail transit engineering[S]. 2013. (in Chinese))
- [25] 刘国斌, 王卫东. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009. (LIU Guo-bin, WANG Wei-dong. Excavation engineering handbook[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201812005

孔洞对爆生裂纹动态扩展行为影响研究

李 盟^{1, 2}, 朱哲明^{1, 2}, 刘瑞峰^{1, 2}, 刘 邦^{1, 2}

(1. 深地科学与工程教育部重点实验室, 四川 成都 610065; 2. 四川大学建筑与环境学院, 四川 成都 610065)

摘要: 试验研究含有预制裂纹的砂岩圆板在爆炸荷载下不同孔洞间距 (S) 对裂纹动态扩展行为的影响。试验中采用应变片测试获取爆炸加载波形作为 AUTODYN 数值模拟裂纹扩展效果及 ABAQUS 数值计算应力强度因子的加载力。试验中采用 CPG 测得裂纹起裂—扩展时刻, 根据测得试验数据得出普适函数, 对 ABAQUS 计算所得应力强度因子进行修正最终得到裂纹动态极限应力强度因子。通过对比分析在不同孔间距下裂纹的动态极限应力强度因子, 裂纹扩展长度及裂纹扩展速度得出以下述结论: ①孔洞对爆炸荷载下的预制裂纹动态扩展行为有所影响, 且孔洞间距越小其影响效果越显著; ②一般情况下裂纹的起裂极限应力强度因子要略高于扩展极限应力强度因子, 裂纹的扩展速度对裂纹扩展极限应力强度因子有一定影响, 且二者总体趋势呈反比; ③当裂纹扩展至孔洞附近时, 由于孔洞的作用提高了裂纹的扩展极限应力强度因子, 进而降低了裂纹的扩展速度并减小了裂纹的扩展长度。此外若将孔洞视为隧道光面爆破中的辅助孔或周边孔, 那么研究结论可为隧道光面爆破中控制断面内的原生裂纹扩展长度, 以期达到隧道围岩最大程度上的完整性提供理论支撑。

关键词: 极限应力强度因子; 孔洞; 裂纹扩展; 爆炸荷载

中图分类号: TU45 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)12-2191-09

作者简介: 李 盟 (1987-), 男, 河南永城人, 博士研究生, 主要从事岩石断裂力学的研究工作。E-mail: LmLm0520@126.com

Influences of holes on dynamic propagation behaviors of blasting cracks

LI Meng^{1, 2}, ZHU Zhe-ming^{1, 2}, LIU Rui-feng^{1, 2}, LIU Bang^{1, 2}

(1. MOE Key Laboratory of Deep Underground Science and Engineering, Chengdu 610065, China; 2. College of Architecture and Environment, Sichuan University, Chengdu 610065, China)

Abstract: The influences of different spacings of holes on the pre-crack propagation behaviors of circular sand specimens under blasting loads are investigated. The explosive loading waveform from experiments is obtained as the loading stress of AUTODYN to simulate the crack propagation, and it is embedded in ABAQUS once more to calculate the stress intensity factor (SIF) of the static cracks under dynamic loads. The initiation-propagation time of pre-crack is measured by using CPG in the experiments. According to the CPG data to obtain the universal function, the dynamic initiation-propagation critical SIF is yielded by modifying the static SIF obtained from ABAQUS using the universal function. By comparing and analyzing the dynamic critical SIF, crack propagation velocity and length of crack propagation under different spacings of holes, we can obtain the following conclusions: (1) The holes have an effect on the dynamic propagation behaviors of cracks under blasting loads, and the smaller the spacing, the more remarkable the effect. (2) In general, the crack initiation critical SIF is higher than the propagation one, and the crack propagation velocity has influences on SIF, and their overall trends are inversely proportional. (3) The critical propagation SIF of cracks increases due to the action of the holes when they propagate near the holes, both of whose propagation length and velocity are reduced. In addition, if we take the holes as the auxiliary or surrounding ones in tunnel smooth blasting, the conclusions of this study will provide theoretical support for controlling the crack propagation length to achieve the integrity of surrounding rock.

Key words: critical stress intensity factor; hole; crack propagation; blasting load

0 引言

地层在形成之初受地壳运动的影响内部形成多样性地质构造, 大到断层、陷落柱等, 小至岩体中的空

基金项目: 国家自然科学基金项目 (11672194); 四川省安全监管局安全生产科技项目 (aj20170515161307); 四川省科技计划项目 (2018JZ0036)

收稿日期: 2017-10-11

*通讯作者 (E-mail: zhemingzhu@hotmail.com)

洞, 不同尺度及不同维度的节理裂隙等。由于掏槽、辅助及周边孔采用毫秒延时雷管引爆。因此, 裂纹在掏槽爆炸冲击波驱动下将起先扩展, 辅助孔或周边孔由于滞后于掏槽孔起爆势必会对裂纹的扩展行为产生影响。这些原生裂隙及人为再生裂隙在静态荷载下表现为蠕变破坏, 最终会再次达到围岩应力平衡的状态, 但在爆炸动载荷的作用下甚至可发生灾难性后果。因此, 研究裂隙等缺陷在动载尤其是爆炸超高加载率下的断裂扩展行为是十分必要的。

当动载能达到或超过某一阈值时, 岩体中部分裂纹势必要经历起裂—扩展—止裂 3 个阶段。上述 3 个阶段发生的瞬时应力强度因子阈值则对应于起裂极限应力强度因子、扩展极限应力强度因子、止裂极限应力强度因子。鉴于动载相对静载的破坏性大很多, 诸多学者对裂纹的动态扩展力学行为进行了大量研究^[1-3]以期达到能更好的控制裂纹扩展, 以确保工程岩体完整性目的。

除岩石等脆性材料外, Nemat^[4]研究发现延展性材料在高加载率下其破坏形态也会由塑性向脆性转变。相对于爆炸高应变率而言中低速冲击荷载下的巴西圆盘及半圆盘岩的起裂韧度测试已较为成熟^[5-7]。Wang 等^[8]研究了 VB-SCSC 砂岩构型在落锤中低速冲击下裂纹的动态扩展韧度, 对比了不同 V 型反射角与裂纹扩展长度, 得出该构型对预制裂纹的扩展具有一定的抑制作用。张财贵等^[9]将 SHPB 冲击下的 SCDC 试件结合有限元数值软件 ANSYS 计算发现, 裂纹扩展速度对扩展韧度起着主导作用, 而止裂其实是个动态过程其韧度值略小于动态起裂韧度。王蒙等^[10-11]研究了 SHPB 冲击下 I / II 复合型 SCSC 试件的裂纹扩展形态, 采用 CPG 测得裂纹扩展速度并在此基础上结合 ABAQUS 计算得出起裂韧度及不同时刻裂尖应力强度因子。相对于动态起裂及扩展韧度而言, 止裂韧度的研究要少一些, Freund 等^[12]和 Ravi-Chandar 等^[13]对止裂韧度给出了较为详细的定义, 之后也有部分学者采用试验-数值方法计算得到中低速冲击及 SPHB 高速冲击荷载下的砂岩止裂韧度^[8-9]。

徐文涛等^[14]对爆炸载荷下混凝土材料起裂韧度做了深入研究。此外 PMMA 材料以其高致密性、各向同性均质度高且具有较好的光学效应, 也被广泛应用于爆炸荷载下应力强度因子的计算及断裂行为的研究并取得一定的研究成果^[15-17]。Zhu 等^[18-21]采用 AUTODYN-code 对岩石在爆炸荷载下的断裂行为进行了系统的模拟研究, 获得了诸多关键性的研究成果。Donze 等^[22]在离散元的基础上建立了数值模型, 粉碎区大小及径向裂纹的分布密度及其长短均与爆炸所产

生的应力波峰值及波长密切相关。Bendezu 等^[23]采用扩展有限元法、网格技术和基于线性断裂力学的常规有限元法分别模拟坚硬岩石在爆炸荷载下炮孔周边径向裂纹的扩展效果。Cho 等^[24]研究了不同加载率下裂纹的起裂及扩展形态, 分析得出裂纹的起裂形态和扩展行为主要跟加载应力曲线上升沿有关的结论。

本文研究内容为孔洞对爆炸荷载下预制裂纹的动态扩展行为影响。杨仁树等^[25]在研究单孔对 I 型裂纹扩展的影响时发现空孔对裂纹扩展速度及应力强度因子均有抑制作用。本文研究发现对称双孔不仅对裂纹扩展有一定的引导作用, 当裂纹穿过两孔之间时由于双孔的作用降低了裂尖的拉伸应力 s_y , 致使扩展裂纹尖端的应力强度因子有所减小进而降低裂纹扩展速度或发生止裂。通过调整两对称孔洞间距来着重研究空孔作用下裂纹的扩展行为。

1 试验构型设计

本文试验选材为四川隆昌青砂岩, 青砂岩的主要矿物成分为石英和长石, 单轴抗压强度为 17 MPa, 静态弹性模量为 2.3×10^{10} MPa, 静态泊松比为 0.2, 其动态力学参数如表 1 所示。试验构型包含 1 个起爆孔、1 条预制裂纹及 2 个空孔。其研究重点为当雷管于炮孔起爆后, 不同空孔间距条件下预制裂纹的动态扩展行为。

表 1 砂岩的动力学参数

Table 1 Dynamic parameters of sandstone

P 波速 $C_p/(m \cdot s^{-1})$	S 波速 $C_s/(m \cdot s^{-1})$	弹模 E_d/GPa	泊松 比 n_d	密度 $\rho/(kg \cdot m^{-3})$
2500	1450	12.5	0.26	2368

1.1 试验构型及其尺寸

本试验采用含有 1 个中心起爆孔, 1 个与两空孔连线垂直的预制裂纹, 2 个关于预制裂纹对称的空孔砂岩圆板; 1 块圆板上设置 3 组不同孔间距的上述试验构型, 如图 1 所示起爆孔直径为 8 mm, 采用 #8 延时电雷管为试验提供爆炸荷载, 两空孔直径均为 10 mm。预制裂纹采用岩石专用金属磨砂锯片进行双面切割, 当预制裂纹沿厚度方向贯穿后, 采用 0.5 mm 厚钢锯条进行裂尖的锐化以保证裂尖的锐性, 防止出现硬币型端面。圆板上预制 3 条裂缝, 3 者之间互成 120° 夹角, 如图 1 所示。由于雷管于中间炮孔起爆后形成一柱面波并均匀向四周传播, 因此 3 条裂纹之间的扩展行为将彼此独立互不影响。此外由于 3 条预制裂纹是在同一爆炸荷载下起裂并扩展, 因此也可排除载荷不同这一因素, 将更加有利于对比分析不同孔间距对裂纹扩展行为的影响。

图 1 (a), (b) 分别是砂岩试件构型图和试件构型尺寸示意图。其中预制裂纹长度为 70 mm ($a=70$ mm) 宽度为 0.5 mm, 裂纹一端距离炮孔圆心 $B=20$ mm 另一端距离两空孔连线中点距离 $C=30$ mm, 两空孔圆心之间的距离 S 为 15, 20, 25, 30, 35, 40 mm, 两空孔圆心连线中点距试件边缘为 $D=180$ mm。

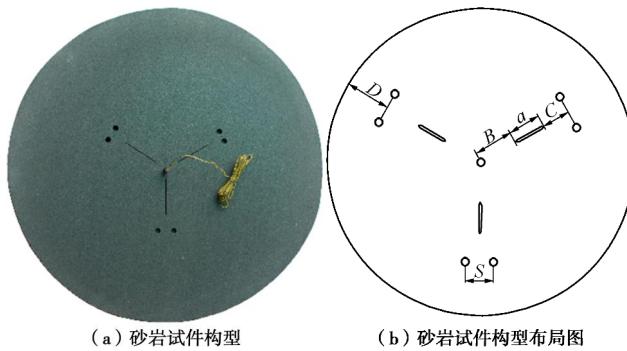


图 1 砂岩试件试验构型

Fig. 1 Experimental configuration of sandstone specimen

1.2 试验构型尺寸合理性验证

当应力波遇到材料边界时, 根据两侧材料的波阻抗 r_1c_1 与 r_2c_2 比值的大小以确定是反射拉伸波或压缩波。无论是反射拉伸波还是反射压缩波如果返回到测试区域时而测试区域的形变还没有终止, 那么将会影响测试结果的精度。因此, 对试件构型的尺寸进行合理性验证是必要的。

基于本试验构型, 如若自由边界的反射拉伸波返回至扩展裂纹尖端时裂纹已停止扩展, 则可认为砂岩圆板尺寸合理。图 2 为无空孔砂岩圆板试件爆炸后的示意图。 $L_1=90$ mm 为裂尖距炮孔中心距离, $d=58$ mm 为爆炸后裂纹扩展的最大距离 ($L_1+L_2=300$ mm), 为砂岩圆板的半径, L_3 为裂纹扩展停止后裂尖距自由边界的距离 152 mm。

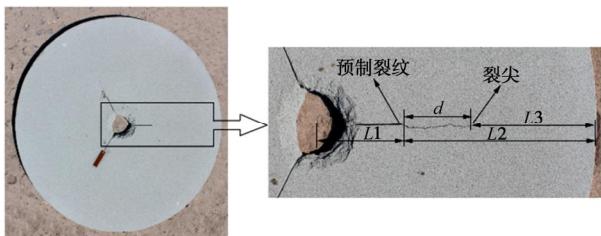


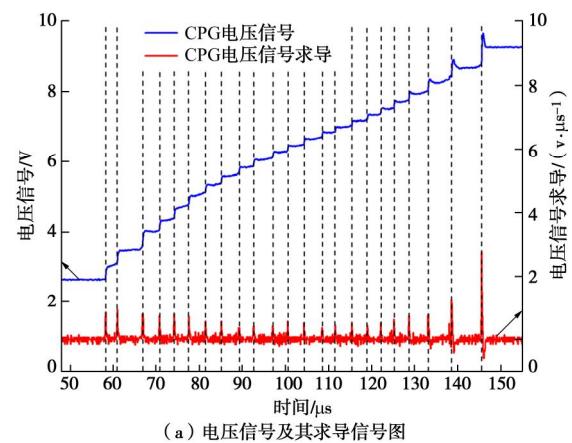
图 2 爆炸后预制裂纹扩展效果图

Fig. 2 Crack propagation patterns of sandstone circular plates under central-hole blasting loads

CPG 断裂信号如下图 3 (a) 所示, 其中 CPG 总长度为 40 mm, 共 20 根栅丝, 每根栅丝间距 2 mm。根据图 3 (a) CPG 每根栅丝的断裂时刻可以计算出相邻栅丝断裂时间差, 从而得出裂纹在此相邻栅丝距离

内的扩展速度, 同理以此可算出栅丝依次断裂后裂纹贯穿整个 CPG 时的速度曲线如图 3 (b) 所示, 其平均扩展速度为 459.78 m/s。

结合图 2,3 试验效果及数据可知裂纹停止扩展的时刻为 183.95 μ s (57.8μ s + 58 mm/0.45978 m/ μ s), 应力波由炮孔中心传播至边界后形成的反射拉伸波达到已经停止扩展的裂纹尖端的总时间由以下公式计算可得 186.01 μ s [$(L_1+L_2+L_3)/C_p$]。经计算可知当反射波到达扩展裂纹尖端的时候裂纹已经停止扩展, 如下所示 2.06 μ s (186.01~183.95 μ s)。因此, 本试验研究所选用的砂岩圆板的尺寸是合理的, 可以避免反射拉伸波对裂纹扩展的影响。



(a) 电压信号及其求导信号图

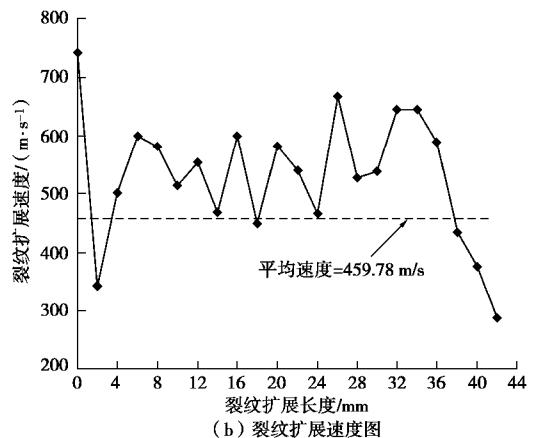


图 3 CPG 测得电压信号及裂纹扩展速度曲线图

Fig. 3 Signals of CPG voltage and propagation velocity of crack

2 数值模拟与试验对比分析

数值模拟采用有限差分软件 AUTODYN 模拟裂纹扩展路径, 将数值模拟和试验结果进行对比分析进而相互验证。

2.1 有限元节点位移计算及数值模型本构关系

基于裂尖附近区域小变形假设, 砂岩材料采用线性状态方程 (EOS) 表述如下:

$$P = k \cdot \left(\frac{r}{r_0} - 1 \right) , \quad (1)$$

式中, P 为压力, k 为材料的体积模量, r/r_0 为材料的瞬时密度与原始密度的比值。

由于砂岩属于脆性材料, 因此模型选择 elastic 刚度准则。

失效准则为最大主应力准则, 当模型单元的最大主应力 s_1 达到模型材料定义的动态拉伸强度 $s_{T(\alpha)} s T e$ 时单元就会失效, 失效后的模型虽不能承受拉伸应力, 但仍可以承受压应力。其表述如下所示:

$$s_1 \leq s_{T(\alpha)} . \quad (2)$$

炸药采用 ANFO, 炸药的状态方程采用 JWL, 其爆炸荷载则可表示为

$$P = A \cdot \left(1 - \frac{W}{R_1 V} \right) \cdot e^{-R_1 u} + B \cdot \left(1 - \frac{W}{R_2 V} \right) \cdot e^{-R_2 u} + \frac{W E_0}{V} , \quad (3)$$

式中, P 为压应力, E_0 为初始能量, V 为特定体积, A , B , R_1 , R_2 为常数。

2.2 数值模拟炸药用量确定

试验中在距离炮孔中心 20 mm 处粘贴应变片 1 测试爆炸荷载的径向应力, 同时在炮孔另一侧粘贴应变片 2 用于测试其环向应力。示波器测得电压信号经过下式计算后可得应变信号如图 4 所示。

$$e = \frac{4 \Delta U}{n E K} , \quad (4)$$

式中, e 为电压信号转化后的应变值, ΔU 为测量所得电压, n 为超动态应变仪增益放大 1000 倍($n=1000$), E 为供桥电压 2V, K 为应变片灵敏系数 2.1。

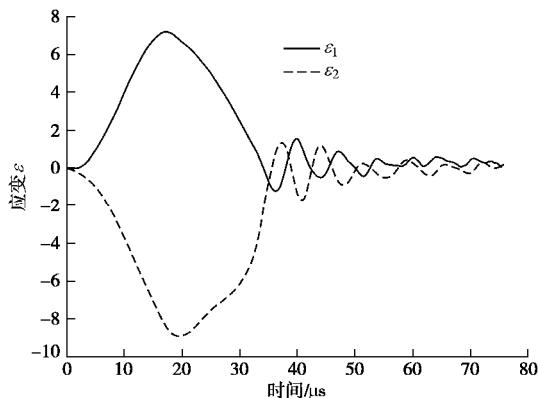


图 4 应变片测得爆炸荷载下应变曲线图

Fig. 4 Curves of strains of strain gauges under blasting loads

$$P(t) = \frac{E_d}{1 - n_d^2} (e_1 + v_d e_2) , \quad (5)$$

式中, $P(t)$ 为加载应力时程值, E_d 为砂岩动态弹性模量 12.5 GPa, n_d 为砂岩动态泊松比 (0.26)。

e_1 , e_2 分别为径向应变片 1 和环向应变片 2 的应变值, 图中可看出环向拉伸应变略大于径向应变。其

峰值大小及出现的时间分别为 7.289×10^{-3} , 17.3 μ s; -8.846×10^{-3} , 18.8 μ s。为得到加载波应力曲线需要采用式 (5) 对 e_1 , e_2 进行计算, 计算所得加载应力波如图 5 所示。加载应力波的上升沿约 16.3 μ s, 峰值为 67.51 MPa, 下降沿约 15.5 μ s, 全程作用时间 31.8 μ s。

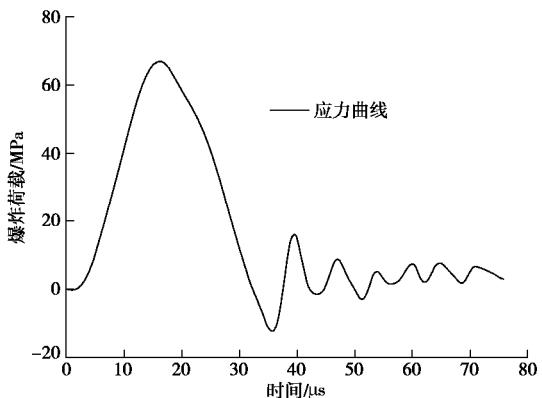


图 5 爆炸荷载下加载应力时间历程曲线

Fig. 5 Curves of stress under blasting loads

数值模拟将采用 ANFO 炸药, 数值模拟前为了找到能够与试验加载波形相吻合的加载应力, 以达到数值模拟和试验的加载应力最大程度上相一致, 需对炸药的用量进行标定。其过程主要是在数值模型中距离炮孔 20 mm 处设置一个 gauge 点用以检测爆炸应力波的波形, 得到检测波形后与试验测得波形相对比, 在二者波形最大程度的吻合基础上来确定数值模拟中炸药的用量。

2.3 试验和数值模拟结果对比

图 6 显示空孔间距 S 为 15, 20, 25, 30, 35, 40 mm 时裂纹扩展试验效果与 AUTODYN 数值模拟效果图。图 6 (a)、(b)、(c) 对比发现在同一荷载条件下裂纹扩展受空孔的影响较大, 图 6 (a)、(c) 裂纹在扩展过程中没有出现分叉现象, 但其扩展路径明显受空孔的引导作用, 最终都与空孔贯通进而基本止裂于空孔; 图 6 (b) 裂纹在扩展过程中出现了分叉现象, 分叉后的裂纹最终也分别受两空孔的引导作用与之贯通。图 6 (d)、(e)、(f) 显示裂纹扩展受空孔的引导作用较弱, 但其扩展行为仍受空孔的影响对比发现随着空孔间距的增大裂纹扩展长度递增。对比试验与数值模拟结果发现二者吻合度较高, 也证明了模拟参数选择的合理性。

3 动态应力强度因子计算方法

目前有些力学模型单纯的通过理论推导计算很难得到解析解, 部分数值计算软件的出现诸如 ANSYS、UDEC、ABAQUS 让这一问题在一定程度

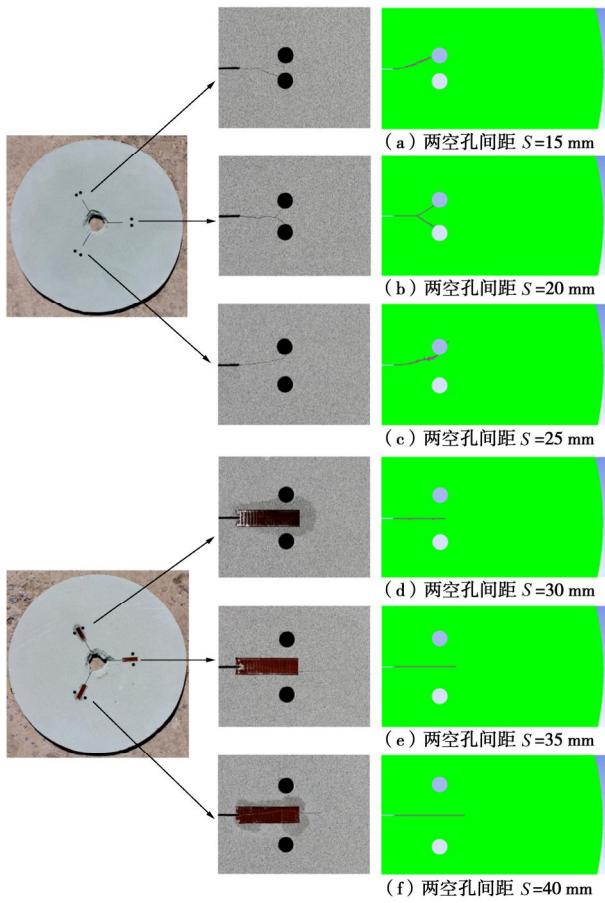


图 6 不同孔间距下试验与数值模拟扩展效果对比图

Fig. 6 Experimental and numerical results of crack propagation patterns under two different hole spacings

上得以解决。数值解主要依赖于有限单元体, 而在对含有裂纹的力学模型进行计算时, 由于裂纹尖端单元积分点上的应力值严重依赖于网格尺寸, 尺寸越小其应力值越大即应力值通常不收敛于网格尺寸, 而应力强度因子则可以克服这个数学上的固有困难, 来描述裂尖应力奇异性的严重程度。目前, 应力强度因子的计算方法较多如: J 积分和能量释放率法、单元应力的外推法、节点位移的外推法等。本文研究采用 ABAQUS 隐式动力分析法进行求解, 数值模型中裂纹尖端采用以裂尖为圆心布置 24 个辐射状 6 节点 CPS6 三角单元, 其中 A , A' , B , B' 为 1/4 节点, 其他区域采用相互独立的 8 节点 CPS8 四边形单元, 如图 7 所示。

3.1 动载荷下 I 型静止裂纹尖端应力强度因子

据以上分析, 采用相对位移法计算动载荷下静止 I 型裂纹尖端应力强度因子:

$$u_y(r, q, t) = K_1^0(t) \frac{(1+n)}{2E} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \left[(2k+1) \sin \frac{q}{2} - \sin \frac{3q}{2} \right] \quad (6)$$

平面应变条件下, $k = 3 - 4n$, 在裂纹任意点的上下表面处, $r = r_0$, $q = \pm\pi$, 则由式 (6) 可知:

$$u_y(r_0, \pm\pi, t) = \pm \frac{4(1-n^2)K_1^0}{E} \sqrt{\frac{r_0}{2\pi}} \quad (7)$$

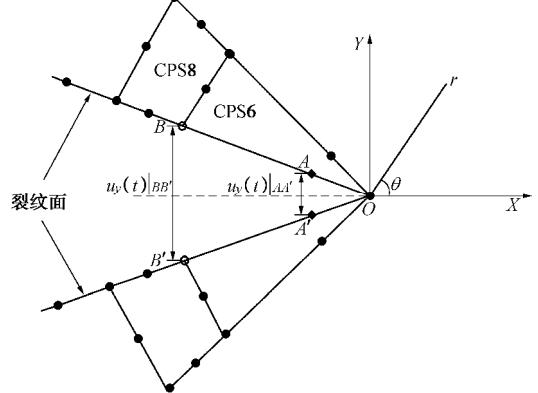


图 7 1/4 节点三角单元及其坐标系统

Fig. 7 1/4-node singular element coordinate system

对于 I 型裂纹可认为预制裂纹上下表面的位移大小互等方向相反, 根据式 (7) 可得裂纹面上任意点张开位移:

$$u_y(r_0, +\pi, t) - u_y(r_0, -\pi, t) = \frac{8(1-n^2)K_1^0}{E} \sqrt{\frac{r_0}{2\pi}} \quad (8)$$

那么图 6 中裂纹面上 $(A-A')$, $(B-B')$ (其中 $r_{OB} = 4r_{OA}$) 的位移时程值则可表示为

$$\left. \begin{aligned} u_y(t)|_{AA'} &= u_y(r_{OA}, \pi, t)|A - u_y(r_{OA}, -\pi, t)|A' , \\ u_y(t)|_{BB'} &= u_y(r_{OB}, \pi, t)|B - u_y(r_{OB}, -\pi, t)|B' . \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

将式 (9) 代入式 (8) 则可得到应力强度因子时程值:

$$\left. \begin{aligned} K_{AA'}^0(t) &= \frac{E}{8(1-n^2)} u_y(t)|_{AA'} \sqrt{\frac{2\pi}{r_{OA}}} , \\ K_{BB'}^0(t) &= \frac{E}{8(1-n^2)} u_y(t)|_{BB'} \sqrt{\frac{2\pi}{r_{OB}}} . \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

Shih 等^[26]通过 1/4 节点 $(A-A')$, $(B-B')$ 位移直接求得裂纹尖端应力强度因子:

$$K_1^0(t) = K_{OI}^0(t) = \frac{E}{16} \sqrt{\frac{2\pi}{r_{OA}}} (2u_y(t)|_{AA'} - u_y(t)|_{BB'}) \quad (11)$$

此外, Chen 等^[27] 通过先计算 $(A-A')$, $(B-B')$ 两点应力强度因子, 进而在将 1/4 节点作为一插值点对其进行线性插值进而求得比式 (11) 精度更高的应力强度因子:

$$\begin{aligned} K_1^0(t) &= K_{OI}^0(t) = \frac{4}{3} K_{AA'}^0(t) - \frac{1}{3} K_{BB'}^0(t) \\ &= \frac{1}{48} \sqrt{\frac{2\pi}{r_{OA}}} (8u_y(t)|_{AA'} - u_y(t)|_{BB'}) \quad (12) \end{aligned}$$

3.2 普适函数的解析修正

运动扩展过程中的裂纹其动态应力强度因子等于动载荷下静止裂纹的应力强度因子与其瞬态扩展速度

的普适函数值的乘积。Rose 等^[28]总结得出对于无限介质而言动态应力强度因子 $K_I^d(t)$ 可分解为普适函数 $k(v)$ 与动载荷下静止裂纹的应力强度因子 $K_I^0(t, a)$ 乘积的形式, 如下所示:

$$K_I^d(t) = K_I^d[t, a(t), v(t), P(t)] = k(v) \cdot K_I^0(t, a)。 \quad (13)$$

式中 $K_I^d(t)$ 为 t 时刻裂纹扩展动态应力强度因子; $a(t)$ 为 t 时刻裂纹长度; $v(t)$ 为 t 时刻裂纹扩展速度; $P(t)$ 为 t 时刻炮孔壁面的加载应力值; $k(v)$ 为 t 时刻扩展速度为 v 的普适函数; $K_I^0(t, a)$ 为动载下 t 时刻长度为 a 的静止裂纹尖端的应力强度因子。对此, Rose 在 Freund 对 Green 函数推导的基础上通过大量计算给出了 $k(v)$ 的近似计算公式:

$$k(v) = \frac{1 - \frac{n}{C_R}}{\sqrt{1 - \frac{n}{C_d}}} \quad , \quad (14)$$

$$\left. \begin{aligned} C_d &= \sqrt{\frac{E(1-n)}{r(1+n)(1-2n)}}, \\ C_s &= \sqrt{\frac{E}{2r(1+n)}} \left(2 - \frac{C_R^2}{C_s^2}\right)^2 = 4 \left(1 - \frac{C_R^2}{C_d^2}\right)^{1/2} \left(1 - \frac{C_R^2}{C_s^2}\right)^{1/2} \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

式中 C_d 为砂岩的膨胀波速, C_s 为砂岩剪切波速, C_R 为砂岩 Rayleigh 波速, 弹性模量 $E=12.5$ GPa, 密度 $r=2360$ kg/m³, 泊松比 $n=0.26$ 。将以上参数代入式 (14), (15) 即可求得仅仅与裂纹扩展速度有关的普适函数 $k(v)$ 。

4 裂纹动态极限应力强度因子值计算结果及分析

采用图 7 中的网格及 1/4 点划分方法在 ABAQUS 中建立图 1 模型, 同时将图 5 应力 - 时间历程曲线.TXT 文件作为加载应力导入数值模拟软件。最终得出裂纹起裂极限应力强度因子、扩展极限应力强度因子。

4.1 起裂及扩展极限应力强度因子计算方法

本文以图 6 中空孔间距 $S=35$ mm 为例阐述起裂及扩展极限应力强度因子的计算方法。因为裂纹起裂瞬间是无法测出其扩展速度的因此, $k(v_i)=1$, 相应的 $K_I^d(t_i, a_i)=K_I^0(t_i, a_i)$, $a_i=70$ mm 为裂纹原始长度。如图 8 显示试验中 CPG 第 1 根栅丝断裂时刻为 $t_i=58.4$ μs, 结合图 9 (a) 可得出起裂极限应力强度因子值 $K_{IC}^d(t_i, a_i)=4.3160$ MPa · m^{1/2}。扩展极限应力强度因子则选取第 2 根与第 3 根栅丝断裂时刻的中间值进行计算, 其断裂时刻同样也可由图 8 看出。此时

$v_p \approx 815$ m/s, 根据式 (17) 计算可得与之相对应时刻的普适函数 $k(v_p)=0.47038$, 裂纹长度 $a_p=74$ mm, $t_p=63.2$ μs。根据图 9 (b) 黑色实体曲线可直接读出裂纹扩展极限应力强度因子值 $K_{IC}^d(t_p, a_p)=1.3983$ MPa · m^{1/2}。

4.2 裂纹动态极限应力强度因子对比分析

预制裂纹在爆炸荷载下起裂—扩展—止裂过程中裂纹的扩展速度并不是恒定不变的, 且具有较大的波动, 根据式 (12), (13) 可知其普适函数及动态应力强度因子也将随之发生变化, 由动态应力强度因子得出的断裂极限应力强度因子也将随之波动。由图 6 可看出当孔间距较小时裂纹扩展受孔影响较大, 扩展路径发生偏转或者分叉, CPG 无法测出完整数据。因此, 后面将仅对孔间距为 S 为 30, 35, 40 mm 进行极限应力强度因子的计算。

图 8 为当孔间距 S 为 30, 35, 40 mm 时所测得 CPG 棚丝断裂时刻、裂纹扩展速度及裂纹的动态断裂极限应力强度因子曲线。图 8 (b)、(d)、(f) 中除 0 mm 位置外的极限应力强度因子的计算时刻均取两根棚丝断裂时刻的中点, 裂纹扩展速度曲线中的数值点也均为相邻两根棚丝之间的平均速度。图 8 (a)、(c)、(e) 为 CPG 自裂尖开始沿裂纹扩展路径上的断裂时刻, 每相邻 2 根棚丝间距为 2 mm 共 21 根, 两空孔连线中点距裂尖距离 C 均为 30 mm, 其中第 13~18 根棚丝在两空孔圆心连线的附近位置。图 8 (a) 显示第 1~14 根棚丝的断裂时间间隔均相对较短约 2.5 μs, 而 14~15, 15~16, 16~17 四根棚丝之间的断裂时间间隔明显较长分别为 8.4, 24.2, 12.0 μs, CPG 范围内裂纹扩展总时长为 99.6 μs; 图 8 (c) 显示第 1~13 根棚丝的断裂时间间隔也相对较短约 3 μs, 而 13~14, 14~15, 15~16, 16~17 五根棚丝之间的断裂时间间隔较长分别为 6.2, 7.8, 15.6, 6.6 μs, CPG 范围内裂纹扩展时长为 91.4 μs (149.8~58.4); 图 8 (e) 则没有出现上述现象仅 16~17 两根棚丝断裂时间间隔较长约为 5.8 μs, CPG 范围内整个裂纹扩展总长约为 88.4 μs。

图 8 (b)、(d)、(f) 分别为当空孔间距 S 为 30, 35, 40 mm 时的裂纹动态极限应力强度因子与扩展速度曲线图。图 8 (a) 显示在裂尖位置 0 mm 处裂纹的起裂极限应力强度因子为 3.5826 MPa · m^{1/2}, 之后有所减低, 但在裂纹扩展至距裂尖分别为 27, 29, 31 mm 时其扩展极限应力强度因子较高分别为 2.7810, 3.4721, 3.1960 MPa · m^{1/2} 其对应的裂纹扩展速度值则较低分别为 238.64, 82.66, 166.67 m/s, CPG 范围内裂纹扩展平均速度为 401.61 m/s; 裂纹扩展全长约 44 mm。图 8 (d) 显示在裂尖位置 0 mm 处裂纹的

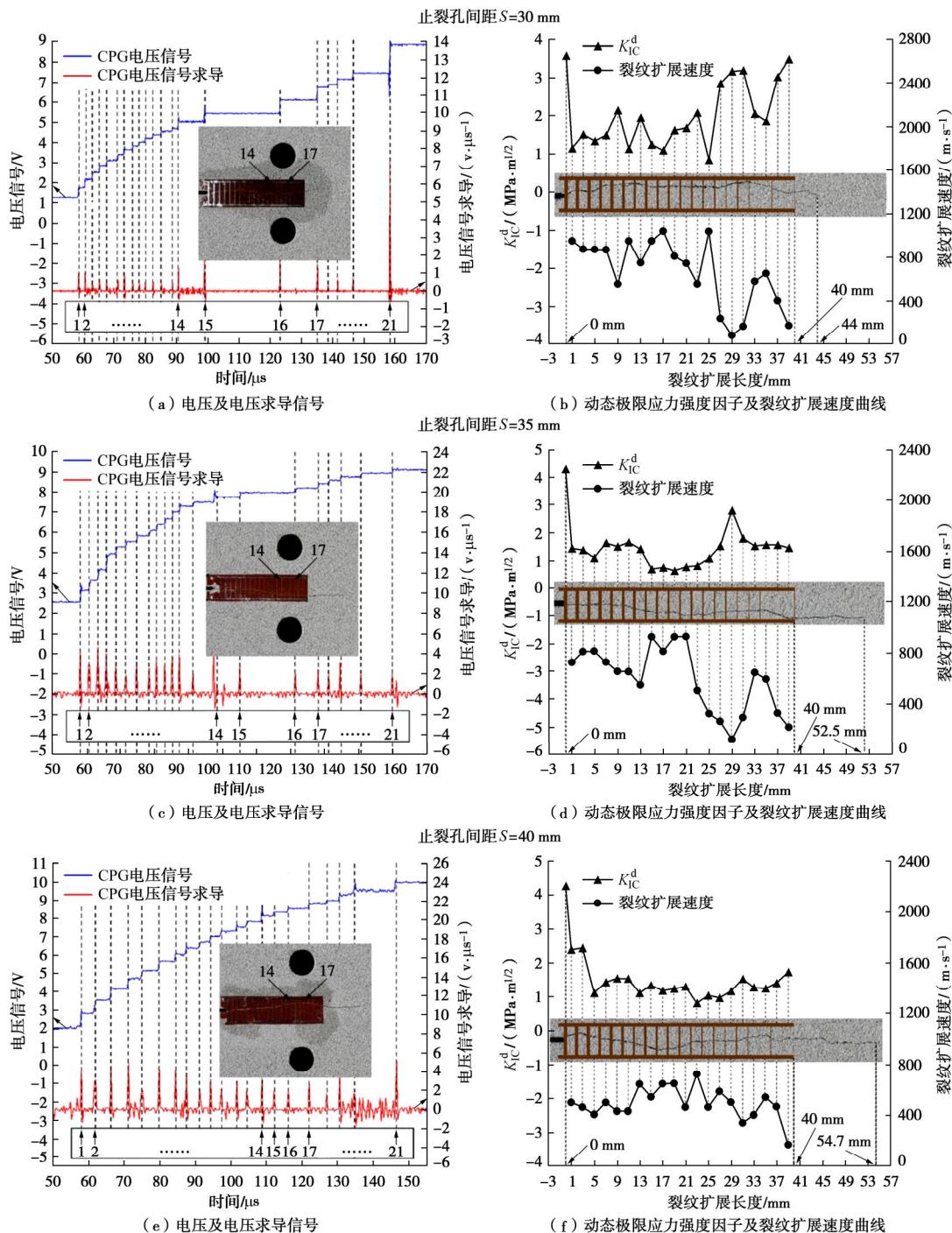
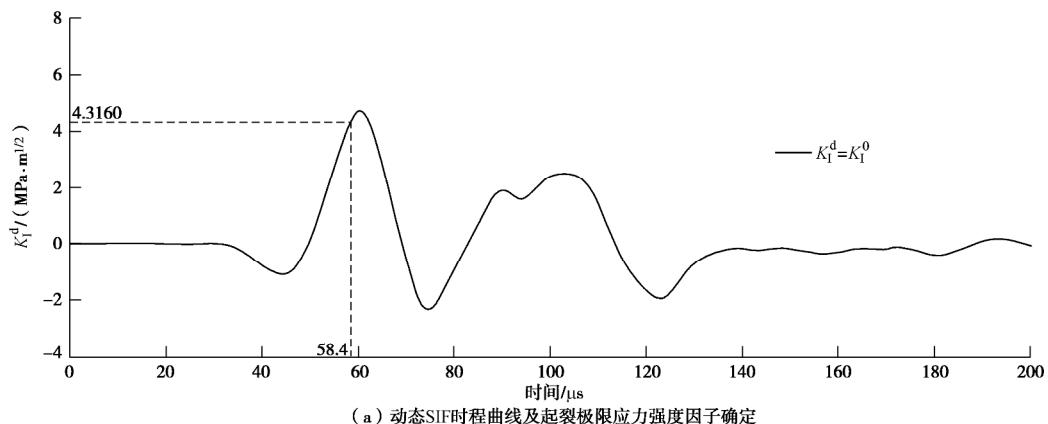


图 8 不同空孔间距下 CPG 断裂信号及其裂纹极限应力强度因子曲线图

Fig. 8 Critical SIFs and signals of CPG voltage under different spacings of holes



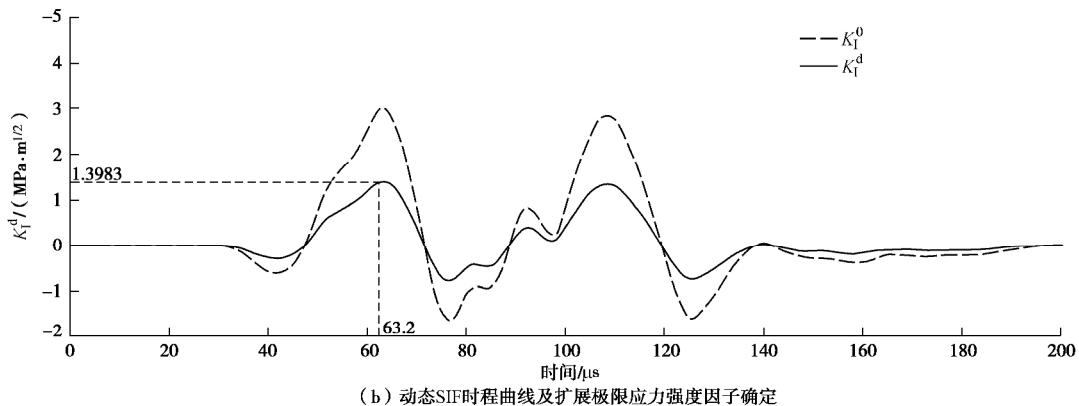


图 9 起裂及扩展极限应力强度因子的确定

Fig. 9 Determination of initiation and propagation critical SIFs

起裂极限应力强度因子为 $4.3160 \text{ MPa} \cdot \text{m}^{1/2}$ ，之后有所减低，但在裂纹扩展至距裂尖分别为 27, 29, 31 mm 时，三者对应的扩展极限应力强度因子相对其他时较大，分别为 $1.5590, 2.8103, 1.8027 \text{ MPa} \cdot \text{m}^{1/2}$ ，但其相对应的裂纹扩展速度值则相对较低，分别为 260.72, 123.00, 296.74 m/s，CPG 范围内裂纹扩展平均速度为 437.64 m/s；裂纹扩展全长约 52.5 mm。图 8 (f) 显示在裂尖位置 0 mm 处裂纹的起裂极限应力强度因子为 $4.2817 \text{ MPa} \cdot \text{m}^{1/2}$ 之后变化不大且裂纹扩展速度较为均一，CPG 范围内裂纹扩展平均速度为 452.49 m/s；裂纹扩展全长约 54.7 mm。

对比图 8 (a)、(c)、(d) 发现空孔附近的裂纹均有不同时间的停留，且随着孔间距的递增停留时间递减，且 CPG 范围内的裂纹扩展时长也呈现递减趋势。对比图 8 (b)、(d)、(f) 可知 3 种构型下的裂纹起裂极限应力强度因子均较高，且当裂纹扩展至空孔附近时其扩展极限应力强度因子均高于其他时刻的数值，CPG 范围内的裂纹扩展速度随空孔间距增大递增，且扩展长度也递增。对比图 8 (b)、(d) 发现空孔附近的扩展极限应力强度因子前者较后者大，扩展速度前者较后者小且裂纹扩展极限应力强度因子越大裂纹越难以扩展。最终得出：空孔对裂纹的扩展极限应力强度因子，扩展速度，扩展长度都有一定的影响。对比 S 为 30, 35 mm 和 S 为 35, 40 mm 两组构型下裂纹动态极限应力强度因子，裂纹扩展时间，裂纹扩展速度，裂纹扩长度 4 种物理量的变化量发现前者较后者变化幅值大，表明了孔间距越小影响越明显。

5 结 论

试验中采用径向和环向应变片测得炮孔附近的应变，进而推算出炮孔在爆炸荷载下的加载应力时程曲线。同时将试验测得加载波形植入 ABAQUS 中导出节点位移来计算裂纹的动载荷下的静态应力强度因子，结合试验 CPG 测得裂纹断裂时刻与普适函数，最

终计算出裂纹的动态断极限应力强度因子。通过对比分析试验与数值模拟计算结果可得出以下结论：

(1) 空孔对爆炸荷载下的裂纹扩展极限应力强度因子有所影响，有使其增大趋势且空孔间距越小对其影响效果越明显。

(2) 一般情况下裂纹的起裂极限应力强度因子要略高于扩展极限应力强度因子，裂纹的扩展速度对裂纹扩展极限应力强度因子有一定影响且二者基本呈反比关系。

(3) 当裂纹扩展至空孔附近时空孔的作用增大了裂纹的扩展韧度，降低了裂纹的扩展速度并减小了裂纹的扩展长度。

参 考 文 献：

- [1] FAR M S, WANG Y. Probabilistic analysis of crushed zone for rock blasting[J]. Computers and Geotechnics, 2016, **80**: 290 – 300.
- [2] YAO W, XU Y, LIU H W, et al. Quantification of thermally induced damage and its effect on dynamic fracture toughness of two mortars[J]. Eng Fract Mech, 2017, **169**: 74 – 88.
- [3] CHEN P W, CHEN J J, GUO B Q, et al. Measurement of the dynamic fracture toughness of alumina ceramic[J]. Dynamic Behavior of Materials, 2016(1): 33 – 38.
- [4] NEMAT-NASSER S. Compression-induced ductile flow of brittle material fracturing of ductile materials[J]. International Conference on Fracture, 1989: 423 – 445.
- [5] DONG S M, WANG Y, XIA Y M. A finite element analysis for using Brazilian disk in split Hopkinson pressure bar to investigate dynamic fracture behavior of brittle polymer materials[J]. Polymer Testing, 2006, **25**(7): 943 – 952.
- [6] NAKANO M, KISHIDA K, YAMAUCHI Y, et al. Dynamic fracture initiation in brittle materials under combined mode I/II loading[J]. Journal de physique, 1994, **4**(C8): 695-700.

- [7] WANG Q Z, YANG J R, ZHANG C G, et al. Sequential determination of dynamic initiation and propagation toughness of rock using an experimental-numerical-analytical method[J]. Eng Fract Mech, 2015, **141**: 78 - 94.
- [8] WANG X M, ZHU Z M, WANG M, et al. Study of rock dynamic fracture toughness by using VB-SCSC specimens under medium-low speed impacts[J]. Eng Fract Mech, 2017, **118**: 52 - 64.
- [9] 张财贵, 曹 福, 李 炼, 等. 采用压缩单裂纹圆孔板确定岩石动态起裂、扩展和止裂韧度[J]. 力学学报, 2016, **48**(3): 624 - 635. (ZHANG Chao-gui, CAO Fu, LI Lian, et al. Determination of dynamic fracture initiation, propagation, and arrest toughness of rock using SCDC specimen[J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 2016, **48**(3): 624 - 635. (in Chinese))
- [10] WANG M, ZHU Z M, DONG Y Q, et al. Study of mixed-mode I/II fractures using single cleavage semicircle specimens under impacting loads[J]. Eng Fract Mech, 2017, **177**: 33 - 44.
- [11] 王 蒙, 朱哲明, 谢 军. 岩石 I - II 复合型裂纹动态扩展 SHPB 实验及数值模拟研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(12): 2474 - 2485. (WANG Meng, ZHU Zhe-ming, XIE Jun. Experimental and numerical studies of the mixed-mode I and II crack propagation under dynamic loading using SHPB[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(12): 2474 - 2485. (in Chinese))
- [12] FREUND L B. Dynamic fracture mechanics[M]. Cambridge: Cambridge University Press, 1990.
- [13] RAVI-CHANDAR K. Dynamic fracture[M]. Oxford: Elsevier, 2004: 168 - 177.
- [14] 徐文涛, 朱哲明, 曾利刚. 爆炸载荷下 I 型裂纹动态断裂韧度测试方法初探[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(增刊 1): 2767 - 2772. (XU Wen-tao, ZHU Zhe-ming, ZENG Li-gang. Testing method study of mode-I dynamic fracture toughness under blasting loads[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(S1): 2767 - 2772. (in Chinese))
- [15] KOWSARI K, SCHWARTZENTRUBER J, SPEKT J K, et al. Erosive smoothing of abrasive slurry-jet micro-machined channels in glass, PMMA, and sintered ceramics: Experiments and roughness model[J]. Precision Engineering, 2017, **49**: 332 - 343.
- [16] ZAFAR M S, AHMED N. Nanoindentation and surface roughness profilometry of poly methyl methacrylate denture base materials[J]. Technology and Health Care, 2014, **22**(4): 573 - 581.
- [17] 李 盟, 朱哲明, 肖定军, 等. 煤矿岩巷爆破掘进过程中周边眼对裂纹扩展止裂机理[J]. 煤炭学报, 2017, **42**(6): 1691 - 1699. (LI Meng, ZHU Zhe-ming, XIAO Ding-jun, et al. Mechanism of crack arrest by peripheral holes during mine rockroadway excavation under blasting[J]. Journal of China Coal Society, 2017, **42**(6): 1691 - 1699. (in Chinese))
- [18] 朱哲明, 李元鑫, 周志荣, 等. 爆炸荷载下缺陷岩体的动态响应[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(6): 1157 - 1167. (ZHU Zhe-ming, LI Yuan-xin, ZHOU Zhi-rong, et al. Dynamic response of defected rock under blasting load[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(6): 1157 - 1167. (in Chinese))
- [19] ZHU Z M. Numerical prediction of crater blasting and bench blasting[J]. Int J Rock Mech Min Sci, 2009, **46**: 1088 - 1096.
- [20] ZHU Z M, MOHANTY B, XIE H P. Numerical investigation of blasting-induced crack initiation and propagation in rocks[J]. Int J Rock Mech Min Sci, 2007, **44**(3): 412 - 24.
- [21] ZHU Z M, XIE H P, MOHANTY B. Numerical investigation of blasting-induced damage in cylindrical rocks[J]. Int J Rock Mech Min Sci, 2008, **45**(2): 111 - 121.
- [22] DONZE F V, BOUCHEZ J, MAGNIER S A. Modeling fractures in rock blasting[j]. Int J Rock Mech Min Sci, 1998, **34**(8): 1153 - 1163.
- [23] BENDEZU M, ROMANEL C, ROEHL D. Finite element analysis of blast-induced fracture propagation in hard rocks[J]. Computers and Structures, 2017, **182**: 1 - 13.
- [24] CHO S H, KANEKO K. Influence of the applied pressure waveform on the dynamics fracture processes in rock[J]. Int J Rock Mech Min Sci, 2004, **41**(5): 771 - 784.
- [25] 杨仁树, 许 鹏, 岳中文, 等. 圆孔缺陷与 I 型运动裂纹相互作用的试验研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(6): 1598 - 1602. (YANG Ren-shu, XU Peng, YUE Zhong-wen, et al. Laboratory study of interaction between a circular hole defect and mode I moving crack[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(6): 1598 - 1602. (in Chinese))
- [26] SHIH C F, LORENZI H G, GERMAN M D. Crack extension modeling with singular quadratic isoparametric element[J]. International Journal of Fracture, 1976, **12**: 647 - 651.
- [27] CHEN L S, KUANG J H. A modified linear extrapolation formula for determination of stress intensity factor[J]. International Journal of Fracture, 1992, **54**: R3-R8.
- [28] ROSE L R F. Recent theoretical and experimental results on fast brittle fracture[J]. International Journal of Fracture, 1976, **12**(6): 799 - 813.

DOI: 10.11779/CJGE201812006

三维胶结结构性土 UH 模型

祝恩阳^{1, 2}, 李晓强², 朱建明^{*3}

(1. 北京航空航天大学航空科学与工程学院, 北京 100191; 2. 北方工业大学土木工程学院, 北京 100144;
3. 华北科技学院安全工程学院, 河北 三河 101601)

摘要: 为反映胶结对结构性土剪切最终应力比以及剪胀规律的影响, 将 $p-q$ 坐标中静态的临界状态线 (CSL) 扩展为与 CSL 平行并随结构性衰减而从左侧移向 CSL 的动态临界状态线 (MCSL), 构造与 MCSL 匹配的屈服面和剪胀方程, 从而将以考虑加载体积垮塌为主的结构性土统一硬化 (UH) 模型扩展为能考虑胶结影响的胶结结构性土 UH 模型。在此基础上, 应用变换应力三维化方法, 将所提模型应用到三维应力空间。相对于结构性土 UH 模型, 三维胶结结构性土 UH 模型增加了 1 个模型参数描述初始胶结程度。该参数可由无侧限压缩试验近似确定。通过 4 种结构性土的试验结果与模型预测对照表明, 三维胶结结构性土 UH 模型能够较合理地反映受胶结影响的结构性土等向压缩、常规三轴剪切与真三轴剪切等特性。

关键词: 胶结; 结构性土; 移动临界状态线; 本构模型; 三维化

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)12-2200-08

作者简介: 祝恩阳(1983-), 男, 讲师, 博士, 主要从事岩土本构理论的教学和科研工作。E-mail: zhuenyang@ncut.edu.cn。

Three-dimensional UH model for structured soils considering bonding

ZHU En-yang^{1, 2}, LI Xiao-qiang², ZHU Jian-ming³

(1. School of Aeronautic Science and Engineering, Beihang University, Beijing 100191, China; 2. School of Civil Engineering, North China University of Technology, Beijing 100144, China; 3. School of Safety Engineering, North China Institute of Science and Technology, Sanhe 101601, China)

Abstract: In order to reflect the influences of bonding in structured soils on the ultimate shear stress ratio and dilatancy law, a dynamic moving critical state line (MCSL), which parallels to the traditional static critical state line (CSL) and moves to the CSL as bonding structure decays, is introduced in $p-q$ stress space. Correspondingly, the yielding surfaces and the dilatancy equation are both modified to match the MCSL. After that, a UH model for structured soils considering bonding is developed from the structured UH model mainly considering soil structure collapse. Adopting the transformed stress method, the proposed model is developed to be applied in three-dimensional stress space. Compared to the structured UH model, the proposed new model adds only 1 model parameter expressing the initial bonding level, which can be estimated by unconfined compression tests. Comparisons between test data and model predictions of 4 structured soils indicate that the proposed model is qualified in reasonably describing the behaviors of the bonding structured soils in isotropic compression, drained/undrained triaxial compression and true triaxial shear.

Key words: bonding; structured soil; moving critical state line; constitutive model; three-dimension

0 引言

鉴于天然土内遍布的微结构使其变形特性与重塑土有较大差异, 故亟需建立能考虑天然土结构性的本构模型。这也是 21 世纪土力学的一个核心问题^[1]。对此, 许多学者进行了卓有成效的研究, 例如: 沈珠江^[2]基于损伤理论建立堆砌体模型; 谢定义等^[3]通过构造结构性参数建立反映天然土结构性的本构模型; 尹振宇^[4]通过引入结构比描述前期固结压力的演化建立天然软黏土模型; 王立忠等^[5]在符合热力学原理模型基

础上建立了 K_0 结构性软黏土本构模型; Liu 等^[6]在修正剑桥模型基础上引入附加孔隙比及相应演化规律描述结构性土的等向压缩特征, 并进而扩展建立结构性土剑桥模型; Asaoka 等^[7]在剑桥模型单一屈服面基础上, 联合使用上、下加载面对结构性与超固结进行统一描述; Nakai 等^[8]通过建立 2 个与孔隙比相关的状态参量对结构性土的等向压缩特性进行描述; Rouainia

收稿日期: 2017-10-24

*通讯作者 (E-mail: jmzhu@263.net)

等^[9]在泡泡模型基础上发展建立了天然土的移动硬化模型。笔者在统一硬化 (UH) 理论框架下^[10-11], 通过将静态的正常固结线 (Normal Compression Line, 简称 NCL) 扩展为动态的移动正常固结线 (Moving Normal Compression Line, 简称 MNCL), 建立了以考虑结构垮塌为主的结构性土 UH 模型^[12-14]。

土颗粒间的胶结是导致结构性的重要原因。胶结通过增强土颗粒间的联接, 增大土的强度与刚度, 从而抑制土体变形的发展。随加载进行, 胶结逐渐破损, 这使先前被抑制住的变形又释放出来。因而可形象地说: 以重塑土为参照, 胶结将本应发生在加载初期的变形向加载后期延迟。故涉及结构性土的工程在加载后期可能产生更急剧的突然变形, 不利于施工及使用安全。

为对胶结作用进行考虑, 蒋明镜等^[15]从细观角度建立了胶结接触模型, 并将其植入到三维离散元商业软件 PFC^{3D}中。Liu 等^[16]使屈服面左端与平均主应力轴负半轴相交, 并令交点截距随加载演化。采用类似做法的还有陈波等^[17]。刘鹏等^[18]利用结构性土压缩线的双对数线性关系, 将胶结考虑进本构模型。Nguyen 等^[19]在应力坐标中构造弯曲的临界状态线对胶结进行考虑。该线与平均应力轴负半轴相交, 并随平均应力增加趋近于重塑土临界状态线。

从建立本构模型角度考虑, 胶结通过限制土材料在受荷过程中颗粒间的相对移动, ①使土抗剪强度提高, ②也使土的剪胀特性受到影响。图 1 (a) 为不同围压下原状 Corinth Canal 泥灰土^[20]三轴排水剪切最终应力比 $h_{ult} = (q/p)_{ult}$, 其中 p 为平均应力, q 为广义剪应力。随 p 增大, 结构性土剪切最终应力比 h_{ult} 减小并趋近于重塑土临界状态应力比 M 。图 1 (b) 所示为原状与重塑 Bangkok 黏土^[21]的剪胀规律。以体应变增量 de_v 与广义剪应变增量 de_d 之比为横坐标, 以应力比 (q/p) 为纵坐标。在相同 (q/p) 下, 结构性土较重塑土产生更大份额的剪缩体积应变。

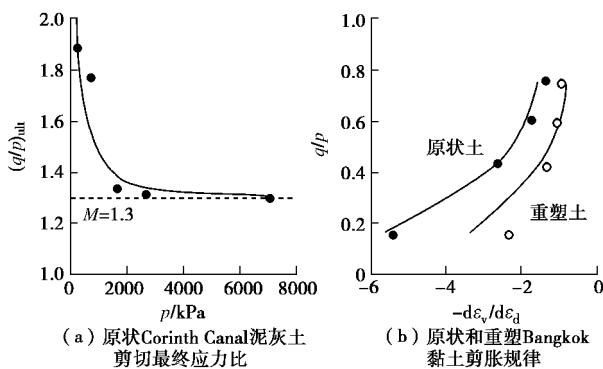


图 1 胶结影响

Fig. 1 Influences of bonding

为描述胶结的以上两方面影响, 在结构性土 UH 模型基础上, 把 $p - q$ 坐标中静态的临界状态线 (Critical State Line, 简称 CSL) 扩展为动态的移动临界状态线 (Moving Critical State Line, 简称 MCSL), 将胶结对结构性土剪切破坏最终应力比和剪胀规律的影响动态地考虑进本构模型^[22]。而后基于变换应力三轴化方法^[10], 扩展建立三维胶结结构性土 UH 模型。

在本文介绍中, 主应力以 s_1 , s_2 , s_3 表示; 主应变增量以 de_1 , de_2 , de_3 表示。则 p , q , de_v 和 de_d 分别表示为

$$p = (s_1 + s_2 + s_3)/3, \quad (1)$$

$$q = \sqrt{(s_1 - s_2)^2 + (s_1 - s_3)^2 + (s_3 - s_2)^2} / \sqrt{2}, \quad (2)$$

$$de_v = de_1 + de_2 + de_3, \quad (3)$$

$$de_d = \sqrt{2} \sqrt{(de_1 - de_2)^2 + (de_1 - de_3)^2 + (de_3 - de_2)^2} / 3. \quad (4)$$

主应变增量 $de_i (i=1, 2, 3)$ 由弹性部分 de_i^e 和塑性部分 de_i^p 组成,

$$de_i = de_i^p + de_i^e. \quad (5)$$

1 胶结结构性土 UH 模型

在结构性土 UH 模型^[12-14] MNCL 基础上, 为考虑胶结, 令当前应力屈服面 f 与参考应力屈服面 \bar{f} 左端交于 p 轴负半轴, 如图 2 所示。

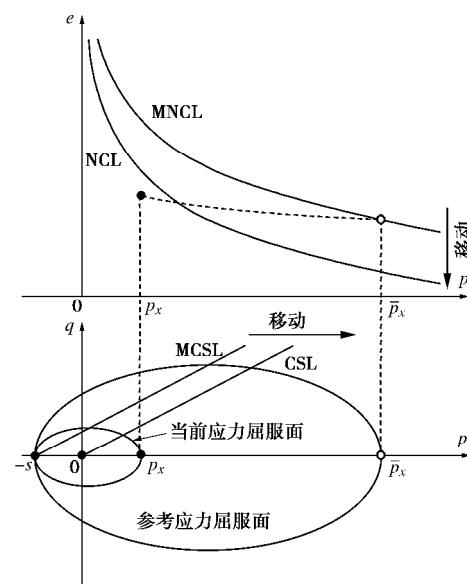


图 2 胶结结构性土 UH 模型当前与参考应力屈服面

Fig. 2 Current and reference yield surfaces of UH model for structured soils considering bonding

$$f = c_p \ln \left[p + \frac{q^2}{M^2(p+s)} \right] - c_p \ln p_x = 0, \quad (6)$$

$$\bar{f} = c_p \ln \left[\bar{p} + \frac{\bar{q}^2}{M^2(\bar{p}+s)} \right] - c_p \ln \bar{p}_x = 0. \quad (7)$$

式中 $c_p = (I - k)/(1 + e_0)$, I 与 k 分别为 $e - \ln p$ 坐

标中重塑土等向压缩线与回弹线的斜率大小; e_0 为初始孔隙比; (p, q) 和 (\bar{p}, \bar{q}) 分别为 f 与 \bar{f} 上应力状态; M 为重塑土临界状态应力比; s 为两屈服面左端点在 p 轴上共同的截距, p_x 和 \bar{p}_x 分别为两屈服面右端点在 p 轴上各自截距:

$$p_x = p_0 \exp \left[\int R^{\frac{\Delta e}{\Delta e_0} (h - M_f)} \cdot \frac{M_f^4 - h^4}{M^4 - h^4} \frac{de_v^p}{c_p} \right], \quad (8)$$

$$\bar{p}_x = \bar{p}_0 \exp \left[\int \frac{de_v^p}{c_p} + \int \frac{d(\Delta e)}{I - k} \right], \quad (9)$$

式中, p_0 与 \bar{p}_0 分别为 p_x 与 \bar{p}_x 的初值, e_v^p 为塑性体积应变, $h = q/(p + s)$ 。潜在强度 M_f 、结构势 Δe 与胶结应力 s 分别表示为

$$M_f = 6 \left[\sqrt{\frac{c}{R} \left(1 + \frac{c}{R} \right)} - \frac{c}{R} \right], \quad (10)$$

$$d(\Delta e) = -z \cdot R \cdot \Delta e \langle c_p d(\ln p_x) \rangle, \quad (11)$$

$$ds = -z \cdot R \cdot s \langle c_p d(\ln p_x) \rangle. \quad (12)$$

式中 $c = M^2/[12(3 - M)]$; $R = (p_x + s)/(\bar{p}_x + s)$; z 是结构性衰减率参数; “ $\langle \rangle$ ”为 Macaulay 括号。初始 $\Delta e = \Delta e_0$, $s = s_0$, 结构性衰减完全 $\Delta e = 0$, $s = 0$ kPa, 故假定 Δe 与 s 等比例演化。

胶结结构性土 UH 模型采用相关流动假定, 塑性势函数 $g = f$, 相应的剪胀方程为

$$\frac{de_v^p}{de_d^p} = \frac{\partial f / \partial p}{\partial f / \partial q} = \frac{M^2 - [q/(p + s)]^2}{2q/(p + s)}. \quad (13)$$

据此, 胶结结构性土 UH 模型的塑性体应变增量 de_v^p 与塑性剪应变增量 de_d^p 表达为

$$de_v^p = W \frac{(\partial f / \partial p) dp + (\partial f / \partial q) dq}{1 - W_b (\partial f / \partial s)}, \quad (14)$$

$$de_d^p = W \frac{\partial f / \partial q \cdot (\partial f / \partial p) dp + (\partial f / \partial q) dq}{\partial f / \partial p \cdot 1 - W_b (\partial f / \partial s)}. \quad (15)$$

式中 $W = R^{(\Delta e / \Delta e_0)(M_f - h)} \cdot (M^4 - h^4) / (M_f^4 - h^4)$; 当 $dp_x \geq 0$, $W_b = -zRs$; 当 $dp_x < 0$, $W_b = 0$ 。

胶结结构性土 UH 模型弹性体积应变增量 de_v^e 与弹性剪切应变增量 de_d^e 依 Hooke 定律。

$$de_v^e = 3(1 - 2n)dp/E, \quad (16)$$

$$de_d^e = 2(1 + n)dq/(3E), \quad (17)$$

式中, n 为泊松比, $E = 3p(1 - 2n)(1 + e_0)/k$ 。

2 三维胶结结构性土 UH 模型

为使所提模型能应用于真实三维应力状态, 采用变换应力三维化方法^[10], 扩展建立三维胶结结构性土 UH 模型。

如图 3 所示, 在应力空间中, 点 A 为真应力状态,

点 \tilde{A} 为变换应力状态。变换应力三维化方法实质: 根据状态点 A 计算状态点 \tilde{A} ; 将点 \tilde{A} 代入模型计算塑性应变增量, 再将此塑性应变增量与点 A 对应。弹性应变用真应力计算。

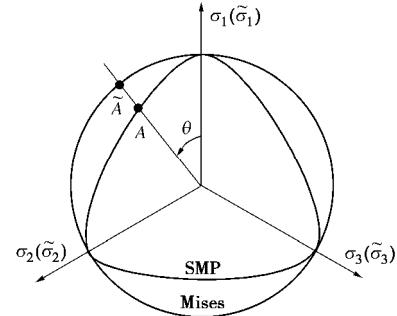


图 3 SMP 准则下的变换关系

Fig. 3 Transformed relationships based on SMP criterion

真应力 s_i 和变换应力 \tilde{s}_i 的关系为

$$\tilde{s}_i + s = p + s + \frac{q_c}{q} (s_i + s - p - s) \quad (i = 1, 2, 3). \quad (18)$$

若依照 SMP 准则, 式 (18) 中 q_c 表示为

$$q_c = \frac{I_1 I_2 - 9I_3 + 3\sqrt{(I_1 I_2 - 9I_3)(I_1 I_2 - I_3)}}{4I_2}, \quad (19)$$

式中, $I_1 = s_1 + s + s_2 + s + s_3 + s = 3p + 3s$, $I_2 = (s_1 + s)(s_2 + s) + (s_1 + s)(s_3 + s) + (s_2 + s)(s_3 + s)$, $I_3 = (s_1 + s)(s_2 + s)(s_3 + s)$ 。

三维胶结结构性土 UH 模型的当前屈服面 f 与参考屈服面 \bar{f} 在变换应力空间中表示为

$$f = c_p \ln \left[\frac{\tilde{s}_1 + \tilde{s}_2}{M^2 (\tilde{s}_1 + s)} \right] - c_p \ln \tilde{s}_x = 0, \quad (20)$$

$$\bar{f} = c_p \ln \left[\frac{\bar{s}_1 + \bar{s}_2}{M^2 (\bar{s}_1 + s)} \right] - c_p \ln \bar{s}_x = 0. \quad (21)$$

值得注意的是, 式中 \tilde{s}_1 , \tilde{s}_2 , \tilde{s}_3 各自均是 s_1 , s_2 , s_3 的函数。模型各内变量表示为

$$\tilde{s}_x = \tilde{s}_0 \exp \left[\int \tilde{R}^{\frac{\Delta e}{\Delta e_0} (\tilde{s}_x - \tilde{s}_0)} \cdot \frac{M_f^4 - \tilde{R}^4}{M^4 - \tilde{R}^4} \frac{de_v^p}{c_p} \right], \quad (22)$$

$$\bar{s}_x = \bar{s}_0 \exp \left[\int \frac{de_v^p}{c_p} + \int \frac{d(\Delta e)}{I - k} \right], \quad (23)$$

$$d(\Delta e) = -z \cdot \tilde{R} \cdot \Delta e \langle c_p d(\ln \tilde{s}_x) \rangle, \quad (24)$$

$$ds = -z \cdot \tilde{R} \cdot s \langle c_p d(\ln \tilde{s}_x) \rangle, \quad (25)$$

$$M_f^4 = 6 \left[\sqrt{\frac{c}{\tilde{R}} \left(1 + \frac{c}{\tilde{R}} \right)} - \frac{c}{\tilde{R}} \right], \quad (26)$$

$$\tilde{R} = (\tilde{s}_x + s) / (\bar{s}_x + s). \quad (27)$$

由屈服面外法线方向确定塑性流动方向:

$$[de_1^p, de_2^p, de_3^p]^T = \tilde{L}^d \left[\frac{\partial f}{\partial \tilde{s}_1}, \frac{\partial f}{\partial \tilde{s}_2}, \frac{\partial f}{\partial \tilde{s}_3} \right]^T. \quad (28)$$

式中 β_0 为塑性因子, 与加载增量有关,

$$\beta_0 = \frac{\frac{\partial f}{\partial s_1} ds_1 + \frac{\partial f}{\partial s_2} ds_2 + \frac{\partial f}{\partial s_3} ds_3}{\frac{\partial f}{\partial s_1} + \frac{\partial f}{\partial s_2} + \frac{\partial f}{\partial s_3}}, \quad (29)$$

$$\text{式中, } \beta_0 = R^{\frac{\Delta e}{\Delta e_0}} \cdot \frac{(M^4 - \beta_0^4) / (M_0^4 - \beta_0^4)}{1 - W_b(R) \cdot (\partial f / \partial s)}.$$

弹性应变增量遵循广义 Hooke 定律。

三维胶结结构性土 UH 模型中共有 8 个参数, 分别为 I , k , M , N (NCL 上 $p=1$ kPa 所对应的 e), n , Δe_0 , z 和 s_0 。其中前 5 个参数与剑桥模型相同, 可由重塑土等向压缩与三轴剪切试验确定。后 3 个参数 Δe_0 、 z 和 s_0 均为结构性参数。按模型描述, 试样一旦受荷, s 即减小, 无法直接测量初值 s_0 。本文考虑以扰动较小的无侧限压缩强度 q_u 估计 s_0 。

$$s_0 = \frac{q_u}{M} - \frac{q_u}{3} \quad (30)$$

s_0 确定后, 再由等向压缩依次确定 z , Δe_0 ^[12]。

3 模型演化

该部分计算中, 模型参数如表 1 所示。土试样的初始状态为 $e_0 = 1.3$, $p_0 = 10.0$ kPa。

表 1 模型模拟所用参数

Table 1 Model parameters applied in simulations

I	k	N	M	n	Δe_0	z	s_0
0.2	0.03	2.0	1.1	0.25	0.6	20	30 kPa

3.1 等向压缩

图 4 (a) 展示了 $e - \ln p$ 坐标中结构性土与重塑土等向压缩线。两压缩线最终均趋近于 NCL。但结构性土等向压缩线能先达到 NCL 上方。图 4 (b) 展示了结构性土内变量 s 与 Δe 随压缩的演化。由于 s 与 Δe 等比例演化, 故在 s 与 Δe 两纵坐标轴适当取值时, 二者演化线重合。

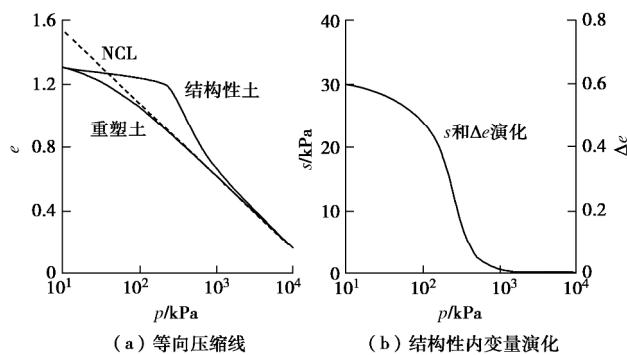


图 4 结构性土和重塑土的等向压缩线

Fig. 4 Simulations of isotropic compression on structured and reconstituted soils

3.2 等 p 三轴剪切试验

图 5 所示为胶结结构性土等 p 三轴排水剪切模拟。图 6 所示为胶结结构性土不排水剪切模拟, 其中 p_{c0} 表示初始等向固结压力。

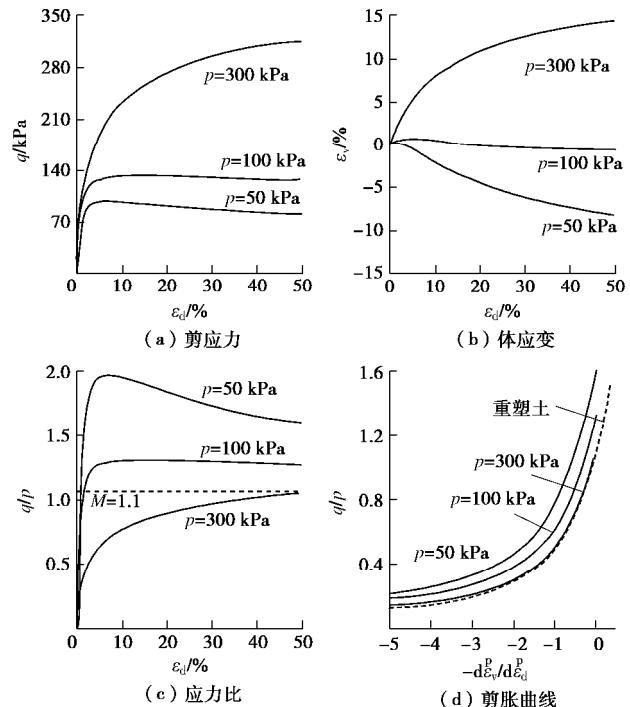


图 5 结构性土等 p 三轴排水剪切

Fig. 5 Simulations of drained triaxial shear with constant p on structured soil

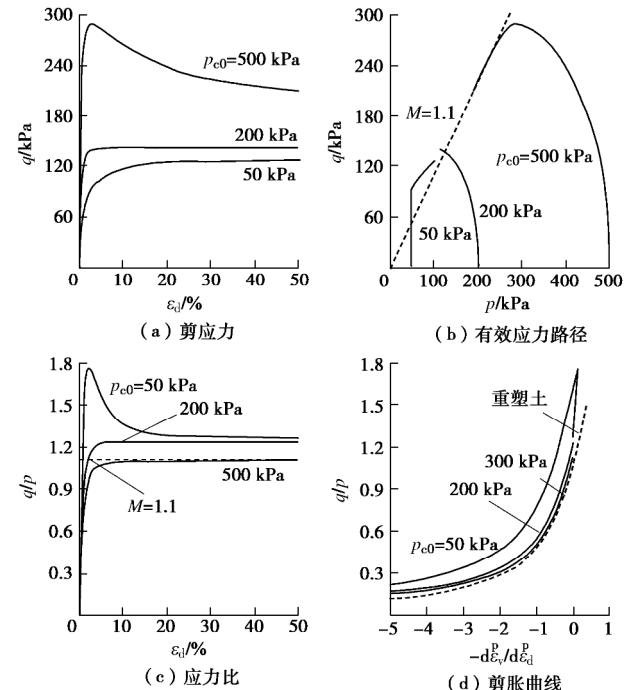


图 6 结构性土三轴不排水剪切

Fig. 6 Simulations of undrained triaxial shear on structured soils

等 p 排水剪切中, 随 p 增大: 剪切变形逐渐由应

变软化过渡为应变硬化(图 5(a)); 体积变形逐渐由剪缩后继剪胀过渡为单一剪缩(图 5(b))。不排水剪切中, 随 p_{c0} 增大: 剪切变形逐渐由应变硬化过渡为减压软化(图 6(a)、(b)); 孔隙水压力逐渐由负值过渡为正值(图 6(b))。不论排水还是不排水剪切, 随约束压力的增大: 剪切最终应力比 h_{ul} 都减小并趋近于 M (图 5(c)、图 6(c)), 与图 1(a)一致; 剪胀曲线均向下移动并趋于重塑土剪胀曲线(图 5(d)、图 6(d)), 与图 1(b)相符。

3.3 三轴压缩与三轴拉伸对照

三维胶结结构性土 UH 模型计算等 p 三轴排水剪切如图 7(a)、(c)、(e), 不排水剪切如图 7(b)、(d)、(f)。可见三轴压缩强度大于三轴拉伸(图 7(a)与图 7(b))。无论是排水还是不排水剪, 较小约束应力对应的剪切最终应力比较大(图 7(e)与图 7(f))。模型基于临界状态理论, 三轴压缩与拉伸的体变相同(图 7(c)), 有效应力路径在 p 轴投影相同(图 7(d))。

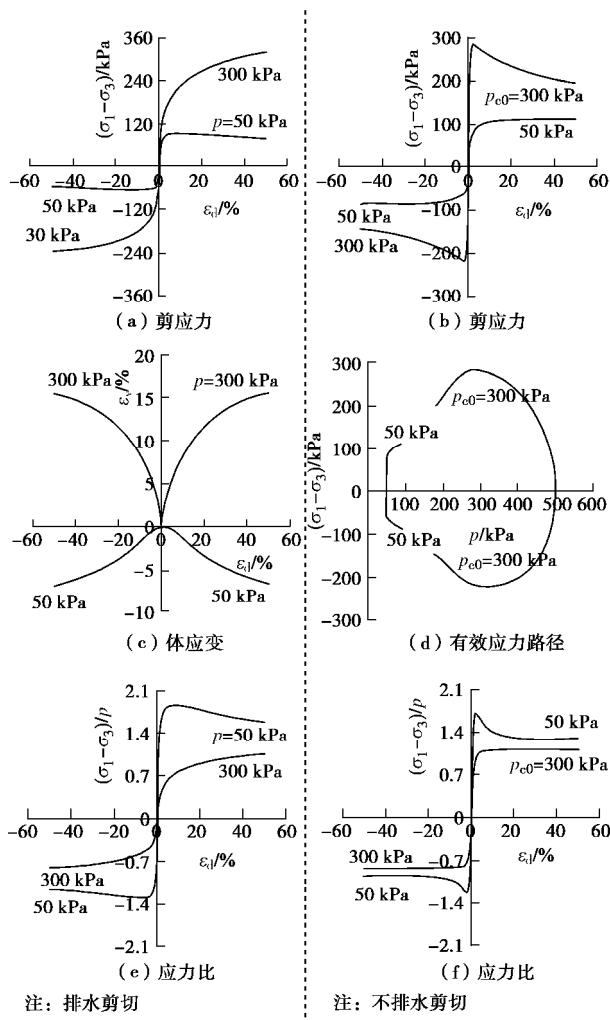


图 7 结构性土等 p 与不排水三轴压缩/拉伸剪切

Fig. 7 Simulations of triaxial compression/extension shear on structured soils

4 模型验证

为验证本文所提模型的合理性, 将 4 种结构性土试验数据与模型预测进行对比。4 种结构性土分别为 Corinth Canal 泥灰土、Eastern Osaka 黏土、Bangkok 黏土和上海黏土。本节图中, 点代表试验数据, 实线代表本文所提模型的预测。为对照, 图中亦绘出所提模型去掉胶结影响的预测曲线, 以虚线表示。根据原文献公布的试验数据, 确定各天然土的模型参数如表 2 所示。

表 2 模型预测所用参数

Table 2 Model parameters applied in predictions

参数	土样							
	I	k	N	M	n	Δe_0	z	s_0 /kPa
Corinth Canal 泥灰土	0.045	0.812	1.30	0.25	0.166	38.0	90.0	0.008
Eastern Osaka 黏土	0.180	0.028	2.13	1.27	0.25	0.58	13.0	41.0
Bangkok 黏土 上海 黏土	0.510	0.120	4.65	0.90	0.25	0.780	13.0	10.0
	0.133	0.026	1.6	1.10	0.25	0.52	9.0	25.0

4.1 Corinth Canal 泥灰土的模型预测

Corinth Canal 泥灰土^[20]主要来源于晚第三纪的海、河或湖的沉积物, 含有 35%~75% 的碳酸钙。其较强的结构性使 Corinth 运河两岸自然边坡坡角高达 75°。图 8 展示了这种结构性土等向压缩和排水剪切的试验结果与模型预测。

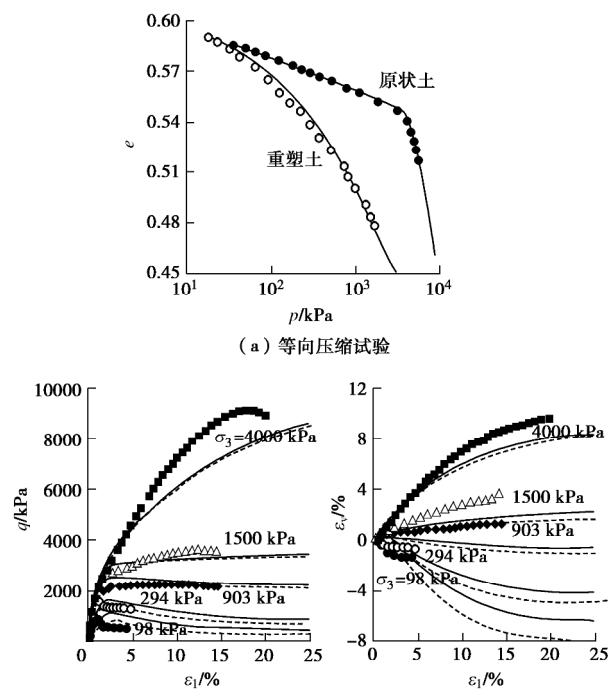


图 8 Corinth Canal 泥灰土的试验结果与预测

Fig. 8 Predictions and test data of Corinth Canal marls

图 8 (a) 预测了原状与重塑 Corinth Canal 泥灰土等向压缩特性, 但较大应力下试验数据的缺乏, 增大了确定 Δe_0 与 z 的难度。图 8(b) 展示了原状 Corinth Canal 泥灰土三轴排水剪切的试验结果与模型预测。所提模型对剪切最终应力比 h_{ult} 的模拟如图 1 (a) 实线所示, 与试验结果相符。

4.2 Eastern Osaka 黏土的模型预测

Eastern Osaka 黏土^[23]位于日本大阪以东的 Tsurumi 地区, 具有较强的结构性, 其土层厚度约为 15~20 m, 位于更新世砂层之上。其结构性主要来源于阳离子的渗透效应。图 9 展示了该黏土一维压缩以及三轴不排水剪切的试验结果与模型预测。因试样孔隙比较大, 约 1.8, 不排水剪切表现出明显的减压软化。

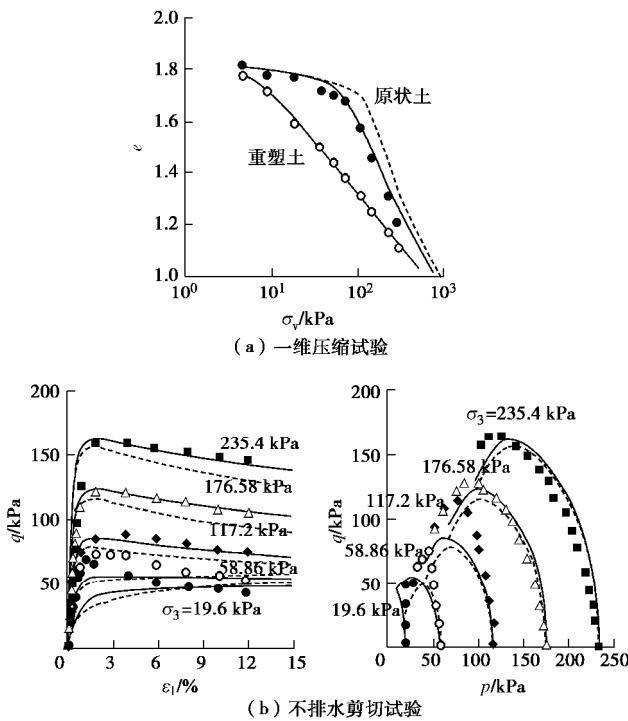


图 9 Eastern Osaka 黏土的试验结果与预测

Fig. 9 Predictions and test data of Eastern Osaka clay

4.3 Bangkok 黏土的模型预测

Bangkok 黏土^[21]主要在 Chao Phraya 河三角洲冲刷淤积而形成, 主要分布于地表下 2~10 m, 具有高塑性、高含水量、低强度特点, 结构性比较弱。图 10 展示了其等向压缩、三轴排水与不排水剪切的试验结果与模型预测。根据图 10 (a), 原状 Bangkok 黏土开始显著发生压缩变形的应力不足 40 kPa, 明显小于不排水剪切试验的各初始围压, 故图 10 (b) 中不排水剪切试验只产生正的孔隙水压力。同样缘于此, 图 10 (c) 中的剪切围压也相对较大, 排水剪切中表现出应

变硬化与剪切体积收缩。对 Bangkok 黏土剪胀曲线的预测如图 1 (b) 实线所示, 与试验数据相符。

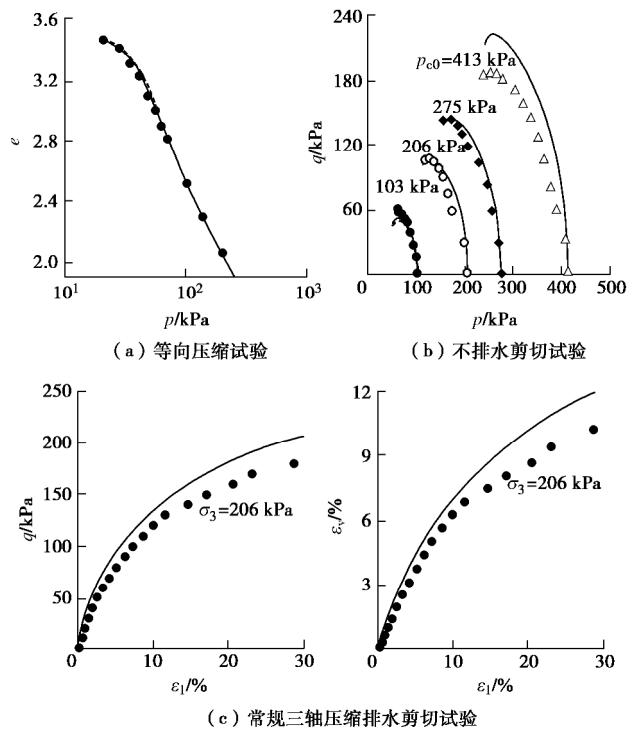


图 10 Bangkok 黏土的试验结果与预测

Fig. 10 Predictions and test data of Bangkok clay

4.4 上海黏土的模型预测

上海黏土^[24]由于受到海浪侵蚀和内河运输的影响, 使得其具有明显的结构性。试验所用原状试样取自上海市龙华地区, 埋深为 8 m, 孔隙比约 1.36。采用分块抽样法取土, 在切成立方体的土样外包裹保鲜膜、铝箔、纱布并蜡封以减小对原生结构性的影响。图 11 展示了上海黏土在等 $p=100$ kPa 时, 进行不同应力 Lode 角的等 Lode 角排水剪切试验结果与模型预测。应力 Lode 角 q 的定义依图 3。随 q 不断增大, 上海黏土剪切最终应力比不断减小。三维胶结结构性土 UH 模型能对此进行较合理地描述。

为对照, 预测图中一同绘出了模型去掉 s_0 影响 (即令 $s_0=0$ kPa) 的预测结果。在压缩试验中, 胶结对预测效果的影响取决于传统意义上结构性土的等向压缩屈服应力 p_{yi} 与 s_0 的大小关系。二者接近则影响显著, 例如图 9 (a)。反之则影响不显著, 例如图 8 (a), 10。鉴于 s_0 可能对等向压缩特性预测产生影响, 故在模型参数确定中, 先确定 s_0 , 再依次确定 z 及 Δe_0 。另外, 图 8 (b), 9 (b), 11 所示剪切试验中, 若其他模型参数不变, 独取 $s_0=0$ kPa 将使模型预测在两方面受到影响: ①预测强度偏低; ②预测剪胀偏大或剪缩偏小。

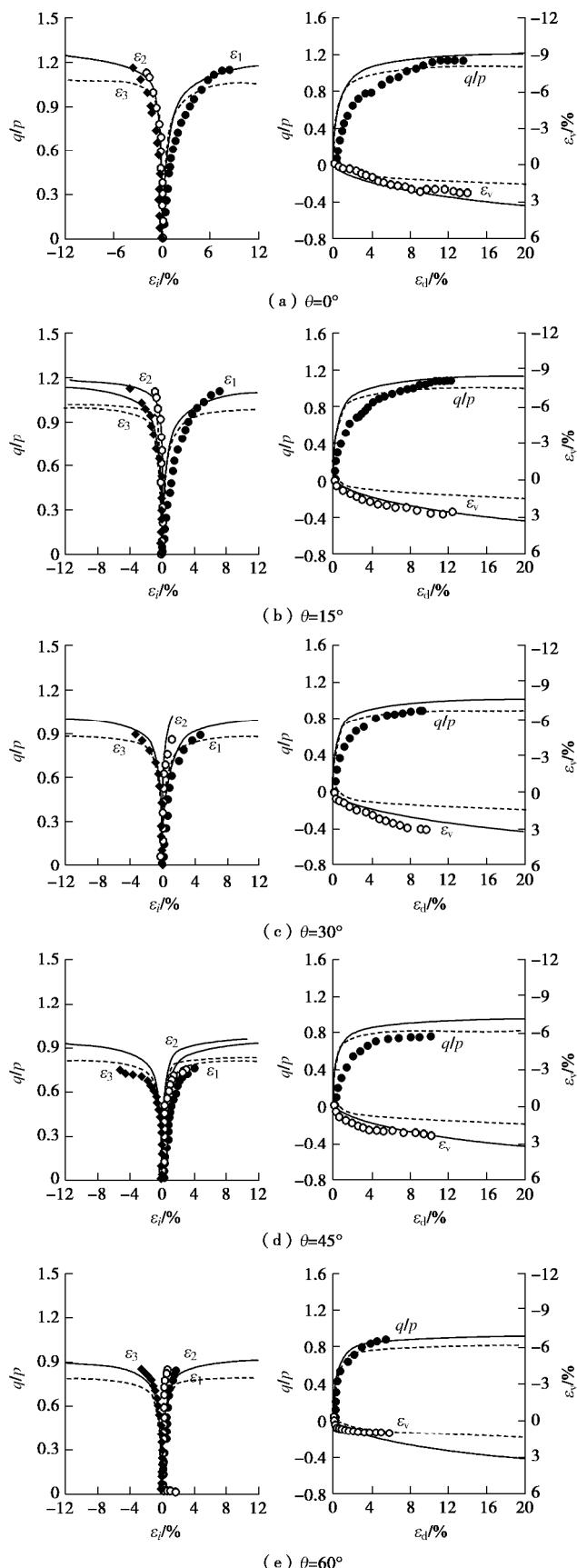


图 11 上海黏土真三轴排水剪切的试验结果与预测
Fig. 11 Predictions and test data of Shanghai marine clay in drained true triaxial shear

5 结 论

通过将 $p - q$ 坐标中静态的 CSL 扩展为动态的 MCSL, 将胶结对结构性土剪切最终应力比和剪胀规律的影响考虑进本构模型; 同时应用变换应力三维化方法, 建立了三维胶结结构性土 UH 模型。该模型有如下特点:

- (1) 通过 $p - q$ 坐标中屈服面左端点 $(-s, 0)$ 随加载演化反映胶结对结构性土本构关系影响。
- (2) 模型可合理反映结构性土剪切最终应力比 b_{ult} 随约束压力增大而减小的特性。
- (3) 模型可合理描述相同应力比时胶结结构性土发生更大份额的剪缩变形。
- (4) 模型可光滑连续地描述胶结结构性土在等向压缩、三轴剪切以及真三轴加载中的变形特性。当结构性参数 s_0 , Δe_0 以及 z 取 0 时, 所提模型自动退化为描述重塑土的 UH 模型。

参 考 文 献:

- [1] 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 for soil structure—The core topic of soil mechanics in the 21st century[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 18(1): 95 - 97. (in Chinese))
- [2] 沈珠江. 结构性黏土的堆砌体模型[J]. 岩土力学, 2000, 21(1): 1 - 4. (SHEN Zhu-jiang. A masonry model for structured clays[J]. Rock and Soil Mechanics, 2000, 21(1): 1 - 4. (in Chinese))
- [3] 谢定义, 齐吉琳, 张振中. 考虑土结构性的本构关系[J]. 土木工程学报, 2000, 33(4): 35 - 41. (XIE Di-yi, QI Ji-lin, ZHANG Zhen-zhong. A constitutive laws considering soil structural properties[J]. China Civil Engineering Journal, 2000, 33(4): 35 - 41. (in Chinese))
- [4] 尹振宇. 天然软黏土的弹黏塑性本构模型: 进展及发展[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(9): 1357 - 1369. (YIN Zhen-yu. Elastic viscoplastic model for natural soft clay: review and development[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(9): 1357 - 1369. (in Chinese))
- [5] 王立忠, 沈恺伦. K_0 固结结构性软黏土的本构模型[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(4): 496 - 504. (WANG Li-zhong, SHEN Kai-lun. A constitutive model of consolidated structured soft clays[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(4): 496 - 504. (in Chinese))

- [6] LIU M D, CARTER J P. A structured cam clay model[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, **39**(6): 1313 – 1332.
- [7] ASAOKA A, NAKANO M, NODA T. Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior[J]. Soils and Foundations, 2000, **40**(2): 99 – 110.
- [8] NAKAI T, SHAHIN H M, KIKUMOTO M, et al. A simple and unified one-dimensional model to describe various characteristics of soils[J]. Soils and Foundations, 2011, **51**(6): 1129 – 1148.
- [9] ROUAINIA M, WOOD D M. A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure[J]. Géotechnique, 2000, **50**(2): 153 – 164.
- [10] YAO Y P, HOU W, ZHOU A N. UH model: Three-dimensional unified hardening model for overconsolidated clays[J]. Géotechnique, 2009, **59**(5): 451 – 469.
- [11] YAO Y P, GAO Z W, ZHAO J D, et al. Modified UH model: Constitutive modeling of overconsolidated clays based on a parabolic Hvorslev envelope[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, 2012, **138**(7): 860 – 868.
- [12] 祝恩阳, 姚仰平. 结构性土压缩变形本构描述[J]. 岩土力学, 2015, **36**(7): 1915 – 1922. (ZHU En-yang, YAO Yang-ping. Constitutively modelling the compression deformation of structured clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(7): 1915 – 1922. (in Chinese))
- [13] 祝恩阳, 姚仰平. 结构性土 UH 模型[J]. 岩土力学, 2015, **36**(11): 3101 – 3110. (ZHU En-yang, YAO Yang-ping. A UH constitutive model for structured soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(11): 3101 – 3110. (in Chinese))
- [14] ZHU E Y, YAO Y P. Structured UH model for clays[J]. Transportation Geotechnics, 2015, **3**: 68 – 79.
- [15] 蒋明镜, 张伏光. 考虑胶结厚度影响的结构性砂土三维胶结接触模型[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 2): 1 – 9. (JIANG Ming-jing, ZHANG Fu-guang. 3-D bond contact model for structured sand considering influence of bond thickness[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 1 – 9. (in Chinese))
- [16] LIU M D, CARTER J P, HORPIBULSUK S, et al. Modeling the behavior of cemented clay[C]// Proceedings of Sessions of Geo-Shang Ground Modification and Seismic Mitigation. Reston: ASCE, 2006: 65 – 72.
- [17] 陈波, 孙德安, 金盼. 海相沉积软黏土的弹塑性本构模型研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(3): 730 – 738. (CHEN Bo, SUN De-an, JIN Pan. An elastoplastic constitutive model for marine sedimentary soft clays[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(3): 730 – 738. (in Chinese))
- [18] 刘鹏, 丁文其. 双对数压缩曲线在海积软土本构中的应用[J]. 上海交通大学学报, 2016, **50**(11): 1706 – 1711. (LIU Peng, DING Wen-qing. Application of Bi-Lor logarithmic compression curves in modeling of marine soft soil[J]. Journal of Shanghai Jiao Tong University, 2016, **50**(11): 1706 – 1711. (in Chinese))
- [19] NGUYEN L D, FATAHI B, KAHHAZ H. A constitutive model for cemented clays capturing cementation degradation[J]. International Journal of Plasticity, 2014, **56**(56): 1 – 18.
- [20] ANAGNOSTOPOULOS A G, KALTEZIOTIS N, TSIAMBAOS G K, et al. Geotechnical properties of the Corinth Canal marl[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 1991, **9**(5): 1 – 26.
- [21] BALASUBRAMANIAM A S, HWANG Z M. Yielding of weathered Bangkok clay[J]. Soils and Foundations, 1980, **20**(2): 1 – 15.
- [22] 祝恩阳, 李晓强. 胶结结构性土统一硬化模型[J]. 岩土力学, 2018, **39**(1): 112 – 122. (ZHU En-yang, LI Xiao-qiang. A unified hardening model considering bonding in structured soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(1): 112 – 122. (in Chinese))
- [23] ADACHI T, OKA F, HIRATA T, et al. Stress-strain behavior and yielding characteristics of Eastern Osaka clay[J]. Journal of the Japanese Geotechnical Society Soils & Foundation, 1995, **35**(3): 1 – 13.
- [24] 盛佳韧, 武朝军, 叶冠林, 等. 上海黏土强度特性真三轴试验研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(1): 47 – 52. (SHENG Jia-ren, WU Chao-jun, YE Guan-lin, et al. Strength property of Shanghai clay in true triaxial tests[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(1): 47 – 52. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201812007

新型透明黏土制配及其物理力学特性研究

孔纲强¹, 周杨¹, 刘汉龙^{1, 2}, 王成青¹, 文磊¹

(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 210098; 2. 重庆大学山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400450)

摘要: 基于人工合成透明土材料和 PIV 技术的可视化模型试验方法是重要的岩土工程测试手段之一, 然而, 目前已有透明土材料中针对模拟天然黏土的材料仍相对较少。提出以 Carbopol[®] Ultrez10 聚合物(简称 U10)、NaOH 粉末和纯净水为原材料, 碳纳米材料掺入作为示踪粒子制成散斑场, 制配一种新型透明黏土材料的技术方案与操作方法。基于调制传递函数(MTF)方法, 对新型透明黏土材料的光学透明性进行量化分析, 并与已有透明土材料的光学透明性进行对比分析, 验证其优越性。基于微型十字板剪切试验、压缩固结试验、渗透试验及热传导试验等室内试验方法, 对新型透明黏土材料的物理力学特性进行系统研究, 探讨其模拟天然黏土的可行性。研究结果表明: 新型透明黏土材料的光学透明厚度可达 25~40 cm, 较目前已有常规透明土材料的光学透明厚度提高约 2~3 倍; 新型材料表现为中低灵敏性黏土, 强度随时间明显增加, 强度、压缩固结特性与天然淤泥(尤其是海相淤泥)或泥炭土的性质相近, 渗透系数为 $2 \times 10^{-7} \sim 7 \times 10^{-7}$ cm/s, 热传导系数为 $0.62 \sim 0.71 \text{ W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$ 。

关键词: 透明黏土; Carbopol[®] Ultrez10; 光学透明性; 室内试验; 物理力学特性

中图分类号: TU47 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)12-2208-07

作者简介: 孔纲强(1982-), 男, 浙江磐安人, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事桩-土相互作用及能量桩技术与应用方面的教学与研究工作。E-mail: gqkong1@163.com。

Manufacture of new transparent clay and its physical and mechanical properties

KONG Gang-qiang¹, ZHOU Yang¹, LIU Han-long^{1, 2}, WANG Cheng-qing¹, WEN Lei¹

(1. Key Laboratory of Geomechanics and Embankment Engineering (Hohai University), Ministry of Education, Nanjing 210098, China;

2. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Chongqing University, Chongqing 400045, China)

Abstract: The visual model test based on synthetic transparent soil materials and PIV technology is one of the most important geotechnical engineering measurement technologies. However, there are still relatively few transparent materials which can be used for simulating the natural clay. A new transparent material which can simulate the natural clay is developed. It is manufactured by using Carbopol[®] Ultrez 10, NaOH powder and distilled water, and nano materials are served as the tracer particles for spackle pattern. The manufacture processes are introduced. Based on the modulation transfer function (MTF) method, the transparency of this material is analyzed, and also compared with that of the previous transparent materials. Based on the laboratory vane tests, consolidation tests, falling head tests and thermal conductivity tests, the geotechnical properties of this synthetic transparent clay are measured. It is shown that the transparent clay presents a good optical transparency within 30~40 cm, which is 2~3 times that of the previous materials. This material is quite consistent with the low or middle-sensitive natural clay, and its strength increases with time obviously. It has similar shear strength and consolidation properties to the natural mud (especially marine mud). Its permeability ranges from $2 \times 10^{-7} \sim 7 \times 10^{-7}$ cm/s, and its thermal conductivity ranges from $0.62 \sim 0.71 \text{ W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$.

Key words: transparent clay; Carbopol[®] Ultrez10; optical transparency; laboratory test; physical and mechanical property

0 引言

近年来, 基于人工合成透明土材料(如熔融石英砂^[1-2]、透明胶体材料^[3-4])与数字图像处理技术相结合的可视化模型试验技术逐步得到发展。透明土试验技术可以实现岩土体内部形变、渗流的可视化观测, 该试验技术的另一大优势是观测方法是非接触式, 可

以有效排除测试元器件埋设对试验结果的干扰。

在透明土材料制配上, 主要分为模拟天然砂土和

基金项目: 国家自然科学基金项目(51639002); 江苏省研究生科研与实践创新计划项目(KYCX17_0465); 中央高校基本科研业务费(学生项目)资助项目(2017B699X14)

收稿日期: 2017-11-02

黏土两大类。在模拟天然砂土方面: 1994 年 Iskander 等利用硅胶和矿物油制配成透明土材料, 其岩土工程性质与天然砂土相似^[3]; 2011 年 Ezzein 等、2013 年孔纲强等利用熔融石英砂和矿物油制配的透明土材料, 其基本物理力学性质与天然砂土相近, 且较硅胶材料所制配成的透明土材料具有相对更高的光学透明性^[1, 5]; 2012 年 Downie 等基于全氟磺酸树脂材料和三梨糖醇溶液制配成透明土材料, 开展了植物根系生长过程的非嵌入式可视化观测试验, 并与天然土体中的根系生长规律进行了对比分析^[6]; 2017 年孔纲强等通过一系列折射率及黏度试验, 研究可以与熔融石英砂制配透明砂土的新型孔隙液体^[7]。在模拟天然黏土方面: 1994 年 Iskander 等利用无定型硅粉和矿物油制配成透明土材料, 其岩土工程性质与天然黏土相近^[3]。2010 年 Lo 等利用水族珠制配成透明土材料, 模拟污染物在天然土体中的渗流可视化过程^[8]。2015 年 Wallace 等利用 Laponite RD[®]材料制配成透明土材料, 模拟天然软黏土^[4]。2016 年 Hakhamaneshi 等利用 Gelita 材料制配成透明土材料, 模拟天然黏土^[9]。相关研究结果表明, 熔融石英砂作为制配透明砂土的主要材料, 制配工艺相对成熟、且光学透明性可达 15~20 cm^[11]; 硅粉制配成的透明黏土材料, 其光学透明性相对较低, 其透明度局限于 5 cm 左右的厚度范围^[3]; 水族珠制配而成的透明黏土材料, 其强度近似为零; Laponite RD[®]、Gelita 等材料制配成的透明黏土材料, 其基本物理力学特性与天然黏土仍有一定差距。

因此, 本文基于 Carbopol[®] Ultrez 10 (简称 U10)、NaOH 粉末和纯净水为原材料, 碳纳米材料掺入作为示踪粒子制成散斑场, 研制一种新型透明黏土材料的制配工艺, 并对其光学透明性进行量化分析。基于室内试验方法, 对该材料模拟天然黏土的可行性进行系统分析。开展微型十字板剪切试验, 分析其强度特性、及灵敏性; 开展单向压缩试验, 分析其压缩固结特性; 开展变水头渗透试验和热传导试验, 分析其渗透特性及热传导特性。为该新型透明黏土材料在模拟天然黏土可视化模型试验技术上的应用提供技术支撑。

1 新型透明黏土的制配

1.1 材料选择

新型透明黏土材料, 由 U10 粉末、纯净水以及 NaOH 溶液制配而成。U10 是一种交联聚丙烯酸聚合物, 常温下为白色粉末状, 如图 1 所示; 颗粒大小相对均匀, 粒径范围为 50~100 nm, 相对密度为 1.4543, 表观密度为 0.21 g/cm³。U10 粉末扫描电镜 SEM (10 万倍) 结果如图 2 所示, 滇池泥炭土^[10]的骨架结构扫

描 SEM 照片也如图 2 所示; 对比分析表明, U10 粉末的粒状与滇池泥炭土的粒状具有一定的相似性。



图 1 U10 粉末实物图

Fig. 1 U10 powder

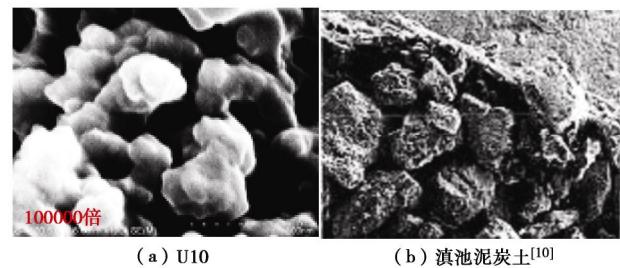


图 2 SEM 扫描图

Fig. 2 Photos of SEM

U10 粉末在与水接触之前呈收缩形态, 在水中分散后, 交联的聚丙烯酸树脂链开始打开, 用碱中和后, 聚合物变成展开的胶体聚合物结构。U10 粉末在中和前易于在水中分散, 黏度小, 便于使用操作; 中和后又具有高黏度、高含水率、高透光率、低折射率等特点; 因此, 可以用于制配人工合成透明黏土材料。本文所选用的中和材料为 NaOH 溶液, 其 NaOH 粉末纯度大于 98%。U10 材料含羧酸基 (-COOH), 是含有聚烯基聚醚交联的丙烯酸聚合物。虽然这些树脂是呈弱酸性, 弱于醋酸, 但很容易反应生成盐类, 其在水中的 pH 值, 随树脂浓度的不同, 在 2.8~3.2 的范围之间。浓度越高羧基浓度也越高, 因此 pH 值便更低。通常将 U10 中和成盐, 使卷曲的分子因电斥力张开而增稠, 氢氧化钠和三乙醇胺是常用的中和剂。为了在透明黏土中实现散斑场, 以追踪相关粒子的运动轨迹, 最终分析土体内部移场等问题; 在配置过程中将添加纳米材料 (如碳纳米管、碳化硅、纳米硅粉和纳米氧化铝等) 作为示踪粒子。纳米材料的物理特性见表 1 所示。本文选择碳纳米管为散斑场的示踪粒子, 纳米材料质量约为所配置透明黏土质量的 1‰。

1.2 制配过程

制配过程中, 需要塑料密封桶、温度传感器、加热器、恒温箱、搅拌器以及真空泵等仪器设备; 以配制 30 L 透明黏土试样为例, 制配过程及主要操作方法如下:

表1 纳米材料及其物理特性

Table 1 Properties of nano materials

材料	碳纳米管	纳米 SiC	纳米硅粉	纳米氧化铝
外观	黑色粉末	灰绿色粉末	淡黄色	白色粉末
纯度/%	>91	>99.9	>99.9	>98
粒径/nm	8~15	50	30	—
比表面积/(m ² ·g ⁻¹)	233	60	60	—
密度/(g·cm ⁻³)	0.15	0.09	0.09	—

(1) 安全准备工作: 在制配操作之前, 为防止细颗粒物质对身体健康造成影响, 需提前准备防雾面罩、橡胶手套和护目镜。

(2) 材料准备: 材料配比为 U10:NaOH:水=1:0.4:98.6, 称取0.3 kg U10粉末, 0.1 kg NaOH粉末, 及29.6 L的纯净水, 其中溶解NaOH粉末所需纯净水包含在整体设计需水量中。

(3) U10粉末搅拌: 取干净的塑料密封桶, 称取纯净水的质量并加入桶中(预留一定的纯净水供溶解NaOH粉末之用), 利用加热器将水加热至50℃~60℃; 然后, 称量并加入U10粉末, 并在常温下密封静置8~10 h; 采用小功率搅拌器搅拌30~40 min, 搅拌完成后, 密封静置8~10 h。

(4) NaOH溶液搅拌: 称量NaOH粉末, 放入装有0.5 L纯净水的量杯中, 搅拌、溶解后制配成NaOH溶液, 并倒入装有U10混合液的密封桶中, 采用大功率搅拌器快速均匀搅拌10~15 min至均匀黏稠状。

(5) 人工制斑: 选择一定量的碳纳米管等材料, 加入到密封桶内并搅拌均匀, 利用真空泵抽真空方法去除由于扰动等工艺造成的气泡, 完成新型透明黏土的制配; 穿越10 cm厚透明黏土试样与穿越空气的光学透明性对比图如图3(a)所示, 在激光下所制配成的透明黏土试样散斑场如图3(b)所示。

2 光学透明性对比分析

已有研究结果表明, 保证良好光学透明性条件下, 目前常用制配透明土材料中, 硅粉等制配成的透明黏土材料可用厚度为5 cm左右^[3], 熔融石英砂制配成的透明砂土材料可用厚度为15~20 cm^[1]。为了将本文所制配的透明黏土试样与常规透明土(熔融石英砂、水族珠等)进行透明特性对比, 将黑色背景板放在透明土的内部(50 mm的厚度), 进行图像像素强度分析。当图像像素强度越接近目标像素强度值则透明材料的透明性越好。穿越0和30 cm厚透明黏土试样的黑白间隔条透明性如图4(a)所示。黑色背景在5 cm中不同类型透明土中的像素强度如图4(b)

所示。研究结果表明, 本文所制配透明黏土相比于以往的透明材料具有相对更好的光学透明特性。本文制配的透明黏土的可见透明厚度为25~40 cm, 比已有常用透明土的透明厚度提高近2~3倍。

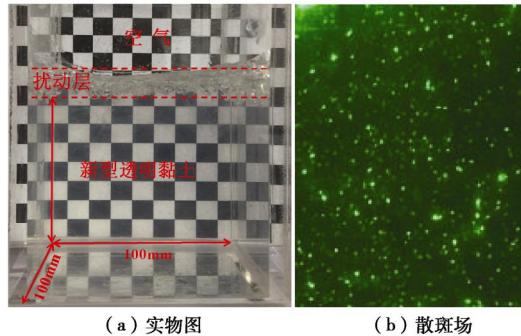


图3 新型透明黏土照片

Fig. 3 Photos of new transparent clay

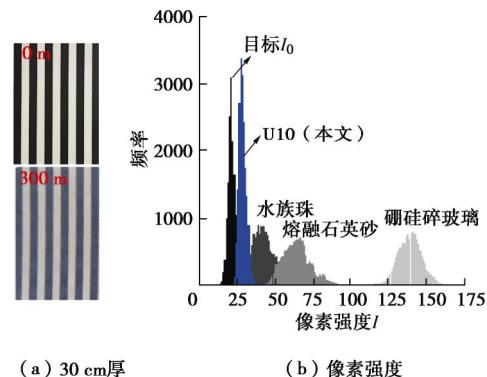


图4 光学透明性比较

Fig. 4 Comparison of transparency

为进一步量化新型透明黏土的光学透明性问题, 基于Black等^[11]提出的调制解调函数(MTF)方法为对新型透明黏土材料透明度进行对比试验。测试方法为(图5): 以黑白间隔条为目标, 分别在空气中及透明土中的图像进行像素强度分析, 然后由下面公式计算表征透明土中目标与实际值的相似程度的MTF值:

$$MTF = \frac{(I_{\max(I)} - I_{\min(I)}) / (I_{\max(I)} + I_{\min(I)})}{(I_{\max(o)} - I_{\min(o)}) / (I_{\max(o)} + I_{\min(o)})}, \quad (1)$$

式中, $I_{\max(I)}$ 和 $I_{\min(I)}$ 分别为在透明土试样中目标的最大及最小像素强度值, $I_{\max(o)}$ 和 $I_{\min(o)}$ 分别为实际目标最大及最小像素强度值。MTF值越接近1, 则透明土的透明度越高。

本文以黑白条频率分别为0.1, 0.4对/mm(每mm目标中含有的黑白条对数)两种目标, 对透明黏土试样进行测试, 处理图像并计算得到MTF值随透明土厚度变化关系如图6所示。由图6可知, 透明黏土的透明度随土体的厚度增加而降低(当透明土厚度大于100 mm, 每增加50 mm厚度其透明度降低15.4%和18.9%)。

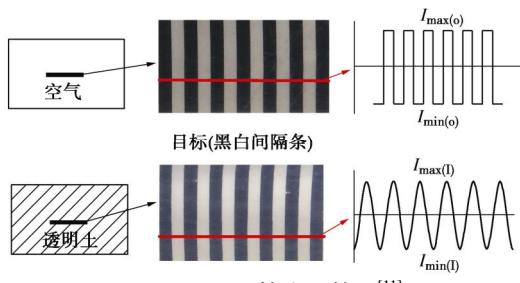
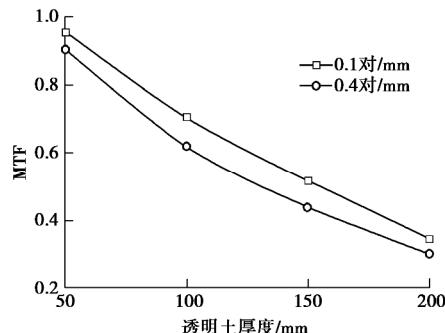
图 5 MTF 计算方法简图^[11]Fig. 5 Schematic diagram of calculation of MTF^[11]

图 6 光学透明性与透明黏土试样厚度关系曲线

Fig. 6 Relationship between curves of transparency and soil thickness

3 物理力学特性试验

3.1 试验方案与工况设计

模拟天然黏土基本特性的新型透明黏土需要具备两个基本特点: ①较好的光学透明性; ②与天然黏土相似的物理力学特性。已有研究成果中, 也提出采用硅粉^[3]、Laponite RD[®]^[4]以及 Gelita 等^[9]材料制配透明黏土; 但是, 硅粉材料制配成的透明黏土光学透明性相对较低, Laponite RD[®]、Gelita 材料制配成的透明黏土, 其物理力学特性与天然黏土特性差异相对较大。由第 2 节可知, 本文所制配的透明黏土具有良好的光学透明性; 因此, 对该新型透明黏土的物理力学特性进行系统研究, 包括强度特性、压缩固结特性、渗透特性及热物性; 试验工况见表 2 所示。

(1) 剪切强度特性试验方案

基于微型十字板剪切试验方法, 测试透明黏土的以下岩土工程特性: 剪切强度、随时间强度比及灵敏度。采用的微型十字板 (PS-VST-P) 剪切仪, 测量范围为 0~8.125 kPa。配置的黏土强度随时间变化而增加的现象在本文中以强度比来描述; 本文在对透明黏土的研究中将时间作为重要因素考虑在内。在十字板剪切试验中, 设置 100 mm×100 mm×150 mm (长×宽×高) 的有机玻璃模型槽, 通过在槽子底端放置垫片, 预留出排水空间, 依次放置下透水石、下滤纸, 然后将新型透明黏土分别装入模型槽中, 然后放置上滤纸、上透水石。允许试样固结 24~720 h, 时间从透明黏土制配完成开始算起。试验过程中十字板头应在

新型透明黏土顶部表面的 25 mm 深度以下。每组试验重复 3 个试样; 试样 TCS1~6 研究在不同固结时间下透明黏土试样的峰值不排水强度; 试样 TCS7~12 研究在不同固结时间下透明黏土试样的扰动后的残余不排水强度。

表 2 透明黏土物理力学特性试验工况

Table 2 Test conditions for properties of transparent clay

试样编号	尺寸/mm	固结/h	试验类型	测试内容
TCS1	100×100×150	24	十字板剪切	峰值强度
TCS2	100×100×150	72	十字板剪切	峰值强度
TCS3	100×100×150	168	十字板剪切	峰值强度
TCS4	100×100×150	336	十字板剪切	峰值强度
TCS5	100×100×150	504	十字板剪切	峰值强度
TCS6	100×100×150	720	十字板剪切	峰值强度
TCS7	100×100×150	24	十字板转动、剪切	残余强度
TCS8	100×100×150	72	十字板转动、剪切	残余强度
TCS9	100×100×150	168	十字板转动、剪切	残余强度
TCS10	100×100×150	336	十字板转动、剪切	残余强度
TCS11	100×100×150	504	十字板转动、剪切	残余强度
TCS12	100×100×150	720	十字板转动、剪切	残余强度
TCC	$r=30.9, h=20$	168	压缩固结试验	压缩特性
TCP	$r=94.4, h=400$	168	变水头渗透试验	渗透率
TCT	$r=25, h=90$	168	热导率试验	热传导系数

注: 柱状试样 r 为半径, h 为高度。

由于受到外界扰动导致其强度降低的特性被称之为灵敏性, 灵敏性是软黏土的重要特征之一。1944 年 Terzaghi^[12]最先以灵敏度 S_t (Sensitivity) 来衡量软黏土灵敏性大小, 并用该指标来评价软黏土结构性的强弱程度。

$$S_t = q_{ui} / q_{ud} \quad , \quad (2)$$

式中, q_{ui} 、 q_{ud} 分别为原状和重塑状态下无侧限抗压强度值。

通过十字板剪切试验确定新型透明黏土的灵敏性。即在得到透明黏土的峰值抗剪强度后通过人为转动十字板, 测量透明黏土的残余强度, 两者比值确定灵敏度。

(2) 压缩固结特性试验方案

透明黏土的压缩固结系数由一维压缩试验获得。透明黏土试样 TCC 在自重固结 168 h 后放于固结仪上。试样大小为 30 cm²×2 cm。机械百分表用于测量变形, 精确度为 0.01 mm。试验中用保鲜膜围住固结仪顶部, 防止水分蒸发。由于透明黏土的强度相对较低, 因此, 试验中设计加载量为 6.25 kPa/级, 分为十级加载, 每级加载稳定时间间隔为 8 h。在每级荷载作用后, 记录随时间变化土体的压缩量。

(3) 渗透特性试验方案

本文所制配的透明黏土属于渗透系数较小的黏性土, 故采用变水头试验测定其渗透系数。试样 TCP 直径为 94.4 mm、高为 400 mm。在试验装置中测量渗流量, 不同时间点的水头高度, 从而计算出渗流速度和

水力梯度, 根据达西渗流定律计算出渗透系数。同时取相同条件下的新型透明黏土测定其含水率, 进而计算孔隙比 e , 建立孔隙比 e 与渗透系数 k 的对应关系。

(4) 热物性试验方案

利用 KD2 Pro 热特性分析仪和土样温控装置, 开展透明黏土的热传导系数测试, 并与天然黏土的热物性进行对比分析。测试仪器采用美国 Decagon 公司研制的热特性分析仪 KD2 Pro, 属于瞬时线形热源方法, 测试探针为 SH-1 型号。KD2 Pro 热导仪及 SH-1 双探针(探针直径 1.28 mm、长度 30 mm、两针间距 6 mm, 测量针温度分辨率为 0.001°C, 精度可达 5%)实物图如图 7 所示。温度控制系统为 HD-5015 型电热恒温水浴箱, 利用循环水控制试验温度, 水浴箱控温精度 0.1°C、控制范围为 3°C~90°C, 温控装置实物图如图 7 所示。TCT 研究在固结时间 168 h 下透明黏土试样的热传导系数。



图 7 KD2 Pro 热导仪及温控装置实物图

Fig. 7 KD2 Pro test instrument and temperature control equipment

3.2 试验结果与分析

(1) 剪切强度特性

本文所制配的透明黏土与天然黏土不排水抗剪强度对比结果如图 8 所示。由图 8 可知: 本文所制配的透明黏土的不排水抗剪强度随时间的增加而增加, 与 Moretto^[14]中的天然黏土强度增长规律相似; 呈现明显的随时间增长特性, 并在 7 d 左右达到稳定值; 7 d 稳定强度约为 0.43 kPa, 与在液限时 Harbod 淤泥 (Schlue 等^[13]) 的抗剪强度值 (0.25~0.43 kPa) 相近。

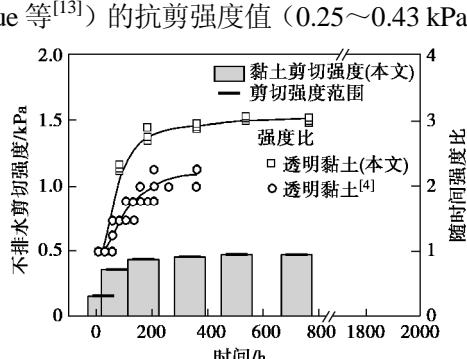


图 8 抗剪强度与时间关系曲线

Fig. 8 Relationship between shear strength and time

新型透明黏土的峰值强度及残余强度随时间的发展规律如图 9 所示。由图 9 可知, 在 7 d 稳定后, 新型透明黏土的灵敏度变化范围为 2.6~3.3, 根据 Skempton 等^[15]对土体灵敏度的划分标准, 该透明黏土为中低灵敏性土。

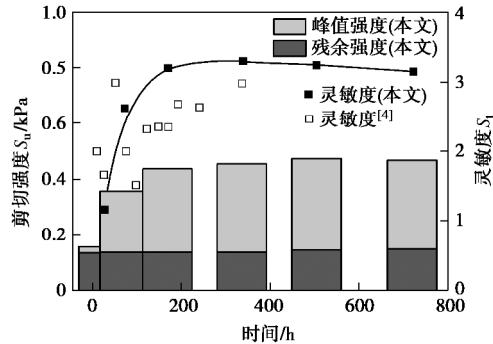


图 9 灵敏度与时间关系曲线

Fig. 9 Relationship between sensitivity and time

(2) 压缩固结特性

6.25~62.5 kPa 荷载作用下, 压缩量与时间平方根关系的压缩固结曲线如图 10 所示。由图 10 可知, 透明黏土曲线与淤泥具有相似性, 随着孔隙比的减小, 压缩系数 (曲线斜率) 也会相应减小, 当外荷载足够大时, $e-p$ 曲线最终趋于平缓, 孔隙比基本稳定在某一固定值; 该透明黏土是一种高压缩性土体; 其压缩量达到了试样总高度的 5.51%。本文透明土试样的固结系数亦随荷载的增加而变小, 与文献 (张长生等^[16]) 中深圳后湾淤泥具有相似的固结特性。试样 TCC 的固结系数为 $1.08\sim1.18\times10^{-4}\text{ cm}^2/\text{s}^1$; 相关研究表明淤泥土的固结系数范围为 $10^{-4}\sim10^{-3}\text{ cm}^2/\text{s}^1$ (房后国^[17])。试验数据整理形成透明黏土的 $e-p$ 曲线如图 11 (a) 所示。根据该曲线计算获得透明黏土试样的压缩系数 a_v 为 0.067 kPa^{-1} 。透明黏土的 $e-\lg p$ 曲线与泥炭土^[10]及深圳湾淤泥^[18]对比结果如图 11 (b) 所示。由 $e-\lg p$ 曲线可计算得到透明黏土的压缩指数 C_c 为 3.18。由此说明, 本文所制配的新型透明黏土与淤泥土具有相似的固结系数, 故可以尝试用于模拟模型试验中的淤泥土。

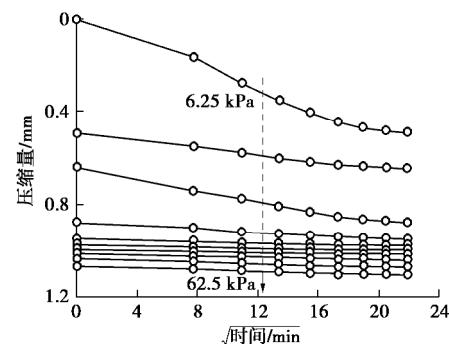
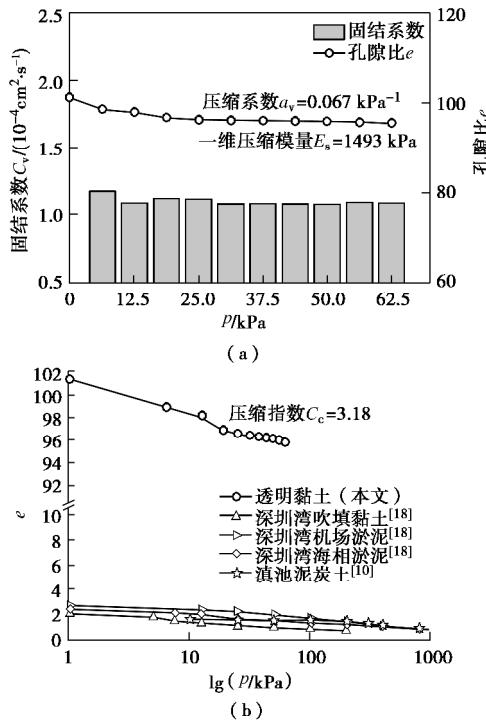


图 10 压缩随时间变化曲线

Fig. 10 Relationship between compression deformation and time

图 11 透明黏土的 e - p 曲线Fig. 11 e - p curves of transparent clay

(3) 渗透特性

本文所制配的新型透明黏土渗透特性与文献^[19]中的天然黏土 e - k 曲线以及文献[4]中的 Laponite RD[®]透明土的 e - k 曲线对比结果如图 12 所示。由图 12 可知, 7 d 自重固结下的黏土 TSP 试样, 在 20℃时的渗透系数处于 $2 \times 10^{-7} \sim 7 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ 。渗透率变化指数 $C_k = \Delta e / \Delta \lg k$, 用来描述渗透率的变化趋势。 C_k 值介于 $0.93e_0 \sim 1.73e_0$ 。当孔隙比下降时, C_k 的变化将导致渗透率的大幅度降低, 这与 Terzaghi 等^[19]的观测结果相一致。本文新型透明黏土的渗透系数与文献[4]中所述的透明土、文献[20]中所述的天然黏土的渗透系数都在 $10^{-7} \sim 10^{-6} \text{ cm/s}$ 范围内。由此说明, 本文新型透明黏土是适合模拟天然黏土的渗透特性, 在模拟天然黏土方面拥有良好的潜力。

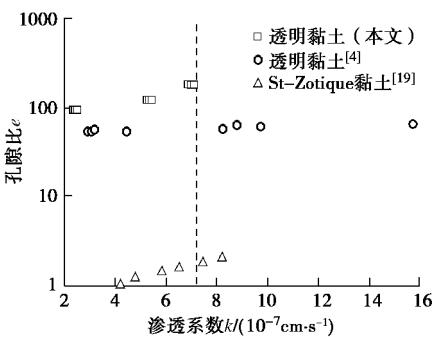


图 12 透明黏土渗透系数与孔隙比关系曲线

Fig. 12 Relationship between permeability and void ratio

(4) 热物性

本文所制配的透明黏土及部分天然黏土材料的热传导系数见表 3 所示。由表 3 可见, 透明黏土的热传

导系数为 $0.62 \sim 0.71 \text{ W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$, 与天然泥炭土^[21]的热传导系数值相近。由此说明, 该新型透明黏土材料可应用于岩土工程热物性相关可视化试验中。

表 3 透明黏土及天然黏土的热传导系数值

Table 3 Thermal conductivities of synthetic transparent clay and natural clay

黏土	热传导系数 $(\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1})$	参考文献
水	$0.55 \sim 0.68^a$	—
透明黏土	$0.62 \sim 0.71$	本文
Healy 黏土	1.30	文献[21]
Fairbanks 泥炭土	0.49^b	文献[21]

注: ^a 温度在 $0 \sim 90^\circ\text{C}$ 下; ^b 在饱和及非饱和情况下。

4 讨论及展望

从上述结果和分析可知, 以 U10 为主要材料制配的新型透明黏土具有如下优点: ①有与天然黏土相似的物理力学等性质 (如强度特性、固结特性、导水率和导热系数等), ②较高的光学透明性, ③纳米材料作为散斑材料, 具有更精细的散斑效应。然而, 该新型透明黏土也存在一些缺陷: 高孔隙比 (>50) 和低强度 ($<0.5 \text{ kPa}$)。本文还分析了渗透率与孔隙比之间的关系。由于高孔隙比, 透明黏土呈现相对低的剪切强度。这种强度特征限制了其与天然黏土的相似性 (除非常低强度的泥浆或其它极软的黏土)。因此, 该透明黏土在未来可能的应用中应考虑强度相似性问题。本文仅对新型黏土的常规部分宏观特性进行研究, 对于透明黏土的电化学、电导性等微观性质, 液塑限等关键参数有待进一步细化研究。

5 结 论

本文提出了一种新型透明黏土材料的制配方法, 详细介绍了其制配过程, 并对其光学透明性、物理力学性质进行了系统研究, 可以得到如下 4 点结论。

(1) 本文所制配的透明黏土材料, 满足试验要求的光学透明性厚度 $25 \sim 40 \text{ cm}$, 较常规透明土的透明度提高 $2 \sim 3$ 倍; 每增加 5 cm 厚度, 其透明度降低 $15.4\% \sim 18.9\%$ 。

(2) 十字板剪切试验结果表明, 本文所制配的透明黏土材料 7 d 稳定抗剪强度值约为 0.43 kPa , 与部分淤泥的抗剪强度值 ($0.25 \sim 0.43 \text{ kPa}$) 相近。透明黏土呈现明显的随时间增强特性, 敏感度值为 $2.6 \sim 3.3$, 属于中低灵敏性黏土。

(3) 本文所制配的透明黏土材料属于高压缩性土体; 其 e - p 曲线与天然黏土的 e - p 曲线相似, 其与天然黏土具有相似的压缩、固结特性。

(4) 本文所制配的透明黏土材料, 渗透系数为 $2 \times 10^{-7} \sim 7 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$, 与天然黏土的渗透系数 ($10^{-7} \sim 10^{-6} \text{ cm/s}$) 相近; 热传导系数为 $0.62 \sim 0.71 \text{ W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$, 与部分泥炭土的热传导系数值 (0.49) 相近。

尽管本文制配的透明黏土与天然黏土的物理力学特性仍存在一定的差异, 但是, 可以满足特定物理试验模型需求, 可以尝试在模拟天然淤泥土中应用。

参考文献:

- [1] 孔纲强, 刘璐, 刘汉龙, 等. 玻璃砂透明土与标准砂变形特性对比三轴试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(6): 1140 - 1146. (KONG Gang-qiang, LIU Lu, LIU Han-long, et al. Comparative analysis on the deformation characteristics of transparent glass sand and standard sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(6): 1140 - 1146. (in Chinese))
- [2] 孔纲强, 孙学谨, 肖扬, 等. 透明土与标准砂压缩变形特性对比试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(10): 1895 - 1903. (KONG Gang-qiang, SUN Xue-jin, XIAO Yang, et al. Comparative experimental on compression deformation properties of transparent soil and standard sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(10): 1895 - 1903. (in Chinese))
- [3] ISKANDER M, LAI J, OSWALD C, et al. Development of a transparent material to model the geotechnical properties of soils[J]. Geotechnical Testing Journal, 1994, **17**(4): 425 - 433.
- [4] WALLACE J F, RUTHERFORD C J. Geotechnical properties of LAPONITE® RD[J]. Geotechnical Testing Journal, 2015, **38**(5): 574 - 587.
- [5] EZZEIN F M, BATHURST R. J. A transparent sand for geotechnical laboratory modeling[J]. Geotechnical Testing Journal, 2011, **34**(6): 590 - 601.
- [6] DOWNIE H, HOLDEN N, OTTEN W, et al. Transparent soil for imaging the rhizosphere[J]. Plos One, 2012, **7**(9): 1 - 6.
- [7] KONG G Q, LI H, HU Y X, et al. New suitable pore fluid to manufacture transparent soil[J]. Geotechnical Testing Journal, 2017, **40**(4): 658 - 672.
- [8] LO H, TABE K, ISKANDER M, et al. A transparent water-based polymer for simulating multiphase flow[J]. Geotechnical Testing Journal, 2010, **33**(1): 1 - 13.
- [9] HAKHAMANESHI M, BLACK J A. Shear strength of transparent gelita-effect of mixture ratio, displacement rate and over-consolidation ratio[C]// Geochicago. 2016.
- [10] 李斗. 滇池泥炭土微观结构特征及工程力学模型研究[D]. 昆明: 昆明理工大学, 2015. (LI Dou. The study on micro-structure and engineering mechanical model of Dianchi peat soil in Kunming basin[D]. Kunming: Kunming University of science and Technology, 2015. (in Chinese))
- [11] BLACK J A, TAKE W A. Quantification of optical clarity of transparent soil using the modulation transfer function[J]. Geotechnical Testing Journal, 2015, **38**(5): 588 - 602.
- [12] TERZAGHI K. Ends and means in soil mechanics[D]. Boston: Harvard University, 1944.
- [13] SCHLUE B F, MOERZ T, KREITER S. Influence of shear rate on undrained vane shear strength of organic harbor mud[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2010, **136**(10): 1437 - 1447.
- [14] MORETTO O. Effect of natural hardening on the unconfined compression strength of remolded clays[C]// Proceeding of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation. Rotterdam, 1948.
- [15] SKEMPTON A W, NORTHEY R D. The sensitivity of clays[J]. Géotechnique, 2015, **3**(1): 30 - 53.
- [16] 张长生, 高明显, 强小俊. 深圳后海湾海相淤泥固结系数变化规律研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 1): 247 - 252. (ZHANG Chang-sheng, GAO ming-xian, QIANG Xiao-jun. Variation laws of consolidation coefficient of marine clay in Houhai Bay of Shenzhen[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S1): 247 - 252. (in Chinese))
- [17] 房后国. 深圳湾结构性淤泥土固结机理及模型研究[D]. 长春: 吉林大学, 2005. (FANG Hou-guo. The study on consolidation mechanism and model of structural soft soil in Shenzhen Bay[D]. Changchun: Jilin University, 2005. (in Chinese))
- [18] 卫国芳. 深圳湾海相淤泥的压缩特性研究[J]. 科学技术与工程, 2013, **13**(3): 795 - 798. (WEI Guo-fang. Study on compression characteristics of marine silt in Shenzhen bay[J]. Science Technology and Engineering, 2013, **13**(3): 795 - 798. (in Chinese))
- [19] TERZAGHI K, PECK R, MESRI G. Soil mechanics in engineering practice[M]. 3rd ed. New York: Wiley, 1996.
- [20] TAVENAS F, JEAN P, LEBLOND P, et al. The permeability of natural soft clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2011, **20**(4): 645 - 660.
- [21] CÔTÉ J, KONRAD J M. A generalized thermal conductivity model for soils and construction materials[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2005, **42**(42): 443 - 458.

DOI: 10.11779/CJGE201812008

基于随机多项式展开的流固耦合非饱和土坡概率反分析

吴 芳^{1, 2, 3}, 张璐璐^{1, 2, 3}, 郑文棠⁴, 魏 鑫^{1, 2, 3}

(1. 上海交通大学海洋工程国家重点实验室, 上海 200240; 2. 高新船舶与深海开发装备协同创新中心, 上海 200240;

3. 上海交通大学土木工程系, 上海 200240; 4. 中国能源建设集团广东省电力设计研究院有限公司, 广东 广州 510663)

摘要: 降雨入渗条件下非饱和土坡流固耦合作用复杂, 具有高度非线性的特点, 一般采用数值方法模拟。数值模型计算量大已成为监测数据概率反分析的重要制约因素。提出一种基于随机多项式展开 (PCE) 的概率反分析方法。该方法采用随机多项式展开构建土性参数与数值模型响应的显式函数, 作为概率反分析中原数值模型的代替模型, 与基于贝叶斯理论和马尔可夫链蒙特卡罗 (MCMC) 模拟的概率反分析方法相结合, 从而有效提高非饱和土坡流固耦合参数概率反分析的效率。通过降雨入渗非饱和土坡算例研究, 结果表明, 与基于数值模型的常规随机反分析相比, 两种方法在后验分布统计值、95% 置信区间等结果非常接近, 基于 PCE 的概率反分析计算效率显著提高, 结果可靠。

关键词: 反分析; 非饱和土; 流固耦合模型; 随机多项式展开; 马尔可夫链蒙特卡罗模拟

中图分类号: TU47 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)12-2215-08

作者简介: 吴 芳(1993-), 女, 硕士, 主要从事岩土工程概率可靠度与风险分析方面的研究工作。E-mail: cewufang@163.com。

Probabilistic back analysis method for unsaturated soil slopes with fluid-solid coupling process based on polynomial chaos expansion

WU Fang^{1, 2, 3}, ZHANG Lu-lu^{1, 2, 3}, ZHENG Wen-tang⁴, WEI Xin^{1, 2, 3}

(1. State Key Laboratory of Ocean Engineering, Shanghai Jiao Tong University, Shanghai 200240, China; 2. Collaborative Innovation

Center for Advanced Ship and Deep-Sea Exploration, Shanghai 200240, China; 3. Department of Civil Engineering, Shanghai Jiao Tong

University, Shanghai 200240, China; 4. China Energy Engineering Group Guangdong Electric Power Design Institute Co., Ltd.,

Guangzhou 510663, China)

Abstract: The seepage and stress-deformation in an unsaturated slope under rainfall infiltration are interacted with high nonlinearity. Numerical models are commonly adopted to solve the coupled governing equations. Tremendous computational cost of numerical modeling is the main obstacle for probabilistic back analysis with field monitoring data. A probabilistic back analysis method based on polynomial chaos expansion (PCE) is proposed in this study. PCE approximation is used to construct the explicit functions between unsaturated soil parameters and model responses to replace the original numerical model. The PCE surrogate model is adopted in parameter posterior inference with Markov chain Monte Carlo (MCMC) simulation based on the Bayesian theory. An example of unsaturated soil slope under rainfall infiltration is presented to illustrate the efficiency of the proposed method. The statistics of posterior distribution and 95% uncertainty bounds obtained using the PCE-based method are close to the results of the traditional back analysis based on the original numerical model. In addition, the proposed new method can significantly improve the efficiency of model calibration.

Key words: back analysis; unsaturated soil; coupled hydro-mechanical model; polynomial chaos expansion; Markov chain Monte Carlo simulation

0 引言

降雨诱发的滑坡灾害在全球广泛分布, 具有群发性、季节性的特点, 每年因灾死亡达数千人, 经济损失巨大。降雨入渗过程中坡体渗流场、应力场、变形场相互作用^[1-2], 要准确评价非饱和土坡在降雨入渗条件下的稳定性, 需采用考虑渗流场和应力场的耦合作

用的计算方法^[3-7]。由于土体存在自然变异性, 室内试验获得的土性参数不能完全反映现场情况, 确定性分

基金项目: 国家重点基础研究发展计划“973”项目(2014CB049100);
国家自然科学基金项目(51422905, 51679135); 中组部青年拔尖人才
计划

收稿日期: 2017-10-09

析方法很难获得与工程实测数据一致的结果。近年来,国内外研究者利用现场监测数据进行参数反分析,取得了大量成果。杨林德等^[8]提出了考虑初始应力的线性和非线性位移反分析法。杨志法等^[9]提出用于位移反分析的图谱法,根据图谱由位移量测值反演地应力及围岩参数。黄宏伟等^[10]考虑模型输入和输出不确定性提出了贝叶斯广义参数反分析方法。冯夏庭等^[11]应用神经网络结合有限元进行位移反分析。陈斌等^[12]针对传统贝叶斯法中观测信息与先验信息不匹配的缺陷,提出扩展贝叶斯法。Zhang 等^[13]基于系统辨识理论提出了边坡稳定性概率反分析方法。Zhang 等^[14-15]提出了失稳信息同时反演强度参数和模型误差的边坡概率反分析方法,并利用时变监测数据进行了概率反分析。Juang 等^[16]基于贝叶斯反分析法,利用基坑工程分步开挖地表沉降与挡墙变形监测数据反演土体力学参数。Kelly 等^[17]基于沉降与超孔压监测数据反演了一维单面排水弹性土体固结参数。Li 等^[18]基于贝叶斯理论和支持向量机方法,采用位移监测数据反演岩质边坡参数。

采用监测数据对非饱和土坡流固耦合模型进行反分析的难点在于,由于非饱和土力学特性的高度非线性,解析解一般只针对一维问题和特定的初始条件和边界条件^[19],难以直接用于复杂情况分析;数值方法适应性好,但计算量大,即使采用相对高效的抽样方法,整体随机反分析的计算量也难以承受。近年来基于随机多项式展开 (Polynomial Chaos Expansion, 简称 PCE) 的随机有限元方法在岩土工程可靠度分析方面取得了良好的效果。代表性的工作包括:黄淑萍等^[20-22]提出了基于概率配点法的谱随机有限元分析随机响应面方法,研究了其在结构可靠度和边坡可靠度分析中的应用。李典庆等^[23-24]考虑非正态随机变量之间的互相关性,将基于 PCE 的随机响应面法应用于岩质边坡可靠度分析,提出基于 PCE 的非侵入式随机有限元法,应用于地下洞室变形可靠度分析。Jiang 等^[25]通过 PCE 构建边坡稳定系统可靠度的多重响应面函数,研究了空间变异性对系统可靠度的影响。

针对现有非饱和土坡流固耦合反分析研究的不足,本文提出一种基于随机多项式展开的概率反分析方法,采用随机多项式展开建立非饱和土坡耦合分析的代替模型,通过马尔可夫链蒙特卡罗模拟对代替模型进行概率反分析,有效减小计算量提高反分析效率,通过算例研究与基于数值模型的常规概率反分析比较,探讨所提出方法的计算精度和效率。

1 非饱和土流固耦合理论

非饱和土流固耦合的基本控制方程包括力的平衡

方程和渗流连续方程。首先,非饱和土单元的二维应力状态满足下列平衡关系:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial s_x}{\partial x} + \frac{\partial t_{xy}}{\partial y} + b_x &= 0, \\ \frac{\partial t_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial s_y}{\partial y} + b_y &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中, s_x 和 s_y 分别为 x 和 y 方向的主总应力, t_{xy} 为 x 平面上 y 方向的剪应力 ($t_{xy} = t_{yz}$), b_x 和 b_y 分别为 x 和 y 方向的体力。

采用 Bishop 非饱和有效应力公式^[26]:

$$s' = s - u_a + c(u_a - u_w), \quad (2)$$

式中, s' 为有效应力, s 为总应力, u_a 和 u_w 分别为孔隙气压力和孔隙水压力, c 为非饱和土有效应力参数。假设非饱和土孔隙与大气连通,则 u_a 为 0。

土体本构模型采用满足 Mohr-Coulomb 准则的理想弹塑性模型,非饱和土抗剪强度表示为^[27]

$$t_f = c' + (s - u_a) \tan f' + c(u_a - u_w) \tan f', \quad (3)$$

式中, t_f 为非饱和土抗剪强度, c' 为有效黏聚力, f' 为有效内摩擦角。本文假定非饱和土有效应力参数 c 等于饱和度 S ^[28]。

由质量守恒和 Darcy 定律,非饱和土二维非稳态渗流控制方程可表示为^[29]

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right] = \frac{\partial q_w}{\partial t}, \quad (4)$$

式中, k_x 和 k_y 分别为 x 和 y 方向的渗透系数, q_w 为体积含水率, t 为时间, H 为总水头 ($H = y + u_w/g_w$, g_w 为水重度)。对于各向同性均质土, k_x 等于 k_y , 下文简写为 k 。本文采用 VGM (van Genuchten-Mualem) 模型^[30-31]描述非饱和土饱和度和渗透系数,表示如下:

$$S = \frac{q_w - q_r}{q_s - q_r} = \begin{cases} (1 + |au_w|^{n_w})^{-m_w} & (u_w < 0) \\ 1 & (u_w \geq 0) \end{cases}, \quad (5)$$

$$k(S) = k_s S^l \left[1 - (1 - S^{1/m_w})^{m_w} \right]^2, \quad (6)$$

式中, θ_s 和 θ_r 分别为饱和体积含水率和残余体积含水率, a 是进气值倒数相关的参数, n_w 和 m_w 为水力特性参数, $m_w = (1 - 1/n_w)$, k_s 为饱和渗透系数, l 为孔隙连通性参数。

2 随机多项式展开代替模型

本文采用随机多项式展开 (PCE) 构建响应和随机变量的显式函数来代替非饱和土坡流固耦合数值模型。随机多项式展开是以正交多项式为基函数的一种模型近似方法。定义输入参数为随机向量 $q = (q_1, \dots, q_n)$, 假定 n 维随机变量相互独立。原模型响应 F 可采用如下随机多项式展开^[32]来表示:

$$F(\mathbf{q}) = a_0 G_0 + \sum_{i=1}^n a_{ii} G_1(\mathbf{q}_{ii}) + \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^i a_{iij} G_2(\mathbf{q}_{ii}, \mathbf{q}_{ij}) + \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^i \sum_{k=1}^j a_{ijik} G_3(\mathbf{q}_{ii}, \mathbf{q}_{ij}, \mathbf{q}_{ik}) + \mathbf{L} + \sum_{i=1}^n \dots \sum_{ip=1}^{i_p} a_{iip} G_p(\mathbf{q}_{ii}, \mathbf{L}, \mathbf{q}_{ip}) + \mathbf{L} \quad (7)$$

式中, $a_0, a_{ii}, \dots, a_{iip}$ 为待定系数, p 为多项式的阶数, $G_p(\theta_{ii}, \dots, \theta_{ip})$ 表示 p 阶多变量正交多项式。

正交多项式类型选取由随机变量分布决定, 高斯分布对应 Hermite 多项式, Beta 分布对应 Jacobi 多项式, Gamma 分布对应 Laguerre 多项式, 均匀分布对应 Legendre 多项式。由于土性参数一般服从正态或对数正态分布^[33], 本文采用 Hermite 多项式作为基函数, 则式(7)中 p 阶多项式为 Hermite 多项式:

$$G_p(\mathbf{q}_{ii}, \mathbf{L}, \mathbf{q}_{ip}) = \left(-\frac{1}{2} \right)^p e^{\theta^T \theta} \frac{\partial^p}{\partial \mathbf{q}_{ii} \dots \partial \mathbf{q}_{ip}} e^{-\theta^T \theta} \quad (8)$$

为简化表达, 式(7)也可表示为

$$F(\mathbf{q}) = \sum_{i=1}^U d_i \Psi_i(\mathbf{q}) \quad (9)$$

式中, d_i 为第 i 个待定系数, $\Psi_i(\mathbf{q})$ 为第 i 个正交多项式, U 为随机多项式展开的项数。在 n 维随机变量空间, 当多项式 $\Psi_i(\mathbf{q})$ 最高阶数为 p 时, 式(9)展开项数 $U = (p+n)!/(p!n!)$ 。基函数 $\Psi_i(\mathbf{q})$ 和 $G_p(\theta_{ii}, \dots, \theta_{ip})$, 待定系数 d_i 和 a_{iip} 之间存在一一对应关系^[32]。求解展开式系数 d_i 的方法包括回归法和投影法等^[34]。本文采用谱投影法^[35]来计算待定系数:

$$d_i = \frac{\sum_{j=1}^Q F(\mathbf{q}_j) Y_i(\mathbf{q}_j) w_j}{\langle Y_i^2(\mathbf{q}) \rangle} \quad (10)$$

式中, \mathbf{q}_j 表示随机变量空间中任意一配点, w_j 是 \mathbf{q}_j 对应权重系数, Q 为配点数目, $\langle Y_i^2(\mathbf{q}) \rangle$ 表示第 i 个多维正交多项式内积。

谱投影法的关键在于选择合适的配点, 配点分布和数目直接影响计算精度和效率。常用的配点法包括

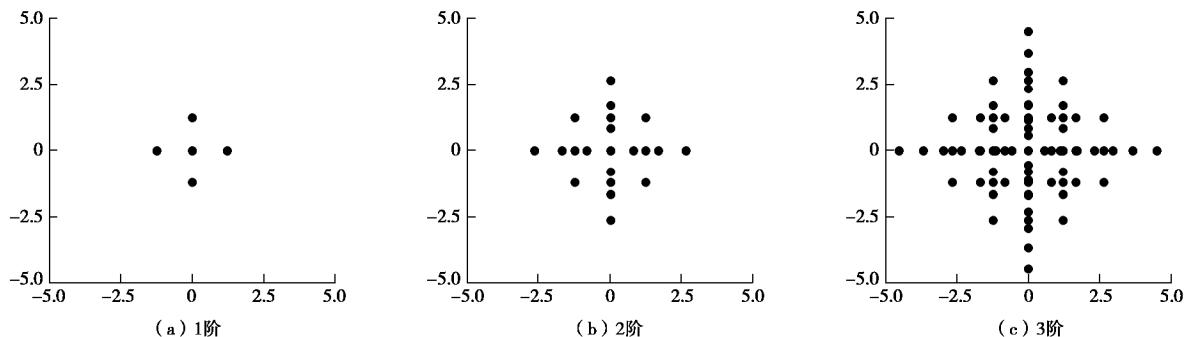


图 1 二维 1~3 阶稀疏网格配点

Fig. 1 1-, 2- and 3-level sparse grids in two-dimensional random space

张量积法、Stroud 配点法、稀疏网格配点法和概率配点法。本文采用基于 Smolyak 算法^[36]的稀疏网格配点法。与张量积法不同, Smolyak 算法通过构造张量积的线性组合并根据一定的权重来组合配点, 配点数不随维度呈几何级数增加, 在大量减少所需的点数同时能保证较小的插值误差, 适用于处理高维问题。稀疏网格配点总数 Q 是配点阶数和随机变量维度的函数, Q 的计算方法详见文献[37]。一般建议稀疏网格配点阶数与多项式展开阶数 p 相同^[38]。对于 Hermite 多项式展开, 稀疏网格配点采用高斯积分点。二维随机变量空间的稀疏网格配点如图 1 所示。随机变量维度为 2, 1 阶, 2 阶和 3 阶配点数目分别为 5, 22 和 75。

3 基于随机多项式展开的概率反分析

定义 t_1 到 t_N 时刻随机多项式展开 PCE 代替模型响应为向量 $\mathbf{F}(\mathbf{q}) = \{F_1(\mathbf{q}), \dots, F_N(\mathbf{q})\}$, 其中 N 表示数据量。 $\mathbf{F}(\mathbf{q})$ 与实测值 $\mathbf{g} = \{g_1, \dots, g_N\}$ 的误差向量为 $\mathbf{e} = \{e_1, \dots, e_N\}$, t_i 时刻对应的误差为

$$e_i = g_i - F_i(\mathbf{q}) \quad (11)$$

假定误差向量 \mathbf{e} 满足独立等方差高斯分布, 即 $e_i \sim N(0, s_e^2)$, 其中 s_e^2 是未知的常数方差, 则似然函数可表示为^[39]

$$L(\mathbf{q} | \mathbf{g}) = \prod_{i=1}^n \frac{1}{\sqrt{2\pi s_e^2}} \exp\left(-\frac{(g_i - F_i(\mathbf{q}))^2}{2s_e^2}\right) \quad (12)$$

基于贝叶斯原理, 由式(12)和参数先验分布可得到随机向量 \mathbf{q} 的后验概率密度函数如下:

$$f(\mathbf{q} | \mathbf{g}) = b \cdot f(\mathbf{q}) \cdot L(\mathbf{q} | \mathbf{g}) \quad (13)$$

其中, b 为归一化系数, $f(\mathbf{q})$ 为随机向量 \mathbf{q} 先验概率密度函数。

采用马尔可夫链蒙特卡罗 (Markov Chain Monte Carlo, 简称 MCMC) 方法, 对参数后验分布随机取样, 计算随机样本的后验分布估计值 (均值、方差、置信区间)。具体算法为 Vrugt 等^[40]提出的自适应差分

演化 Metropolis 算法 (Differential Evolution Adaptive Metropolis Algorithm, 简称 DREAM)。该算法可同时运行多链, 能自动调节 Metropolis 转移函数的比例和方位进行全局搜索, 可高效地处理高维、强非线性的复杂问题。采用 Gelman 和 Rubin 提出的基于链内和链间方差的 R 收敛准则^[41]来判定收敛性。当各参数 R_{stat} 值均小于 1.2 时, 则马尔可夫链收敛于稳定的后验分布。DREAM 算法和 R_{stat} 值计算公式详见文献[40]。

以降雨入渗非饱和土坡的参数反演为例, 基于随机多项式展开的概率反分析方法的具体步骤如下:

(1) 建立降雨入渗非饱和土坡流固耦合数值模型。

(2) 明确需要反演的随机向量 q 和先验分布, 对先验分布进行正态变换, 转化为独立高斯分布, 生成稀疏网格配点和相应权重。

(3) 将配点映射得到原始参数向量空间, 运行配点对应的数值模型得到响应 (如孔压和位移)。

(4) 利用谱投影法求解多项式系数, 得到随机多项式展开的显式表达式。

(5) 根据实测数据确定似然函数, 采用 MCMC 方法生成参数后验分布随机样本, 其中响应采用 PCE 代替数值模型计算。

(6) 计算后验分布统计值, 均值、标准差、最大后验概率密度 (MPD) 值、相关系数矩阵、置信区间等。

4 算例分析

采用有限元软件 ABAQUS 建立非饱和土坡耦合分析数值模型, 开发了基于随机多项式展开的概率反分析方法 MATLAB 程序。以一个降雨入渗非饱和土坡为例, 分别用传统的基于数值模型概率反分析方法和本文提出的基于 PCE 代替模型概率反分析方法求解参数后验分布, 验证所提出方法的计算精度和效率。

4.1 降雨入渗非饱和土坡流固耦合数值模型

降雨入渗非饱和土坡计算模型简图如图 2 所示。坡高 30 m, 坡度为 40°。初始水位在 HC , 初始坡体内孔压分布假设为静水压状态。降雨流量边界条件施加在 $GFED$, 强度 q (0.012 m/h, 中雨), 持续 36 h。 AH 和 BC 为定水头边界 $H = 8$ m, AB 、 HG 和 CD 为不透水边界。左右两侧边界 AG 和 BD 为水平位移约束, 底边界 AB 水平竖向、位移均约束。

坡内土体为均质各向同性砂土, 采用 Mohr-Coulomb 理想弹塑性本构关系, 参数见表 1。

假定弹性模量 E 、饱和渗透系数 k_s 、VGM 模型参数 a 、内摩擦角 j' 和黏聚力 c' 为随机变量。根据文献研究, 假定参数 E , k_s , a , $\tan j'$ 服从对数正态分布,

参数 c' 服从正态分布。随机变量均值与表 1 一致。研究^[42]表明, 砂土摩擦角的变异系数 (COV) 一般在 5%~20%, 水力特性参数的变异性大于抗剪强度参数。本算例取 E , k_s , a , $\tan j'$, c' 的 COV 分别为 0.25, 0.25, 0.25, 0.1, 0.15。表 2 列出了随机变量先验概率分布和统计值。

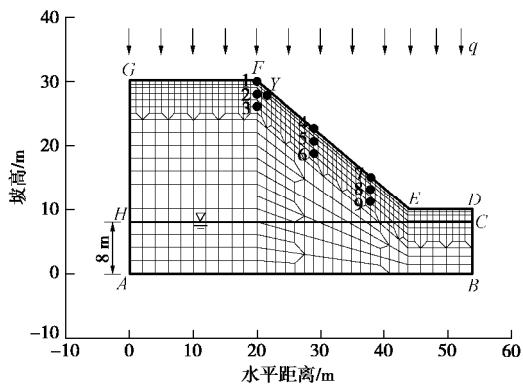


图 2 非饱和土坡模型示意图

Fig. 2 Schematic diagram of unsaturated soil slope model

表 1 非饱和土坡计算模型参数

Table 1 Input parameters of unsaturated soil slope model

参数 (单位)	数值	参数 (单位)	数值
密度 ρ /(kg·m ⁻³)	1800	残余饱和度 θ_r /%	0
泊松比 ν	0.3	α /(kPa ⁻¹)	0.04
弹性模量 E /kPa	10000	n_w	1.2
渗透系数 k_s /(m·h ⁻¹)	0.036	l	0.5
黏聚力 c' /kPa	12	内摩擦角 j' /(°)	30

表 2 随机变量先验分布和统计值

Table 2 Prior distribution and statistics of random variables

参数	均值	标准差	分布类型	下限	上限
$\ln E$	9.180	0.246	正态	8.2	10.1
$\ln k_s$	-3.355	0.246	正态	-4.2	-2.5
$\ln \alpha$	-3.249	0.246	正态	-4.1	-2.4
$\ln \tan j'$	-0.550	0.100	正态	-0.9	-0.2
c'	12	1.8	正态	6	18

4.2 PCE 代替模型构建和验证

以坡顶 Y 点的孔压响应作为监测对象, 每 0.5 h 提取数值模型输出值, 构建 PCE 代替模型共 72 个。采用蒙特卡洛抽样法生成满足表 2 参数分布的 200 组随机样本点, 分别采用数值模型和 PCE 代替模型计算, 比较响应值的差别, 验证 PCE 代替模型精度。图 3 为 1~3 阶 PCE 模型和数值模型的孔压响应比较。对于本算例中随机向量维度为 5, 1~3 阶稀疏网格配点数目分别为 11, 81, 471, PCE 待定系数数目分别为 6, 21, 56。采用确定性系数 R^2 和均方根误差 (Root Mean Square Error, 简称 RMSE) 衡量数值模型和 PCE

代替模型的拟合程度。 R^2 越大, 均方根误差 RMSE 越小, 拟合效果越好。

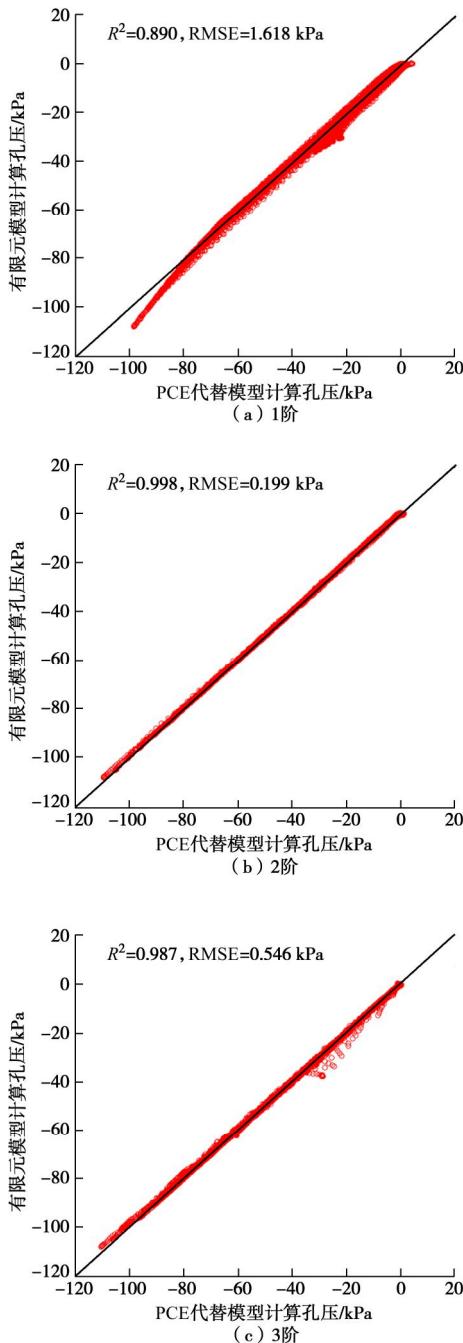


图 3 数值模型和 PCE 模型对比

Fig. 3 Comparison between numerical model and PCE model

由图 3 可见, 对于 Y 点孔压响应, 1 阶 PCE 没有交叉项, 逼近效果最差; 2 阶 PCE 能最好地近似数值模型; 3 阶 PCE 系数数目为 56, 多项式待定系数误差增加, 导致近似效果不理想。

选取边坡浅层和深部共 9 个测点(见图 2), 基于稀疏网格配点法构建各点孔压响应的 2 阶、3 阶 PCE 代替模型。如图 4 所示, 所有测点 2 阶、3 阶 PCE 代替模型 R^2 都大于 0.996, RMSE 均小于 0.8 kPa; 除测

点 6、9 外, 2 阶 PCE 计算得的 R^2 普遍大于 3 阶 PCE 对应的值, RMSE 值普遍小于 3 阶 PCE 对应的值。综合考虑精度和计算效率, 本文采用 2 阶 PCE 作为孔压响应的代替模型。

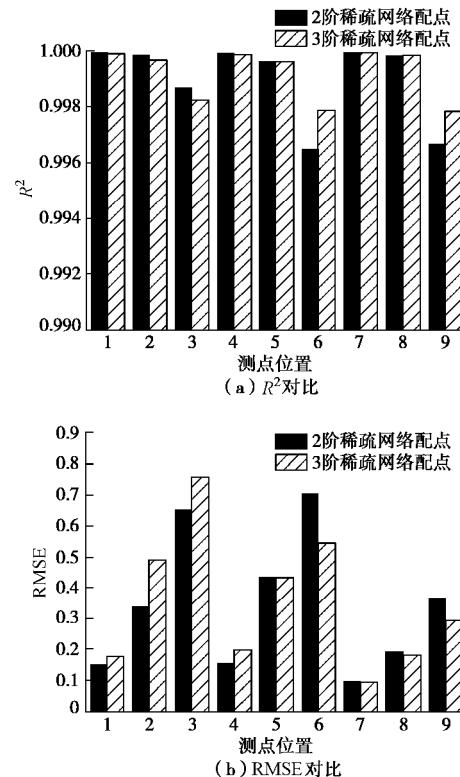


图 4 多测点 2 阶、3 阶 PCE 模型误差对比

Fig. 4 Comparison of errors using PCE model of 2-order and 3-order for different monitoring points

为比较不同配点法构建 PCE 模型的拟合效果, 在相同的 81 个配点情况下, 分别基于稀疏网格配点法和拉丁超立方法构建各点孔压响应的 2 阶 PCE 代替模型。如图 5 所示, 对于不同位置的测点, 两种配点法计算得到的 R^2 均十分接近, 对于原数值模型都能提供较高的拟合精度。

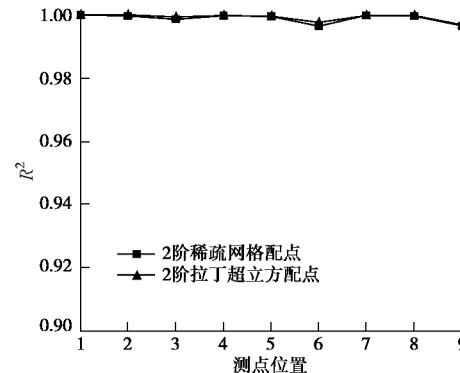


图 5 基于不同配点法 PCE 模型 R^2 对比

Fig. 5 Comparison of R^2 using PCE model based on different collocation methods

4.3 随机参数后验估计

以测点 Y 为例, 将孔压响应的数值解加 3% 随机噪声作为监测数据, MCMC 反分析计算取马尔科夫链 10 条, 最大样本数 10000。图 6 所示为收敛准则 R_{stat} 值随样本数变化曲线。可见, 两种方法收敛速度相差不大, 均可在 2000 个样本后达到收敛。

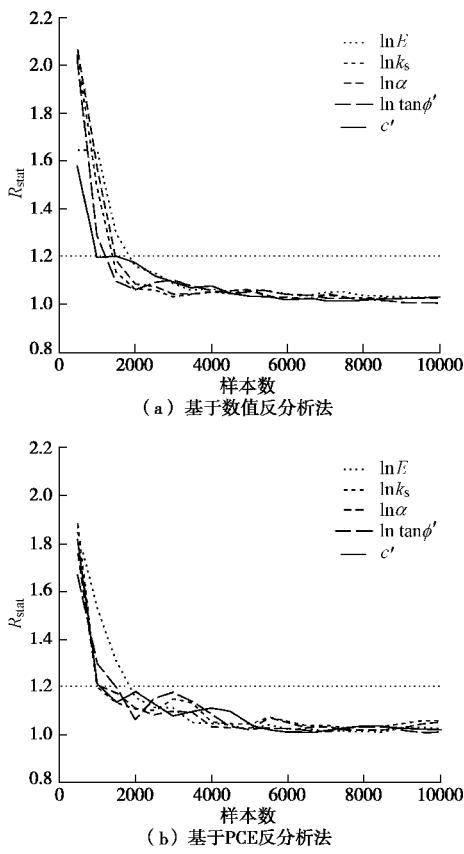


图 6 基于数值反分析法和基于 PCE 反分析法 R_{stat} 值随样本数变化

Fig. 6 Variation of R_{stat} with sample numbers using numerical model-based and PCE-based back analysis methods

就计算量而言, 基于数值模型的概率反分析计算 207.45 h, 采用 PCE 代替模型的概率反分析仅需 1.6 min, 计算效率提高 7000 倍, 表明本文提出的基于 PCE 的概率反分析方法极大提高了反分析效率。

根据马尔科夫链收敛结果, 取后 25% 样本作为稳定后验分布样本。表 3 列出了参数后验分布的均值和标准差。与先验分布(表 2)对比, 水力特性参数 $\ln k_s$ 、 $\ln \alpha$ 的标准差较其他参数有显著减少, 这与文献[42]结论相符, 使用孔压数据能显著降低水力特性参数的变异性, 而对其他类型力学参数的不确定性缩减效果不明显。

图 7 为两种反分析方法 95% 置信区间和实测值的比较。图中灰色阴影区域表示同时考虑参数不确定性和模型误差的 95% 置信区间。由图可见, 两种方法结果非常接近, 95% 置信区间均较窄, 实测数据基本在

置信区间内; MPD 计算值与实测值的确定性系数 R^2 均为 0.993, RMSE 值仅 1.69 kPa。结果表明, 采用 PCE 代替数值模型随机反分析结果可靠, 计算精度高。对不同位置测点同样可得到上述结论, 由于篇幅原因本文不再展示其它测点的结果。

表 3 随机变量后验分布统计值

Table 3 Posterior distribution and statistics of random variables

参数	基于数值反分析		基于 PCE 反分析	
	均值	标准差	均值	标准差
$\ln E$	9.232	0.223	9.223	0.191
$\ln k_s$	-3.281	0.062	-3.534	0.087
$\ln \alpha$	-3.201	0.031	-3.561	0.080
$\ln \tan j'$	-0.550	0.091	-0.539	0.100
c'	11.950	1.793	11.874	1.834

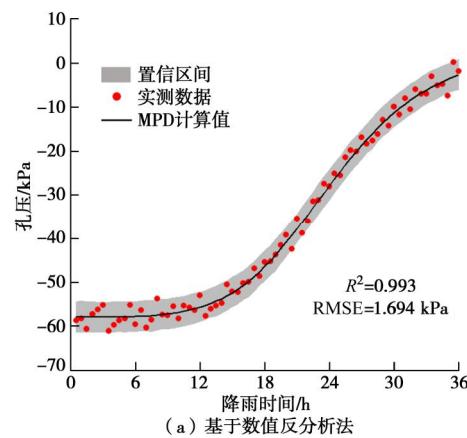


图 7 基于数值反分析法和基于 PCE 反分析法 95% 置信区间

Fig. 7 95% prediction uncertainty bounds using numerical model-based and PCE-based back analysis methods

5 结 论

本文提出了一种基于随机多项式展开 (PCE) 的概率反分析方法, 以降雨入渗非饱和土坡流固耦合问题为例, 与基于数值模型的随机反分析对比。主要结

论如下:

(1) 综合考虑精度和计算效率, 相比 1 阶与 3 阶 PCE, 2 阶 PCE 能更好地近似非饱和土坡流固耦合数值模型, 对于时变孔压响应的拟合精度高。

(2) 基于数值模型的概率反分析计算量大, 基于 PCE 代替模型的概率反分析可显著提高计算效率。

(3) 基于数值模型的概率反分析和基于 PCE 的概率反分析在后验分布统计值、95% 置信区间等结果非常接近。表明基于 PCE 的随机反分析方法用于非饱和土坡流固耦合问题结果可靠, 计算精度高。

参考文献:

- [1] FREDLUND D G, RAHARDJO H. Soil mechanics for unsaturated soils[M]. New York: John Wiley & Sons, 1993.
- [2] ZHANG L L, ZHANG L M, TANG W H. Rainfall-induced slope failure considering variability of soil properties[J]. *Géotechnique*, 2005, **55**(2): 183 – 188.
- [3] WONG T T, FREDLUND D G, KRAHN J. Numerical study of coupled consolidation in unsaturated soils[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1998, **35**(6): 926 – 937.
- [4] KIM J M. A fully coupled finite element analysis of water-table fluctuation and land deformation in partially saturated soils due to surface loading[J]. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 2000, **49**(9): 1101 – 1119.
- [5] 徐 煦, 朱以文, 蔡元奇, 等. 降雨入渗条件下非饱和土边坡稳定分析[J]. 岩土力学, 2005, **26**(12): 1957 – 1962. (XU Han, ZHU Yi-wen, CAI Yuan-qi, et al. Stability analysis of unsaturated soil slopes under rainfall infiltration[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2005, **26**(12): 1957 – 1962. (in Chinese))
- [6] WU L Z, ZHANG L M. Analytical solution to 1D coupled water infiltration and deformation in unsaturated soils[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2009, **33**(6): 773 – 790.
- [7] 田东方, 刘德富, 王世梅, 等. 土质边坡非饱和渗流场与应力场耦合数值分析[J]. 岩土力学, 2009, **30**(3): 810 – 814. (TIAN Dong-fang, LIU De-fu, WANG Shi-mei, et al. Coupling numerical analysis of unsaturated seepage and stress fields for soil slope[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2009, **30**(3): 810 – 814. (in Chinese))
- [8] 杨林德, 黄 伟, 王 肇. 初始地应力位移反分析的有限单元法[J]. 同济大学学报, 1985(4): 15 – 20. (YANG Lin-de, HUANG Wei, WANG Yu. The finite element method for determining the initial earth stress by displacements in surrounding rock[J]. *Journal of Tongji University*, 1985(4): 15 – 20. (in Chinese))
- [9] 杨志法, 丁恩保, 张三旗. 地下工程平面问题弹性有限元图谱[M]. 北京: 科学出版社, 1989. (YANG Zhi-fa, DING En-bao, ZHANG San-qi. Elastic mapping finite element method for plane problem of under ground engineering[M]. Beijing: Science Press, 1989. (in Chinese))
- [10] 黄宏伟, 孙 钧. 基于 Bayesian 广义参数反分析[J]. 岩石力学与工程学报, 1994, **13**(3): 219 – 228. (HUANG Hong-wei, SUN Jun. Generalized parameters back analysis method based on Bayesian theory[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 1994, **13**(3): 219 – 228. (in Chinese))
- [11] 冯夏庭, 张治强, 杨成祥, 等. 位移反分析的进化神经网络方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, **18**(5): 529 – 533. (FENG Xia-ting, ZHANG Zhi-qiang, YANG Cheng-xiang, et al. Study on genetic neural network method of displacement back analysis[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 1999, **18**(5): 529 – 533. (in Chinese))
- [12] 陈 斌, 刘 宁, 卓家寿. 岩土工程反分析的扩展贝叶斯法[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(4): 555 – 560. (CHEN Bin, LIU Ning, ZHUO Jia-shou. Extended Bayesian method of inverse analysis in geoengineering[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2004, **23**(4): 555 – 560. (in Chinese))
- [13] ZHANG J, TANG W H, ZHANG L M. Efficient probabilistic back-analysis of slope stability model parameters[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2010, **136**(1): 99 – 109.
- [14] ZHANG L L, ZHANG J, ZHANG L M, et al. Back analysis of slope failure with Markov chain Monte Carlo simulation[J]. *Computers and Geotechnics*, 2010, **37**(7): 905 – 912.
- [15] ZHANG L L, ZUO Z B, YE G L, et al. Probabilistic parameter estimation and predictive uncertainty based on field measurements for unsaturated soil slope[J]. *Computers and Geotechnics*, 2013, **48**: 72 – 81.
- [16] JUANG C H, LUO Z, ATAMTURKTUR S, et al. Bayesian updating of soil parameters for braced excavations using field observations[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2012, **139**(3): 395 – 406.
- [17] KELLY R, HUANG J. Bayesian updating for one-dimensional consolidation measurements[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2015, **52**(9): 1318 – 1330.
- [18] LI S, ZHAO H, RU Z, et al. Probabilistic back analysis based on Bayesian and multi-output support vector machine for a high cut rock slope[J]. *Engineering Geology*, 2016, **203**: 178 – 190.

- [19] 吴礼舟, 张利民, 黄润秋, 等. 非饱和土的变形与渗流耦合的一维解析分析及参数研究[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(9): 1450 - 1455. (WU Li-zhou, ZHANG Li-ming, HUANG Run-qiu, et al. One-dimensional analytical analysis and parameter study of coupled deformation and seepage in unsaturated soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(9): 1450 - 1455. (in Chinese))
- [20] 黄淑萍. 基于观点法的谱随机有限元分析-随机响应面法[J]. 计算力学学报, 2007, 24(2): 173 - 180. (HUANG Shu-ping. A collocation-based spectral stochastic finite element analysis-stochastic response surface approach[J]. Chinese Journal of Computational Mechanics, 2007, 24(2): 173 - 180. (in Chinese))
- [21] HUANG S P, MAHADEVAN S, REBBA R. Collocation-based stochastic finite element analysis for random field problems[J]. Probabilistic Engineering Mechanics, 2007, 22(2): 194 - 205.
- [22] HUANG S P, LIANG B, PHOON K K. Geotechnical probabilistic analysis by collocation-based stochastic response surface method: An Excel add-in implementation[J]. Georisk, 2009, 3(2): 75 - 86.
- [23] LI D Q, CHEN Y F, LU W B, et al. Stochastic response surface method for reliability analysis of rock slopes involving correlated non-normal variables[J]. Computers & Geotechnics, 2011, 38(1): 58 - 68.
- [24] 李典庆, 蒋水华, 周创兵. 基于非侵入式随机有限元法的地下洞室可靠度分析[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(1): 123 - 129. (LI Dian-qing, JIANG Shui-hua, ZHOU Chuang-bing. Reliability analysis of underground rock caverns using non-intrusive stochastic finite element method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(1): 123 - 129. (in Chinese))
- [25] JIANG S H, LI D Q, CAO Z J, et al. Efficient system reliability analysis of slope stability in spatially variable soils using Monte Carlo simulation[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2015, 141(2): 04014096.
- [26] BISHOP A W. The principle of effective stress[J]. Teknisk Ukeblad, 1959, 106(39): 859 - 863.
- [27] FREDLUND D G, MORGENSEN N R, WIDGER R A. The shear strength of unsaturated soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1978, 15(3): 313 - 321.
- [28] ZHANG F, IKARIYA T. A new model for unsaturated soil using skeleton stress and degree of saturation as state variables[J]. Soils and Foundations, 2011, 51(1): 67 - 81.
- [29] RICHARD L A. Capillary conduction of liquids through porous media[J]. Physics, 1931, 1(5): 318 - 333.
- [30] 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.
- [31] MUALEM Y. A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media[J]. Water Resources Research, 1976, 12(3): 513 - 522.
- [32] GHANEM R G, SPANOS P D. Stochastic finite elements: a spectral approach[M]. New York: Springer-Verlag, 2003.
- [33] BAECHER G B, CHRISTIAN J T. Reliability and statistics in geotechnical engineering[M]. New York: John Wiley & Sons, 2005.
- [34] BLATMAN G, SUDRET B. An adaptive algorithm to build up sparse polynomial chaos expansions for stochastic finite element analysis[J]. Probabilistic Engineering Mechanics, 2010, 25(2): 183 - 197.
- [35] XIU D. Efficient collocational approach for parametric uncertainty analysis[J]. Communications in Computational Physics, 2007, 2(2): 293 - 309.
- [36] SMOLJAK S A. Quadrature and interpolation formulae on tensor products of certain function classes[J]. Doklady Akademii Nauk SSSR, 1963, 4(5): 240 - 243.
- [37] NOBILE F, TEMPONE R, WEBSTER C G. A sparse grid stochastic collocation method for partial differential equations with random input data[J]. SIAM Journal on Numerical Analysis, 2008, 46(5): 2309 - 2345.
- [38] LALOY E, ROGIERS B, VRUGT J A, et al. Efficient posterior exploration of a high-dimensional groundwater model from two-stage Markov chain Monte Carlo simulation and polynomial chaos expansion[J]. Water Resources Research, 2013, 49(5): 2664 - 2682.
- [39] BOX G E P, TIAO G C. Bayesian inference in statistical analysis[M]. New York: John Wiley & Sons, 2011.
- [40] VRUGT J A, TER BRAAK C J F, CLARK M P, et al. Treatment of input uncertainty in hydrologic modeling: Doing hydrology backward with Markov chain Monte Carlo simulation[J]. Water Resources Research, 2008, 44(12): 5121 - 5127.
- [41] GELMAN A, RUBIN D B. Inference from iterative simulation using multiple sequences[J]. Statistical Science, 1992: 457 - 472.
- [42] ZHANG L L, LI J H, LI X, et al. Rainfall-induced soil slope failure: stability analysis and probabilistic assessment[M]. Boca Raton: CRC Press, 2016.

DOI: 10.11779/CJGE201812009

改进的膨胀土侧限膨胀试验研究

张 锐^{1, 2}, 张博亚², 郑健龙^{1, 2}, 刘正楠²

(1. 长沙理工大学公路养护技术国家工程实验室, 湖南 长沙 410114; 2. 长沙理工大学交通运输工程学院, 湖南 长沙 410114)

摘要: 为量测膨胀土在侧限浸水和不同上覆荷载下的竖向膨胀率和侧向膨胀力, 通过改进常规侧限膨胀试验装置和方法, 确保了施加上覆荷载后试样浸水前初始湿密状态不变, 消除了制样产生的初始水平应力, 并将侧向膨胀力从总的侧向力中区分出来。采用改进的试验装置和方法, 以特定初始湿密状态下的广西百色中等膨胀土为研究对象, 分别进行了常规侧限膨胀试验和改进的侧限膨胀平行性试验。试验结果表明: 常规侧限膨胀试验中的上覆荷载会改变试样初始湿密状态, 测得的竖向膨胀率偏小 7%~95%; 因制样产生的初始水平应力会使最终侧压力偏小 16.1%~43.5%; 分级加载和逐级卸载的改进侧限膨胀试验结果具有良好的一致性和可重复性; 竖向膨胀率随着上覆荷载逐渐减小, 引入相对膨胀率和相对压力, 可建立反映极限膨胀状态的幂函数拟合公式; 侧向膨胀力与上覆荷载相关并随之增大而逐渐增大, 当上覆荷载增至竖向膨胀力时侧向膨胀力达到最大, 两者之间可用双曲线较好拟合。研究成果可为膨胀模型的建立以及膨胀土地区支挡结构物设计计算提供参考。

关键词: 膨胀土; 上覆荷载; 竖向膨胀率; 侧向膨胀力

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)12-2223-08

作者简介: 张 锐(1980-), 男, 副教授, 博士, 主要从事特殊土及其路基工程问题的研究工作。E-mail: zr@csust.edu.cn。

Modified lateral confined swelling tests on expansive soils

ZHANG Rui^{1, 2}, ZHANG Bo-ya², ZHENG Jian-long^{1, 2}, LIU Zheng-nan²

(1. National Engineering Laboratory for Highway Maintenance Technology, Changsha University of Science & Technology, Changsha

410114, China; 2. School of Traffic and Transport Engineering, Changsha University of Science & Technology, Changsha 410114, China)

Abstract: In order to measure the vertical swelling ratio and lateral swelling pressure under different vertical loading and confined conditions during soaking, the conventional confined swelling test apparatus and method are modified to ensure the consistency of the initial water content and the dry density of specimens before soaking and loading, getting rid of the initial horizontal stress caused by specimen preparation and distinguishing the lateral swelling pressure from the total lateral pressure. Using the modified apparatus and method, the conventional and modified confined swelling parallel tests are respectively carried out on the expansive soils with medium swelling potential from Baise County in Guangxi Province with specific water content and dry density. The test results show that the initial water content and dry density will change due to vertical loading during conventional tests, resulting in underestimating vertical swelling ratio measured by 7% to 95%, and that the existence of the initial horizontal stress produced by specimen preparation will underestimate the lateral pressure measured by 16.1% to 43.5%. The results of multi-stage loading and step unloading tests show the great consistency and repeatability. The vertical swelling ratio decreases with the increase of the vertical loads, and a fitting formula performing the ultimate swelling state based on power function is set up by relative swelling ratio and relative swelling pressure. While the lateral swelling pressure increases with the increase of the vertical loads, reaching its maximum value with the increasing vertical loads to the vertical swelling pressure, a hyperbolic function can fit well between the upper loads and the lateral swelling pressures. The achievements may provide references for establishing a swelling model and designing retaining structures in expansive soil areas.

Key words: expansive soil; vertical load; vertical swelling ratio; lateral swelling pressure

0 引言

膨胀土遍布全球六大洲 40 多个国家, 中国是膨胀土分布最广的国家之一。膨胀土含较多亲水性蒙脱石及其混层矿物, 具有显著吸水膨胀特性, 当其膨胀受

基金项目: 国家自然科学基金项目(51108049, 51608053); 国家重点研发计划项目(2017YFC0805300); 交通运输部公路工程行业标准制修订项目(JTG-201507)

收稿日期: 2018-03-20

到限制时会产生较大膨胀力, 已给膨胀土地区公路、铁路、水利、房建等各类基础设施建设和运营造成严重危害^[1]。针对实际工况准确量测膨胀土在特定应力和湿密状态下的膨胀变形和膨胀力, 对于膨胀土膨胀模型的建立、膨胀土地区基础设施变形预估^[2]和支挡结构物设计^[3]具有重要意义。

基于常规固结仪的侧限膨胀试验一直被许多国内外研究者广泛采用, 研究不同上覆荷载、干湿循环次数、不同初始含水率和干密度状态下膨胀土竖向膨胀率的变化规律^[4-7], 并利用其建立了经验性的膨胀模型^[8]。但在以往的有荷膨胀率试验中, 均是对若干个初始湿密状态相同的试样, 分别施加不同上覆荷载使其压缩变形稳定后再使其浸水膨胀, 改变了试样浸水前的初始湿密状态, 造成不同上覆荷载下的膨胀率不具可比性。常规固结仪也常被用于测试竖向膨胀力, 常用的方法有膨胀反压法^[9]、平衡加压法^[10]和恒体积法^[11]。恒体积法的物理意义相对前面两种方法而言更符合膨胀力的基本定义^[12]。由于常规侧限膨胀试验无法量测侧向膨胀力, 国内外研究者曾通过自制三向膨胀力试验装置, 量测膨胀土在不同初始湿密状态和恒体积条件下吸湿饱和所产生的侧向膨胀力^[13-15], 但无法量测不同上覆荷载下的侧向膨胀力。虽有通过改进常规固结仪量测不同上覆荷载下膨胀土吸湿饱和所产生的侧向压应力(本文简称侧向力)的实例^[16], 但没有将侧向膨胀力从侧向力中区分开来, 也没有考虑由于制样产生的初始水平应力对侧向力测试结果的影响。

针对以往研究中在有荷膨胀率、竖向膨胀力和侧向膨胀力测试方面存在的不足, 为了便于工程应用, 本文对常规侧限膨胀试验装置及试验方法进行改进, 使其满足了4个方面的试验要求: 确保了膨胀土试样在施加上覆荷载后和浸水膨胀之前的湿密状态能与初始湿密状态保持一致; 可在恒体积状态下测得浸水饱和后的竖向膨胀力; 消除了制样产生的初始水平应力; 可获得不同上覆荷载下侧向力和侧向膨胀力。采用改进的试验装置和方法, 对广西百色膨胀土开展了侧限膨胀试验研究, 建立了膨胀数学模型和与上覆荷载相关的侧向膨胀力拟合公式。本文研究成果可为膨胀土地区构造物设计和相关标准的编制修订提供参考。

1 改进的侧限膨胀试验装置

在常规固结仪的基础上改进的侧限膨胀试验装置^[17]主要由竖向加载和变形量测系统、可开合环刀和侧向力量测系统、数据采集系统三大部分组成, 如图1所示。为了检验试验结果的稳定性和重现性, 共加工制作了两套改进装置进行平行试验。

竖向加载采用三联高压固结仪的加压系统。在加载板与试样之间, 安置有一个直径大于环刀内径且与环刀外径相等的透水石, 其外缘用护刀限位, 使透水石的中心与加载板和试样的中心在一垂线上。竖向膨胀量由安装在加载架上的电子数显千分表实时量测。

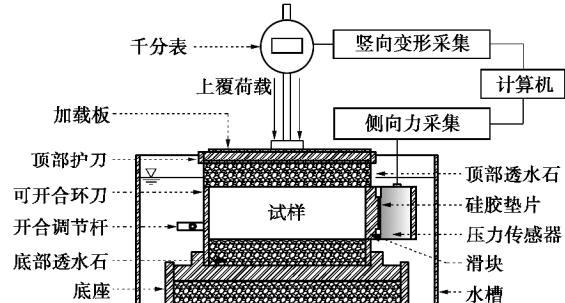


图1 改进的侧限膨胀试验装置结构示意图

Fig. 1 Sketch of modified lateral confined swelling test devices

用常规环刀切削原状样或在常规环刀中静压成样, 会对试样产生未知的初始水平应力, 且侧限浸水膨胀过程中, 侧向力无法量测。为消除因制样产生的初始水平应力, 增加侧向力量测功能, 制作了配有侧向压力传感器的可开合环刀(图2)。该环刀的材质和内径与常规环刀一致; 为了在侧向安置压力传感器, 高度增至30 mm; 为了提高环刀刚度, 环刀厚度增至2 mm。相应地修改了常规固结仪的底座, 以满足安放可开合环刀的需要。

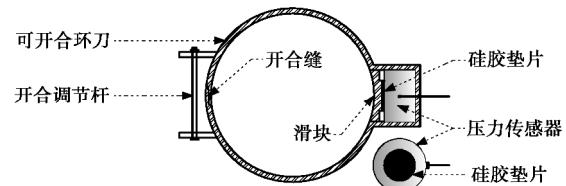


图2 可开合环刀示意图

Fig. 2 Sketch of retractable cutting ring

环刀左侧设有一“Z”型的开合缝, 通过其左侧的调节杆调节该缝的开合, 可消除试样和环刀之间的初始水平应力。环刀右侧设有一“凹”型槽, 用于安放厚12 mm、直径20 mm的纽扣式电阻应变压力传感器。该传感器量程为0~600 kPa, 精度为0.3%F_s。其有效感应区域为受压面中心处直径12 mm的圆形区域。试样侧向力通过一与环刀相同材质的刚性滑块传至压力传感器, 滑块与凹槽的接触面上做润滑处理以减少摩擦。滑块左侧圆弧面完全弥补环刀在凹槽处缺口。滑块正面为边长20 mm正方形。滑块右侧为直径12 mm、高2 mm的凸起, 与传感器有效受力区域大小一致。为了避免滑块凸起与压力传感器之间直接刚性接触造成量测的压力值不稳定, 在压力传感器有效受压区域黏贴了1 mm厚的硅胶垫片。试样对环刀

作用的侧向力为压力传感器监测值乘以 0.283(传感器有效受力面积与滑块正立面面积之比)。

对两套改进装置中的压力传感器分别进行了加-卸载循环标定。将贴有硅胶垫片的压力传感器水平放置, 受压面垂直朝上; 再在其上放置刚性滑块, 圆弧面垂直朝上。通过压力加载机从滑块圆弧面一侧中心处逐级施加或减小荷载, 相应读取传感器量测的压力值(实测值)。荷载除以传感器有效受压面积为压力理论值。加、卸载循环标定结果表明, 两个传感器加、卸载的实测值和理论值之间的线性相关系数均大于 0.999, 加、卸载的滞回效应不显著。

由电子数显千分表量测的竖向膨胀量数据和由压力传感器量测的侧向力数据, 均通过各自配套的监控系统自动传输到计算机, 实现竖向位移和侧向力监测数据的实时显示和存储。

2 试验方法及步骤

试验的方法和步骤基本参照《公路土工试验规程》(JTG E40—2007)的有荷载膨胀率试验方法, 但增加了消除初始水平应力, 量测侧向力、静止侧压力系数以及计算侧向膨胀力等内容。试验步骤如下:

(1) 根据工程或研究需要, 用常规环刀切削原状样或在环刀中通过静压成特定湿密状态的重塑样, 测得试样初始状态的含水率 w_0 、饱和度 S_{r0} 和干密度 r_{d0} 。

(2) 用顶土块将试样从常规环刀中顶出, 放入处于张开状态的可开合环刀中, 调节开合调节杆使开合缝闭合, 使初始侧向力为 1~2 kPa。

(3) 从下至上在试样上依次放置滤纸、直径与环刀外径相同的透水石、护刀、加载板, 安放电子数显千分表, 施加 1 kPa 的压力, 使仪器各部分接触。

(4) 施加所要求的上覆荷载 P_v , 待千分表读数稳定后调零, 向水槽缓慢注入蒸馏水, 使试样自下而上浸水, 最终保持水面始终超过试样顶面约 5 mm。

(5) 进行实时监测并设定每 120 s 记录一次竖向膨胀量和侧向力数据, 至 2 h 内竖向膨胀量变化不超过 0.01 mm 且侧向力变化不超过 1.0 kPa 时为止, 可得该级上覆荷载下浸水后膨胀率 e_v 和侧向力 P_h 。

(6) 放水, 解除荷载, 取出试样, 测得试样膨胀后含水率 w_f 、饱和度 S_{rf} 和干密度 r_{df} 。

(7) 按照步骤(1)~(6) 测试下一级上覆荷载下试样浸水后的膨胀率、侧向力、含水率、饱和度和干密度。

(8) 根据无荷作用下试样浸水后的高度、含水率和干密度, 在安放有顶部护刀的可开合环刀中通过静压制备试样, 利用改进的试验装置, 进行从 0 逐级加载的浸水固结试验, 测得每级荷载固结时的静止侧压

力系数 K_0 , 并计算干密度 r_d 。最终得到 $K_0 - r_d$ 曲线。

(9) 根据下式计算上覆荷载 P_v 作用下试样浸水膨胀后产生的侧向膨胀力 P_{eh} :

$$P_{eh} = P_h - K_0 P_v \quad (1)$$

式中 P_h 为侧向力(kPa); P_v 为试样受到的上覆荷载, kPa(当 $P_v \geq$ 竖向膨胀力时, P_v 等于竖向膨胀力); K_0 为静止侧压力系数, 由步骤(6)得到的该级上覆荷载下浸水膨胀后干密度 r_{df} 在 $K_0 - r_d$ 曲线上查得。

(10) 需要时, 可在某一级荷载作用下膨胀稳定后, 按砝码的具体情况, 分级逐次退荷到零, 并测定各级荷载下的竖向膨胀率和侧向力, 并按步骤(8)、

(9) 得到各级荷载下的侧向膨胀力。

3 试验土样和试验方案

3.1 试验土样

试验所用土样取自广西壮族自治区百色市平果县四塘镇, 位于中国典型膨胀土分布区百色盆地内。取得的地表以下 6 m 深度处原状土样呈浅黄色, 硬塑—坚硬状。土样的天然含水率为 20.6%, 液限为 56.3%, 塑限为 21.4%, 自由膨胀率为 82.0%, 土粒相对密度为 2.75, 标准吸湿含水率为 6.7%, 湿法重型击实最大干密度为 1.72 g/cm³, 最佳含水率 17.9%; 细粒含量 99.9%, 其中黏粒含量 47.9%; 有效蒙脱石含量 16.6%, 阳离子交换量为 17.86 meq/100g, 比表面积 130.8 m²/g。根据上述基本性质指标和现行公路路基设计规范, 土样可判为具有中等膨胀潜势的膨胀土。

由于采集的土样已被扰动, 本文试验全部采用重塑样。土样先风干粉碎至 1 mm 粒径以下, 在 105°C 下烘干后, 加适量蒸馏水配至设定含水率, 拌匀过 2 mm 筛后闷料 24 h, 在用烘干法测定其含水率后, 再在常规环刀中静压成设定干密度状态下的试样。

3.2 试验方案

分验证性试验和探索性试验两个阶段开展研究:

(1) 第一阶段试验目的是与常规试验进行对比, 以验证改进的试验方法的合理性, 分析初始湿密状态改变对竖向膨胀率量测结果的影响和初始水平应力对侧向力量测结果的影响。

a) I -1: 分别采用常规和改进的侧限膨胀试验方法, 对初始含水率为 17.9% (最佳含水率), 干密度为 1.60 g/cm³ (最大干密度的 93%) 的重塑样, 进行 25, 50, 100, 200 kPa 上覆荷载下膨胀试验。

b) I -2: 在可开合环刀中直接静压制样, 制备成初始含水率为 17.9%, 干密度为 1.48 g/cm³ 的两组平行重塑样, 一组保持因静压超固结产生的初始水平应力, 另一组卸掉该初始水平应力, 再分别测试这两组试样在无荷和恒体积浸水条件下 (施加足够大的上覆

荷载, 使试样浸水后不产生竖向膨胀) 的侧向力。

(2) 第二阶段试验目的是通过改进的试验方法揭示不同上覆荷载下竖向膨胀率和侧向膨胀力的变化规律, 并建立相应的回归方程。

a) II-1: 对初始含水率为 17.9%, 干密度为 1.60 g/cm³ 的 8 个平行样, 采用改进的侧限膨胀试验方法, 分别施加 0, 12.5, 25, 50, 100, 200, 250, 300 kPa 八级不同上覆荷载(分级加载), 获得相应的浸水后竖向膨胀率、侧向力和侧向膨胀力。

b) II-2: 对 300 kPa 上覆荷载下 (因该级荷载作用下试验未发生膨胀) 浸水后的单个试样, 逐级卸载, 同样获得不同上覆荷载下的竖向膨胀率、侧向力和侧向膨胀力, 并与上述分级加载试验得到的结果进行对比。

为检验试验结果的重复性, 以确保试验数据的准确性, 对于第二阶段试验中的每级上覆荷载, 同时采用两套改进的试验装置进行平行试验。

4 改进的侧限膨胀试验方法的合理性验证

4.1 保持初始湿密状态一致的合理性

验证性试验结果图 3 表明: 在改进试验中, 浸水前试样不会被压缩, 不同上覆荷载下的试样的初始湿密状态能保持一致; 在常规试验中, 浸水前施加的上覆荷载越大, 试样压缩量越大, 继而干密度增大 (图 3(a)), 浸水膨胀恢复至初始高度时的含水率越高 (图 3(b)), 因此最终膨胀率要小于改进方法中相同上覆荷载下的膨胀率 (图 3(c))。25, 200 kPa 上覆荷载下按照常规方法测得的膨胀率较改进方法测得的结果分别偏小 7% 和 95%。

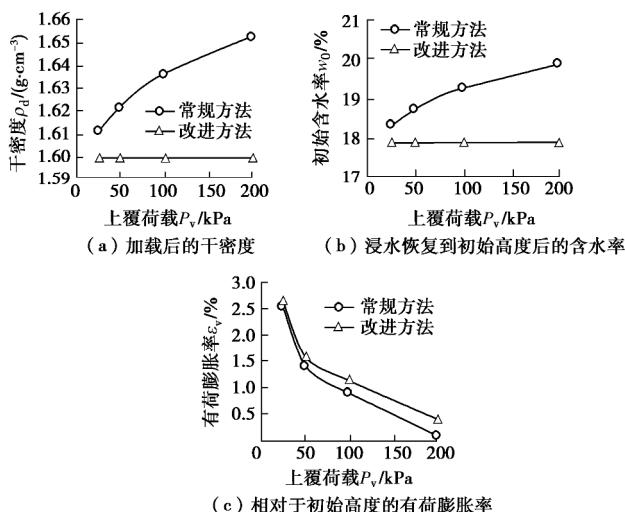


图 3 常规方法与改进方法初始状态和有荷膨胀率的比较
Fig. 3 Comparison of initial states and swelling ratios under different vertical loads according to conventional and improved methods

从 s (吸力) - P_v (上覆荷载) 平面 (图 4) 进一步分析常规和改进试验中由于应力路径的差异对膨胀率测试结果的影响。以 200 kPa 上覆荷载作用下的侧限膨胀试验为例, 在改进试验中, 施加上覆荷载后, 试样未受力, 浸水后试样底部遇水迅速产生膨胀压力, 并自下而上传递至顶部透水石, 试样开始受到上覆荷载作用。此时, 试样仅局部增湿, 虽然吸力有所下降, 但变化不大, 应力路径可视为 $O-A$; 之后试样继续吸水膨胀至稳定, 达到饱和, 吸力降为 0($A-B$)。而常规试验中, 因为试样先在荷载作用下发生压缩, 饱和度增加, 吸力减小($O-A'$), 同时对应的 LC 加载屈服线右移, 试样浸水膨胀恢复至初始高度时, 吸力进一步减小($A'-B'$), LC 加载屈服线左移回至原位置附近, 试样继续膨胀至稳定($B'-C'$)。可以看出, 改进方法测得的是 $A-B$ 所产生的竖向膨胀率, 而常规方法测得的则是 $B'-C'$ 所产生的竖向膨胀率, 显然后者会小于前者。而且, 常规试验中不同上覆荷载作用下的 B' 点在纵坐标上的位置不同, 即不在同一“起跑线”上, 使得不同上覆荷载作用下测得的膨胀率之间不具有可比性。而改进试验克服了上述问题。

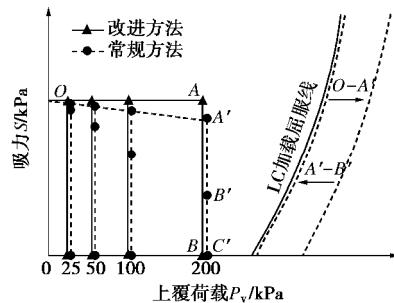


图 4 常规方法与改进方法在 $P-S$ 平面上的应力路径

Fig. 4 Stress paths of conventional method and modified method in $P-S$ plane

4.2 消除初始水平应力的合理性

按照 I -2 试验方案, 测得其中一个试样在制样过程中的侧向力随时间变化路径如图 5 所示。图中 OA 段为竖向加压过程中的侧向力路径, 到达 A 点时侧向压力传感器的读数已接近压力传感器的最大量程。随后保持竖向静压一段时间, 侧向力缓慢下降并稳定至 B 点。卸除竖向静压力后, 侧向力瞬间下降至 C 点。随后, 侧向力缓慢下降并稳定至 D 点。此时侧向力即为由于静压制样所产生的初始水平应力。调节环刀的开合调节杆, 使环刀开合缝处于张开状态后, 初始水平应力降至 0, 再将缝闭合, 并使初始侧向力为 1.0 kPa, 确保试样和环刀接触 (DE 段)。由此, I -2 试验中第一组试样的侧向力路径为 $OABCD$; 第二组试样的为 $OABCDE$ 。

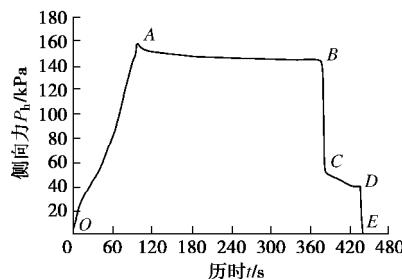


图 5 静压制样过程中侧向力变化路径

Fig. 5 Stress paths of lateral stress in the process of sample preparation

对两组试样分别进行无荷和恒体积条件下的浸水膨胀试验, 两组试样的初始水平应力和浸水后测得的最终侧向力结果如表 1 所示。

表 1 保留和消除初始水平应力浸水后测得的侧向力

Table 1 Measured lateral stresses with and without initial horizontal stress

项目	无上覆荷载浸水	恒体积浸水	无上覆荷载浸水	恒体积浸水
初始水平应力/kPa	40.5	1.0	40.1	1.0
最终侧向力/kPa	10.8	19.1	57.7	68.8

结果表明, 若保留 40 kPa 左右的初始水平应力, 相对于消除初始水平应力后的试件来说, 其无荷和恒体积浸水条件下所测得的侧向力分别偏小 43.5% 和 16.1%。因此, 初始水平应力对侧向力的影响不可忽略, 采用改进的方法可以消除这一影响。

5 改进的侧限膨胀试验结果及分析

按照 II-1 方案和 II-2 方案得到的试验结果(表 2, 3)表明: 分级加载平行试验测得的竖向膨胀率和侧向力的最大相对标准偏差 (RSD) 分别为 3.7%, 4.3%, 逐级卸载的分别为 4.2% 和 3.2%, 均小于 5%, 说明改进试验装置试验结果具有良好重现性。限于篇幅, 以下涉及竖向膨胀率和侧向力的时程曲线仅以^{#1} 装置测得的试验数据进行讨论。

表 2 不同上覆荷载下竖向膨胀率和侧向力平行试验结果

Table 2 Parallel test results of vertical swelling ratio and lateral stress under different vertical loads

装置	上覆荷载/kPa	0	12.5	25	50	100	200	250	300
^{#1}	竖向膨胀率/%	9.01	4.14	2.7	1.58	1.12	0.39	0.01	0
^{#1}	侧向力/ kPa	44.7	57.5	64.7	78.3	106.3	138.2	149.7	150.3
^{#2}	竖向膨胀率/%	8.93	4.26	2.58	1.64	1.18	0.41	0.01	0
^{#2}	侧向力/ kPa	47.1	56.5	63.9	77.3	106.1	139.5	151.1	151.7

5.1 不同上覆荷载下竖向膨胀率及其变化规律

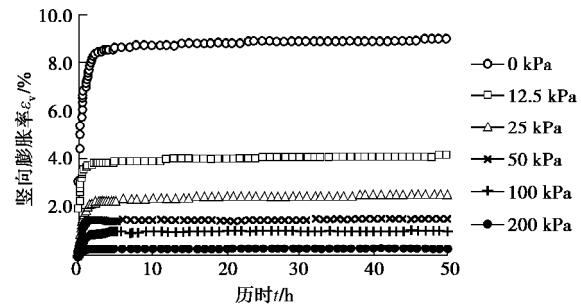
图 6 为不同上覆荷载下竖向膨胀率随时间的变化曲线。可以看出竖向膨胀率在浸水初期急剧增长, 随后增长缓慢, 上覆荷载越大, 竖向膨胀率越快趋于稳

定。监测数据表明, 在浸水 1~2 h 内, 各级荷载作用下的膨胀占总膨胀的 70% 以上, 无荷条件下需浸水 48 h 后膨胀可达到稳定, 有荷作用下则需 2~40 h。

表 3 逐级卸载条件下竖向膨胀率和侧向力平行试验结果

Table 3 Parallel test results of vertical swelling ratio and lateral stress under step by step unloading condition

装置	上覆荷载/kPa	300	250	200	100	50	25	12.5	0
^{#1}	竖向膨胀率/%	0	0.01	0.21	1.25	2.05	3.38	4.56	9.18
^{#1}	侧向力/%	144.6	143.5	133.5	107.6	83.4	73.0	62.2	44.7
^{#2}	竖向膨胀率/%	0	0.01	0.22	1.27	2.04	3.22	4.84	9.14
^{#2}	侧向力/%	143.6	143.4	133.1	108.1	84.9	74.0	57.5	40.5

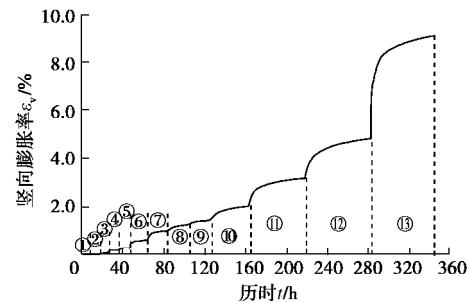


注: 由于 250 kPa 和 300 kPa 上覆荷载下的竖向膨胀率分别为 0 和 0.01%, 因此该两级荷载作用下的竖向膨胀率时程曲线未在图中绘出。

图 6 分级加载竖向膨胀率随时间的变化

Fig. 6 Variation of vertical swelling ratio under different vertical loads

图 7 为逐级卸荷中膨胀率的时程曲线。其中, 300 kPa 上覆荷载下试样浸水后无膨胀变形, 根据侧向力随时间的变化, 5 h 后达到膨胀压力平衡。卸载至 250 kPa 后发生了细微膨胀, 竖向膨胀率仅为 0.01%; 随后随着上覆荷载的减小, 每级荷载作用下膨胀变形逐渐增大, 平衡所需的时间逐渐增加。但所需时间要小于分级加载试验中相应的上覆荷载作用下的试样。



注: ①~⑬ 分别表示上覆荷载为 300, 250, 225, 200, 175, 150, 125, 100, 75, 50, 25, 12.5, 0 kPa 作用下的时间段。

图 7 逐级卸荷中竖向膨胀率随时间的变化

Fig. 7 Variation of vertical swelling ratio during unloading process

根据表 2, 3 中的数据进行对比分析, 逐级卸载和分级加载条件下, 相同上覆荷载对应的竖向膨胀率测试结果的相关系数为 0.996, 即这两种上覆荷载变化条件下测得的竖向膨胀率具有良好的一致性。为此, 将

加卸载试验得到竖向膨胀率测试结果绘制于图 8。为了建立竖向膨胀率与上覆荷载之间的数学关系，并反映无荷状态和恒体积状态两种极限状态，定义相对膨胀率（有荷膨胀率 e_v 与无荷膨胀率 e_{vm} 之比）和相对压力（上覆荷载 P_v 与恒体积竖向膨胀力 P_{vm} 之比），并利用幂函数对图 8 的离散点进行回归：

$$\frac{e_v}{e_{vm}} = 1 - \left(\frac{P_v}{P_{vm}} \right)^n, \quad (2)$$

式中， e_{vm} 为无荷膨胀率（%）， P_{vm} 为恒体积竖向膨胀力（kPa）， n 为拟合参数，与土性和初始湿密状态相关。

该回归公式能满足 $P_v = P_{vm}$ 时 $e_v = 0$ 和 $P_v = 0$ 时 $e_v = e_{vm}$ 的极限性质，且参数少、形式简单。

拟合结果为 $e_{vm} = 9.1\%$ ， $P_{vm} = 252.6$ kPa， $n = 0.159$ ，相关系数为 0.986。

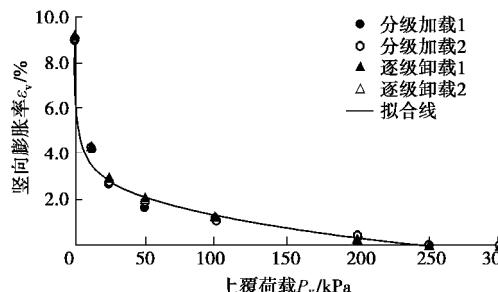
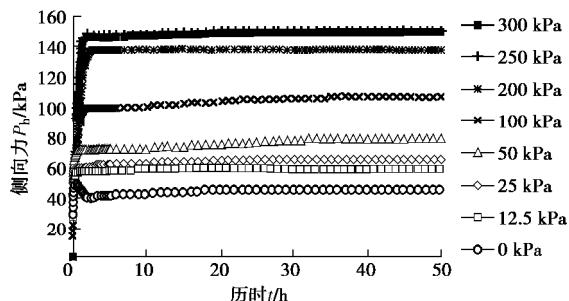


图 8 不同荷载下及逐级卸荷所得膨胀率随荷载的变化

Fig. 8 Variation of vertical swelling ratio under different vertical loads

5.2 不同上覆荷载下侧向膨胀力及其变化规律

图 9 所示为不同上覆荷载下侧向力随时间的变化曲线。可以看出侧向力在浸水初期急剧增长，随后缓慢增长并逐渐趋于稳定，上覆荷载越大浸水后侧向力稳定所需的时间越短，无荷条件下需浸水 27 h，有荷作用下则需 2~25 h。在浸水 1~2 h 内，各级荷载作用侧向力的增量占总增量的 90% 以上，随后缓慢增长直至稳定。



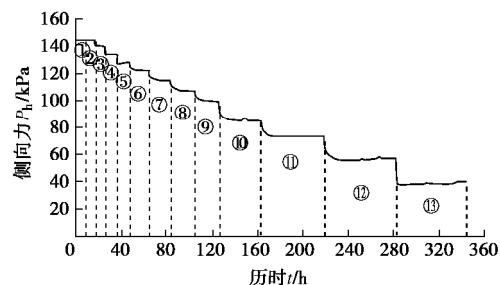
注：300, 250 kPa 上覆荷载作用下的侧向力时程曲线基本重合

图 9 不同上覆荷载下侧向力随时间的变化

Fig. 9 Variation of lateral pressure under different vertical loads

图 10 为当试样在 300 kPa 上覆荷载下浸水待侧向力达到稳定后，逐级卸荷侧向力时程曲线。可以看出，

随着上覆荷载逐级减小，侧向力也逐级减小；上覆荷载越小，在该荷载作用下侧向力达到平衡的时间越长。将表 2 的侧向力数据与表 3 中的进行对比分析，逐级卸载和分级加载条件下测得的相同上覆荷载对应的侧向力的相关系数为 0.989，说明这两种加载方式下测得的侧向力具有良好的一致性。逐级卸载只需用一个试样且时间短，相对于分级加载试验测试更为便捷。



注：①~⑬分别表示上覆荷载为 300, 250, 225, 200, 175, 150, 125, 100, 75, 50, 25, 12.5, 0 kPa 作用下的时间段

图 10 逐级卸荷中侧向力随时间的变化

Fig. 10 Variation of lateral pressure during unloading process

按照本文试验步骤（8）得到静止侧压力系数随干密度变化曲线，如图 11。根据表 2 可以得到各级上覆荷载下膨胀稳定后的干密度，在图 11 曲线中插值得到相应的静止侧压力系数 K_0 ，并由式（1）计算相应荷载下的侧向膨胀力，见表 4。

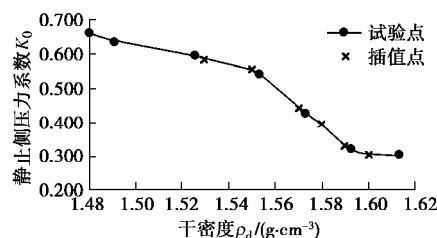


图 11 静止侧压力系数随干密度变化曲线

Fig. 11 Variation of lateral earth pressure coefficient at rest with dry density

表 4 不同上覆荷载下的侧向膨胀力

Table 4 Lateral swelling stresses under different vertical loads

上覆荷载/kPa	0	12.5	25	50	100	200	250	300
干密度/kPa	1.47	1.53	1.55	1.57	1.58	1.59	1.60	1.60
静止侧压力系数 K_0	—	0.584	0.552	0.440	0.391	0.331	0.305	0.305
侧向膨胀力/kPa	44.7	50.2	50.9	56.3	67.2	72.0	73.5	73.8

按照同样方法，获得了^{#2}装置分级加载及^{#1}和^{#2}装置逐级卸载试验得到的侧向膨胀力，并一同绘于图 12。从图 12 可以看出，侧向膨胀力是随上覆荷载变化的，在 0~50 kPa 上覆荷载范围内侧向膨胀力增加较快，随后增加缓慢；当上覆荷载增至恒体积竖向膨胀力时，侧向膨胀力达到最大，是无荷作用下侧向膨胀力的 1.75 倍。因此，上覆荷载对侧向膨胀力的影响不

可忽略。已有大型模型试验^[18]和现场监测^[19]结果表明, 膨胀土的侧向膨胀力随深度(上覆压力)的增加而增加, 且到某一深度处将不再增加, 也反映了膨胀土侧向膨胀力与上覆荷载的相关性。

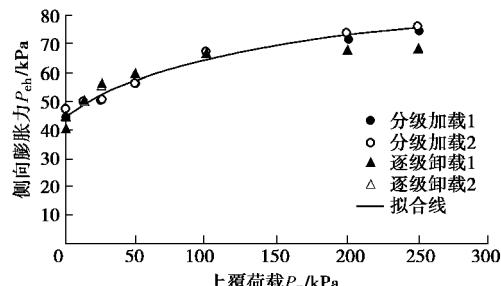


图 12 侧向膨胀力随上覆荷载的变化

Fig. 12 Variation of lateral swelling pressures with vertical loads

为了建立侧向膨胀力与上覆荷载的关系, 并反映侧向膨胀力随上覆荷载变化的极限性质, 采用双曲线函数对两者进行拟合:

$$P_{eh} = K + \frac{P_v}{a + b \cdot P_v}, \quad (3)$$

式中, P_{eh} 为侧向膨胀力(kPa), P_v 为上覆荷载(kPa), K , a 和 b 为拟合参数。

该公式中的拟合参数物理意义明确: 当 $P_v = 0$ 时, $P_{eh} = K$, 即 K 为无上覆荷载下膨胀土浸水后所产生的侧向膨胀力; 当 $P_v \rightarrow \infty$ 时, $P_{ehlim} = K + 1/b$, 即回归参数 b 为侧向膨胀力极值与 K 值之差的倒数; a 为双曲线在 $P_v - P_{eh}$ 坐标系中 $(0, K)$ 点处斜率的倒数。该公式仅反映特定密度状态下侧向膨胀力与上覆荷载的关系, 若实际工程中设计的支挡结构后不同深度处土体密度差异较大, 则需进行不同湿密状态下的相关试验。

采用式(3)对图 12 中离散点进行拟合, 其中由于 300 kPa 上覆荷载大于竖向膨胀力, 并非试样实际受到的上覆荷载, 因此相应点未参与拟合。拟合结果为 $K=44.7$, $a=2.630$, $b=0.023$, 相关系数为 0.970。

由于以往膨胀土地区支挡结构设计中, 多采用竖向膨胀力乘以一个经验性的折减系数获得侧向膨胀力, 并且不考虑侧向膨胀力随深度或上覆荷载的变化。根据被支挡膨胀土体实际初始湿密状态和应力状态进行改进的侧限膨胀试验实测侧向膨胀力, 将有助于提高设计计算的准确性。

6 结论及建议

(1) 采用常规侧限膨胀方法进行不同上覆荷载下竖向膨胀率测试时, 浸水前试样会先在上覆荷载下产生不同程度的压缩, 改变了初始湿密状态, 测得的竖向膨胀率之间不具可比性, 且测试结果偏小。改进的试验方法确保了施加上覆荷载后试样在浸水前初始湿

密状态的一致。

(2) 侧限膨胀试验中, 静压制样产生的初始水平应力会使侧向力测试结果偏小。通过增加环刀的可开合调节功能, 可消除初始水平应力及其对侧压力测试结果的影响。

(3) 改进的侧限膨胀平行试验结果具有良好的重现性; 竖向膨胀率随上覆荷载的增大而减小, 引入相对膨胀率和相对膨胀力, 提出了两者幂函数拟合公式; 侧向力随上覆荷载的增大而增大, 当上覆荷载增至恒体积浸水条件下竖向膨胀力时侧向力达到最大; 分级加载和逐级卸载两种方式得到的结果具有良好的一致性, 后者相对前者用样少, 时间短, 测试便捷。

(4) 侧向膨胀力是侧向力的一部分, 且随上覆荷载的增大而增大, 当上覆荷载增至恒体积浸水条件下竖向膨胀力时达到最大。基于双曲线函数, 建立了两者之间的关系式, 且参数物理意义明确。

(5) 在进行膨胀土地区支挡结构物设计时, 需考虑侧向膨胀力的作用, 建议采用改进的侧限膨胀试验方法实测侧向膨胀力, 以提高设计计算的准确性。当实际工程中支挡结构物允许有一定变形或位移, 还需要对试验装置进行进一步改进, 以获得侧向膨胀力随侧向膨胀变形的变化规律, 从而为主动土压力极限状态下的支挡结构物设计提供参数。

参考文献:

- [1] 郑健龙. 公路膨胀土工程理论与技术[M]. 北京: 人民出版社, 2013. (ZHENG Jian-long. The theory and technology for highway expansive soil engineering[M]. Beijing: Renmin Communication Press, 2013. (in Chinese))
- [2] 郑健龙, 张锐. 公路膨胀土路基变形预测与控制方法[J]. 中国公路学报, 2015, 28(3): 1-10. (ZHENG Jian-long, ZHANG Rui. Prediction and control method for deformation of highway expansive soil subgrade[J]. China Journal of Highway and Transport, 2015, 28(3): 1-10. (in Chinese))
- [3] LIU Y L, VANAPALLI S K. Influence of lateral swelling pressure on the geotechnical infrastructure in expansive soils[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2017, 143(6): 1-19.
- [4] 杨和平, 张锐, 郑健龙. 有荷条件下膨胀土的干湿循环胀缩变形及强度变化规律[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(11): 1936-1941. (YANG He-ping, ZHANG Rui, ZHENG Jian-long. Variation of deformation and strength of expansive soil during cyclic wetting and drying under loading condition[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(11): 1936-1941. (in Chinese))

- [5] ROSENBALM D, ZAPATA C E. Effect of wetting and drying cycles on the behavior of compacted expansive soils[J]. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2016, **04**: 04016191.
- [6] YUAN S, LIU X, SLOAN S W, et al. Multi-scale characterization of swelling behaviour of compacted Maryland clay[J]. *Acta Geotechnica*, 2016, **11**(4): 789 – 804.
- [7] 张福海, 王保田, 刘汉龙. 压实膨胀土路基的膨胀变形规律研究[J]. *岩土力学*, 2010, **31**(1): 206 – 210. (ZHANG Fu-hai, WANG Bao-tian, LIU Han-long, et al. Research on deformation disciplines of compacted expansive soils[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, **31**(1): 206 – 210. (in Chinese))
- [8] 章为民, 王年香, 顾行文, 等. 膨胀土的膨胀模型[J]. *水利水运工程学报*, 2010(1): 69 – 72. (ZHANG Wei-min, WANG Nian-xiang, GU Xing-wen, et al. An expansive model for expansive soil[J]. *Hydro-Science and Engineering*, 2010(1): 69 – 72. (in Chinese))
- [9] PUPPALA A J, PEDARLA A, PINO A, et al. Diffused double-layer swell prediction model to better characterize natural expansive clays[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2017, **143**(9): 1 – 10.
- [10] UZUNDURUKAN S, KESKIN S N, YILDIRIM H, et al. Suction and swell characteristics of compacted clayey soils[J]. *Arabian Journal for Science & Engineering*, 2014, **39**(2): 747 – 752.
- [11] AL-YAQOUB T H, PAROL J,ZNIDARCIC D. Experimental investigation of volume change behavior of swelling soil[J]. *Applied Clay Science*, 2017, **137**: 22 – 29.
- [12] GB/T50279—98 岩土工程基本术语标准 [S]. 1998. (GB/T50279 — 98 Standard for fundamental terms of geotechnical engineering[S]. 1998. (in Chinese))
- [13] 谢 云, 陈正汉, 孙树国, 等. 重塑膨胀土的三向膨胀力试验研究[J]. *岩土力学*, 2007, **28**(8): 1636 – 1642. (XIE Yun, CHEN Zheng-han, Sun Shu-guo, et al. Test research on three-dimensional swelling pressure of remolded expansive clay[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, **28**(8): 1636 – 1642. (in Chinese))
- [14] AVSAR E, ULUSAY R, SONMEZ H. Assessments of swelling anisotropy of Ankara clay[J]. *Engineering Geology*, 2009, **105**(1/2): 24 – 31.
- [15] IKIZLER S B, VEKLI M, DOGAN E, et al. Prediction of swelling pressures of expansive soils using soft computing methods[J]. *Neural Computing & Applications*, 2014, **24**(2): 473 – 485.
- [16] 杨 庆, 焦建奎, 栾茂田. 膨胀岩土侧限膨胀试验新方法与膨胀本构关系[J]. *岩土工程学报*, 2001, **23**(1): 49 – 52. (YANG Qing, JIAO Jian-kui, LUAN Mao-tian. Study on a new method of confined swelling tests and swelling constitutive relationship for swelling rocks[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2001, **23**(1): 49 – 52. (in Chinese))
- [17] 张 锐, 郑健龙, 刘正楠, 等. 环刀、含该环刀的土体侧向膨胀力测量装置及测量方法: 中国, ZL201710044763.X[P]. 2017.06.09. (ZHANG Rui, ZHENG Jian-long, LIU Zheng-nan, et al. A cutting ring, an apparatus and method of measuring lateral swelling stress of soil: China, ZL201710044763.X[P]. 2017.06.09. (in Chinese))
- [18] 王年香, 章为民, 顾行文, 等. 膨胀土挡墙侧向膨胀压力研究 [J]. *水利学报*, 2008, **39**(5): 580 – 587. (WANG Nian-xiang, ZHANG Wei-min, GU Xing-wen, et al. Lateral swelling pressure of expansive soil acting on retaining wall due to inundation[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2008, **39**(5): 580 – 587. (in Chinese))
- [19] 杨果林, 滕 珂, 秦朝辉. 膨胀土侧向膨胀力原位试验研究[J]. *中南大学学报(自然科学版)*, 2014, **45**(7): 2326 – 2332. (YANG Guo-lin, TENG Ke, QIN Zhao-hui. An in-situ Experimental research of lateral swelling pressure on expansive soils[J]. *Journal of Central South University (Science and Technology)*, 2014, **45**(7): 2326 – 2332. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201812010

三维层状路面结构动力响应的混合变量法

王 妍^{1, 2}, 林 崇^{1, 2}

(1. 大连理工大学海岸与近海岸工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024; 2. 大连理工大学工程抗震研究所 建设工程学部水利工程学院, 辽宁 大连 116024)

摘要: 提出了三维多层路面结构动力响应分析的混合变量法和精细积分方法。通过 Fourier-Bessel 变换, 将频率波数域内的偏微分波动方程解耦为两组二阶常微分方程, 一组相应于 P-SV 波动分量, 一组相应于 SH 波动分量。引入位移的对偶向量, 将二阶常微分方程进一步简化为一阶齐次常微分方程, 其解为指数函数, 采用精细积分法可以获得很高的计算精度。此外, 将解表示成混合变量形式, 便于多层体系的合并和提高计算效率。该方法适用于任意荷载分布, 计算稳定, 便于计算机编程。将计算结果与 BISAR 软件结果及试验结果进行比较, 验证了方法的精确性与合理性。在此基础上, 分析了轮胎荷载作用下路面结构的变形特点及应力分布情况。研究结果可为公路路面结构设计提供参考。

关键词: 混合变量法; 层状路面结构; 动力响应; Green 函数; 动刚度矩阵

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)12-2231-10

作者简介: 王 妍(1989-), 女, 博士研究生, 主要从事结构与地基的动力响应分析。E-mail: wangyanchn@mail.dlut.edu.cn。

Mixed variable formulation for dynamic response of 3D layered road structures

WANG Yan^{1, 2}, LIN Gao^{1, 2}

(1. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China; 2. Institute of Earthquake Engineering, Faculty of Infrastructure Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: A mixed variable formulation and the relevant precise integration method are proposed for the dynamic response analysis of multilayered road structures. By performing the Fourier-Bessel transform, the partial differential wave motion equation in the frequency wave number domain can be decoupled into two sets of second-order ordinary differential equations, one for P-SV components and the other for SH components. By introducing the dual vectors of stress and displacement, the second-order ordinary differential equation is further reduced to a homogeneous first-order one. The solution is in the form of an exponential function. By employing the precise integration method, very high accuracy can be achieved. Furthermore, the mixed variable formulation of the solution of wave motion equation facilitates the assembly of layers and improves the computational efficiency. The proposed method is applicable to arbitrary distribution of loads. The computation is stable and convenient for the computer programming. The accuracy and rationality of the proposed method are verified by comparing the solutions with the BISAR software and the experimental results. Some numerical results are presented to reflect the deformation characteristics and stress distribution of the road structures under the tire loads. The research results are useful for the design of road pavement structures.

Key words: mixed variable formulation; layered road structure; dynamic response; Green's function; dynamic impedance matrix

0 引言

高速公路及城镇道路在国民经济发展和社会进步中扮演着重要角色, 直接影响着公共交通及人民生命财产的安全。沥青路面在中国公路的总里程中已达到相当大的相对密度, 因而其安全性应得到更多的重视。沥青路面具有分层结构形式, 各结构层材料的物理-力学特性不同, 层状体系底部可为半无限空间或刚性基岩。路面结构所受荷载主要为车辆动力荷载, 其大

小、方向、位置均产生变化。目前, 国内外有关公路结构的分析计算, 多采用层状(黏)弹性介质理论, 基于静力荷载作用下的轴对称模型来进行研究, 如荷兰 Shell 工作组的 BISAR3.0 程序。有关层状体系的计

基金项目: 国家重点研发计划项目(2016YFB0201001); 创新群体“工程安全与监控”II 期国家自然科学基金项目(51421064)

收稿日期: 2017-09-25

算方法有传递矩阵法、积分变换法、刚度矩阵法、薄层法、有限元法、边界元法等。相关的研究主要针对于各向同性层状体系，而大多为二维平面问题。

传递矩阵法是由 Thomson^[1]和 Haskell^[2]提出的早期求解层状地基中波传播问题的计算方法。随后许多学者在该方法的基础上结合积分变换法来研究层状体系的动力响应问题。但该方法在计算过程中含有指数项，当层厚较大或荷载频率较高时，会出现指数溢出现象，导致计算失败；Kausel 等^[3]提出的刚度矩阵法是结合积分变换法将单层弹性体的刚度矩阵按照薄层法理论组装成总体刚度矩阵，可以避免传递矩阵法的指数溢出问题，但层数较多时，需要求解大型方程组；薄层法^[4]是模拟弹性波在层状介质中传播的半数值半解析方法，该方法对层状结构有较好的适应性，但其求解精度受薄层厚度及薄层数目的影响。

有限元法对复杂的几何形状和不均匀的材料特性有较强的适应性，但需要设置人工边界条件来模拟波在边界处向无限远处传播的特性。人工边界的模拟与计算也比较复杂，为取得良好的计算结果，往往需要庞大的计算范围、较多的自由度数及较长的计算时间；边界元法使问题维数降低一阶，可以满足无限远处的辐射条件，但需要基本解，对每层地基在层间交界面上都需要分别进行离散。当结构层数较多时或计算三维问题时，计算量大幅增加；比例边界有限元法是 Wolf 等^[5]和 Song 等^[6]提出的一种新的半解析数值方法，兼具有限元法和边界元法的优点。但比例边界有限元法应用于层状地基，需进行一定的处理。文献[7, 8]中提出了将传统的点相似中心转换为轴线相似中心的方法进行频域或时域的分析。但这样将增加计算的复杂性，或是影响计算结果的准确性。

精细积分算法是由 Zhong 等^[9]提出的一种有效求解常微分方程的精确数值解法，可获得计算机精度意义下的解析解，精细积分法在运算过程中的矩阵维度为 2 或 3，计算量小，数值求解稳定。韩泽军等^[10]结合精细积分法用于求解多层次地基基础动力刚度矩阵，获得精度较高的计算结果。

混合变量是由笔者课题组所研究的一种积分变换方法与精细积分相结合的半解析半数值解法，适用于求解任意荷载分布及任意荷载作用区域下的层状结构动力响应问题，适用于求解层数较多、层厚较大的弹性层动力响应问题^[11-12]。方法简便，计算快，可获得任意理想的计算精度。

路面结构内部应力、位移是路面设计过程中重点关注的对象，本文作者在课题组已有研究成果的基础上，将混合变量法（MVF）应用于层状公路结构的动力分析中，并提出适用于求解三维各向同性层状路面

体系表面及内部位移与层间应力的处理方法，该方法有利于计算机的编程计算，可批量处理大量节点，其计算精度与计算速度不受层厚及层数影响，可以避免一般传递矩阵法计算中的指数溢出问题，保障了高频率的收敛性，计算稳定，适用于各种情况。本文的关键在于将三维空间的应力和位移偏微分方程通过 Fourier-Bessel 变换在波数域内化为线性一阶常微分方程求解，计算方便，采用精细积分方法可以达到比较高的计算精度。以动力荷载下的三维层状公路为例阐明混合变量法求解动位移及动应力的计算过程，并以试验结果及 BISAR3.0 计算结果进行验证。

土体具有强非线性性质，在交通重载作用下，土体的变形往往包含弹性变形及塑性变形两部分。评价土的非线性性能有两个重要指标，①土的动剪切模量与剪应变的变化关系，②阻尼比与剪应变的变化关系^[13]。根据土壤的种类不同，这两个参数随剪应变的变化表现出不同的非线性性质。在计算土层的动力响应时，需要不断地对这两种参数进行修正，以获得近似的计算结果，常用的方法为等效线性化法。等效线性化法基于土体总动力效应相当的原则将土的非线性问题求解转变为线性问题求解，在计算过程中通过迭代不断调整剪应变的幅值，直到前后两次迭代的差值满足精度要求为止。因此，若层状体系在动力交通荷载下产生非线性响应时，需要根据实际情况作非线性计算或等价线性处理。

1 计算模型

1.1 频率-波数域内弹性波动方程的导出

将公路结构视为层状体系，将直角坐标系的原点置于层状体系的表面， z 轴竖直向下， x 轴、 y 轴水平向，圆柱坐标系的 z 轴与直角坐标系的 z 轴保持一致， r 、 q 轴位于水平面内，如图 1 所示。

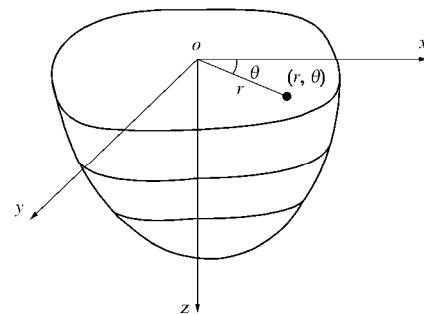


图 1 层状公路结构及坐标系示意图

Fig. 1 Sketch map of multilayered road structure and coordinate system

不同坐标系下的变量以变量上部的记号加以区

别, 例如, 应力 σ 为圆柱坐标系内的表示方法, \hat{s} 为直角坐标系内的表示方法, 而 s 为频率-波数域内的表示方法。假定层状体系由 l 层组成, 第 $l+1$ 层为半无限域或刚性基岩。每层由属性各不相同的均质各向同性材料组成。第 k 层的材料常数设为弹性模量 E_k , 泊松比 ν_k , 密度 ρ_k , 阻尼比 ζ_k , 厚度 $h_k = z_k - z_{k-1}$, ($k = 1, 2, \dots, l$), 如图 2 所示。

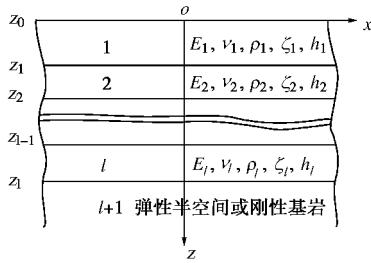


图 2 层状体系计算模型

Fig. 2 Computational model for multilayered road

进行交通荷载下公路结构动力响应分析时, 可以采用波在介质中的传播理论来求解路面结构中的动位移与动应力。本文求解以位移表示的弹性动力学波动方程, 采用图 3 所示圆形微元建立层状体系的 Green 影响函数, 利用荷载与变形的对称性与反对称性, 采用圆柱坐标系可使方程得到简化, 由此可以拓展到任意形式荷载作用下层状体系波动问题的求解。圆柱坐标系下弹性波动的拉梅方程为

$$\left. \begin{aligned} (I+2G) \frac{\partial q}{\partial r} - \frac{2G}{r} \frac{\partial w_z}{\partial q} + 2G \frac{\partial w_q}{\partial z} &= r \frac{\partial^2 \theta_p}{\partial t^2}, \\ (I+2G) \frac{\partial q}{r \partial q} + 2G \frac{\partial w_z}{\partial r} - 2G \frac{\partial w_r}{\partial z} &= r \frac{\partial^2 \theta_q}{\partial t^2}, \\ (I+2G) \frac{\partial q}{\partial z} - \frac{2G}{r} \frac{\partial}{\partial r} (rw_q) + \frac{2G}{r} \frac{\partial w_r}{\partial q} &= r \frac{\partial^2 \theta_z}{\partial t^2}, \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中, r 为密度, I 和 G 为实拉梅常数, q 为体应变, w_r, w_q, w_z 为位移的转动分量。将圆柱坐标系下位移向量及层间节点应力向量表示为

$$\theta = (\theta_p \ \theta_q \ \theta_z)^T, \quad \sigma = (\sigma_p \ \sigma_q \ \sigma_z)^T, \quad (2)$$

式中, $\sigma_z, \sigma_q, \sigma_z$ 为正应力和剪应力在柱坐标系下的分量, $\theta_p, \theta_q, \theta_z$ 为位移分量。为简化方程 (1) 的求解, 利用 Fourier-Bessel 变换, 将波动方程由时间-空间域转换到频率-波数域求解。位移的 Fourier-Bessel 变换表达式为

$$u_n(k, z, w) = a_n \int_0^{+\infty} r C_n \int_0^{2\pi} T_n \int_{-\infty}^{+\infty} \theta(r, q, z, t) e^{-iwt} dt dq dr, \quad (3)$$

$$\theta(r, q, z, t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} e^{iwt} \sum_{n=0}^{\infty} T_n \int_0^{+\infty} k C_n u_n(k, z, w) dk dw. \quad (4)$$

同理, 对于应力向量 σ 的 Fourier-Bessel 变换与式 (3) 和式 (4) 的形式相同。式中 k 表示波数, θ 为波数域

内位移向量。 a_n 为规范化因子 $a_n = 1/2\pi, (n=0)$, $a_n = 1/\pi, (n \neq 0)$ 。 $T_n = \text{diag}[\cos nq \ -\sin nq \ \cos nq]$ 适用于对称的情况, $T_n = \text{diag}[\sin nq \ \cos nq \ \sin nq]$ 适用于反对称的情况。

矩阵 $C_n(kr)$ 的表达式为

$$C_n(kr) = \begin{bmatrix} \frac{1}{k} J_n(kr) & \frac{n}{kr} J_n(kr) \\ \frac{n}{kr} J_n(kr) & \frac{1}{k} J_n(kr) \\ & -J_n(kr) \end{bmatrix}, \quad (5)$$

式中, $J_n(kr)$ 是第一类 n 阶贝塞尔函数。

为使波动方程的求解简化, 将位移划分为对称部分和反对称部分分别求解, 式中以 q 为零的 r 轴作为对称轴, 将其按傅里叶级数展开为

$$\left. \begin{aligned} \theta_p(r, q, z, t) &= \sum_{n=0}^{\infty} \theta_p^s(r, z, t, n) \cos nq + \sum_{n=0}^{\infty} \theta_p^a(r, z, t, n) \sin nq, \\ \theta_q(r, q, z, t) &= -\sum_{n=0}^{\infty} \theta_q^s(r, z, t, n) \sin nq + \sum_{n=0}^{\infty} \theta_q^a(r, z, t, n) \cos nq, \\ \theta_z(r, q, z, t) &= \sum_{n=0}^{\infty} \theta_z^s(r, z, t, n) \cos nq + \sum_{n=0}^{\infty} \theta_z^a(r, z, t, n) \sin nq, \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中, 上标 s 代表位移的对称分量, a 代表位移的反对称分量。

对于实际应用中的均布水平力和均布竖向力作用的圆形微元 (参见图 3) 分别相应于 $n=1$ 和 $n=0$ 的对称工况。分别将式 (3) 中有关 $n=1$ 和 $n=0$ 的对称工况的表达式代入波动方程 (1), 前者可将波动方程解耦为波数域内的平面 P-SV 波的波动方程和平面外 SH 波的波动方程 (此时 SH 波动形式的含义与直角坐标中有所不同)。后者可将波动方程解耦为波数域内的平面内 P-SV 波动方程。前后两者的 P-SV 波动方程具有相同的表达形式。将波数域内的波动方程统一表示成矩阵形式:

$$\begin{bmatrix} G & \\ & I+2G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_r'' \\ u_z'' \end{Bmatrix} - ik \begin{bmatrix} I+G & \\ I+G & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_r' \\ u_z' \end{Bmatrix} - \left(k^2 \begin{bmatrix} I+2G & \\ G & \end{bmatrix} - rw^2 \mathbf{I} \right) \begin{Bmatrix} u_r \\ u_z \end{Bmatrix} = \mathbf{0}, \quad (7)$$

$$Gu_q'' - (k^2 G - rw^2) u_q = 0, \quad (8)$$

式中, u_r' 的上标表示对 z 的一阶导数。

由此将时间-空间域内的波动方程 (1) 变换为频域-波数域内的二阶联立齐次常微分方程 (7) 和 (8), 以下可应用混合变量法对其进行求解。

1.2 精细积分算法求解层状体系柔度矩阵

将频率-波数域内的二阶齐次常微分波动方程 (7)、(8) 统一写成如下形式:

$$K_{22}^m (u^m)'' + (K_{21}^m - K_{12}^m) (u^m)' - (K_{11}^m - rw^2 \mathbf{I}^m) u^m = \mathbf{0}, \quad (9)$$

式中, $\mathbf{u}' = \partial \mathbf{u} / \partial z$, $m=1$ 代表 P-SV 波动, $m=2$ 代表 SH 波动。 \mathbf{I}^m 代表 m 阶单位阵。 \mathbf{u}^m 表示波数域内的位移向量:

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{u}^1 &= \begin{bmatrix} u_r \\ u_z \end{bmatrix}, \quad \mathbf{K}_{22}^1 = \begin{bmatrix} G & \\ & I + 2G \end{bmatrix}, \\ \mathbf{K}_{21}^1 &= -ik \begin{bmatrix} G \\ I \end{bmatrix}, \quad \mathbf{K}_{12}^1 = ik \begin{bmatrix} & I \\ G & \end{bmatrix}, \\ \mathbf{K}_{11}^1 &= k^2 \begin{bmatrix} I + 2G & \\ & G \end{bmatrix}, \quad \mathbf{u}^2 = u_q, \quad \mathbf{K}_{22}^2 = G, \\ \mathbf{K}_{21}^2 &= 0, \quad \mathbf{K}_{12}^2 = 0, \quad \mathbf{K}_{11}^2 = k^2 G. \end{aligned} \right\} (10)$$

考虑体系介质有阻尼影响时, 可用复拉梅常数代替式 (10) 中的实拉梅常数计算:

$$G^* = G(1+2iz), \quad I^* + G^* = (I+G)(1+2iz), \quad (11)$$

式中, z 代表复阻尼参数。引入 \mathbf{u}^m 的对偶变量 \mathbf{p}^m , 根据虚功原理可以导出:

$$\mathbf{p}^m = -(\mathbf{K}_{22}^m (\mathbf{u}^m)' + \mathbf{K}_{21}^m \mathbf{u}^m) \quad (m=1,2), \quad (12)$$

$$\mathbf{p}^1 = -\begin{bmatrix} t_{rz} \\ s_z \end{bmatrix}, \quad \mathbf{p}^2 = -t_{qz}. \quad (13)$$

利用式 (12) 可使二阶齐次常微分方程 (9) 转化为一阶齐次常微分方程。为了便于推导, 下文中省略变量中的上标 m 。利用 $\mathbf{V} = [\mathbf{u} \quad \mathbf{p}]^T$ 可将式 (9) 转换为状态方程:

$$\mathbf{V}' = \mathbf{H}\mathbf{V}. \quad (14)$$

式中, \mathbf{H} 为哈密顿矩阵, $\mathbf{H} = \begin{bmatrix} \mathbf{A} & \mathbf{D} \\ \mathbf{B} & \mathbf{C} \end{bmatrix}$, 其中 $\mathbf{A} = -\mathbf{K}_{22}^{-1} \mathbf{K}_{21}$, $\mathbf{D} = -\mathbf{K}_{22}^{-1}$, $\mathbf{B} = \mathbf{K}_{12} \mathbf{K}_{22}^{-1} \mathbf{K}_{21} - \mathbf{K}_{11} + rw^2 \mathbf{I}$, $\mathbf{C} = \mathbf{K}_{12} \mathbf{K}_{22}^{-1}$ 。

式 (14) 的通解为指数函数, 表示为

$$\mathbf{V} = \exp(\mathbf{H}z) \mathbf{c}, \quad (15)$$

式中, \mathbf{c} 为积分常数, 可通过边界条件确定。

针对该指数函数的计算, Zhong 等^[9]在基于 2^N 类算法计算指数矩阵的基础上, 提出了精细积分求解法, 可以达到任意理想的求解精度。以层状体系中的任意层为典型层, 将其上下边界分别为记为 z_a 和 z_b , 厚度为 h 。由式 (15), a 端和 b 端的位移、应力满足关系式 $\mathbf{V}_b = \exp(\mathbf{H}h) \mathbf{V}_a$, ($h = z_b - z_a$), 令 $\mathbf{T} = \exp(\mathbf{H}h)$, 则 $\mathbf{V}_b = \mathbf{T} \mathbf{V}_a$ 展开即为

$$\begin{bmatrix} \mathbf{u}_b \\ \mathbf{p}_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{T}_{uu} & \mathbf{T}_{up} \\ \mathbf{T}_{pu} & \mathbf{T}_{pp} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_a \\ \mathbf{p}_a \end{bmatrix}. \quad (16)$$

\mathbf{u} , \mathbf{p} 的计算精度取决于指数函数 \mathbf{T} 的计算精度。将典型层划分为厚度相等的 2^{N_1} 个子层, 再将每一子层划分为厚度相等的 2^{N_2} 个微层。子层厚度为 $h = h/2^{N_1}$, 微层厚度为 $t = h/2^{N_2}$, 则:

$$t = h/2^{N_1+N_2} = h/b \quad (b = 2^N, N = N_1 + N_2). \quad (17)$$

如无特殊情况, 根据笔者经验, N_1, N_2 分别取为 10 和 20, 则此时的 t 已非常小, 则

$$\mathbf{T} = \exp(\mathbf{H}h) = [\exp(\mathbf{H}h/b)]^b = [\exp(\mathbf{H}t)]^b. \quad (18)$$

将 $\exp(\mathbf{H}t)$ 进行 Taylor 级数展开:

$$\begin{aligned} \exp(\mathbf{H}t) &= \mathbf{I} + \mathbf{H}t + \frac{1}{2!}(\mathbf{H}t)^2 + \frac{1}{3!}(\mathbf{H}t)^3 + \mathbf{L} \\ &= \mathbf{I} + \mathbf{T}_0, \end{aligned} \quad (19)$$

则 $\mathbf{T} = [\exp(\mathbf{H}t)]^b = (\mathbf{I} + \mathbf{T}_0)^{2^N} = \mathbf{I} + \mathbf{T}_N$, (20)

利用递归公式 $\mathbf{T}_i = 2\mathbf{T}_{i-1} + \mathbf{T}_{i-1}^2$, ($i=1, 2, \dots, N$), 可以计算 \mathbf{T}_N 。

对于上述典型层内的 \mathbf{T} 的维度为 2 或 1, 矩阵维度小, 便于计算, 且 \mathbf{T} 只需进行 $N_1 + N_2$ 次递归计算即可求解。

对于线性保守系统, 典型层上下两端 z_a 和 z_b 之间的应力、位移关系同样满足关系式:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{u}_b \\ \mathbf{p}_a \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{F} & -\mathbf{G} \\ \mathbf{Q} & \mathbf{E} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_a \\ \mathbf{p}_b \end{bmatrix}, \quad (21)$$

式中, 系数矩阵 \mathbf{F} , \mathbf{G} , \mathbf{Q} , \mathbf{E} 通过对比式 (16) 计算得

$$\begin{aligned} \mathbf{F} &= \mathbf{T}_{uu} - \mathbf{T}_{up}^T \mathbf{T}_{pp}^{-1} \mathbf{T}_{pu}, \quad \mathbf{G} = -\mathbf{T}_{up} \mathbf{T}_{pp}^{-1}, \\ \mathbf{Q} &= -\mathbf{T}_{pp}^{-1} \mathbf{T}_{pu}, \quad \mathbf{E} = \mathbf{T}_{pp}^{-1}. \end{aligned} \quad (22)$$

利用以上对于典型层的求解方程, 可以将层状体系中任意相邻两层进行合并, 1 层 $[z_a, z_b]$ 和 2 层 $[z_b, z_c]$ 合并后为 c 层 $[z_a, z_c]$ 。层状体系各层交界面处满足位移及应力连续条件, 即:

$$\mathbf{u}_k^k = \mathbf{u}_{k+1}^{k+1}, \quad \mathbf{p}_k^k = \mathbf{p}_{k+1}^{k+1} \quad (k=1, 2, \dots, l), \quad (23)$$

式中, 向量的上标表示位移或应力所属的层编号, 下标表示位移或应力的编号。根据式 (21), 1 层及 2 层满足关系式:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{u}_b \\ \mathbf{p}_a \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{F}^1 & -\mathbf{G}^1 \\ \mathbf{Q}^1 & \mathbf{E}^1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_a \\ \mathbf{p}_b \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} \mathbf{u}_c \\ \mathbf{p}_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{F}^2 & -\mathbf{G}^2 \\ \mathbf{Q}^2 & \mathbf{E}^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_b \\ \mathbf{p}_c \end{bmatrix}.$$

合并消去 \mathbf{u}_b , \mathbf{p}_b 后得到关系式:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{u}_c \\ \mathbf{p}_a \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{F}^c & -\mathbf{G}^c \\ \mathbf{Q}^c & \mathbf{E}^c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_a \\ \mathbf{p}_c \end{bmatrix}, \quad (24)$$

式中, \mathbf{F}^c , \mathbf{G}^c , \mathbf{Q}^c , \mathbf{E}^c 为合并后的 c 层系数矩阵 $\mathbf{F}^c = \mathbf{F}^2 (\mathbf{I} + \mathbf{G}^1 \mathbf{Q}^2)^{-1} \mathbf{F}^1$, $\mathbf{G}^c = \mathbf{G}^2 + \mathbf{F}^2 ((\mathbf{G}^1)^{-1} + \mathbf{Q}^2)^{-1} \mathbf{E}^2$, $\mathbf{Q}^c = \mathbf{Q}^1 + \mathbf{E}^1 ((\mathbf{Q}^2)^{-1} + \mathbf{G}^1)^{-1} \mathbf{F}^1$, $\mathbf{E}^c = \mathbf{E}^1 (\mathbf{I} + \mathbf{Q}^2 \mathbf{G}^1)^{-1} \mathbf{E}^2$ 。

$$(25)$$

采用上述方法, 依次将整个层状体系中各层合并后, 可得到路表面与底层的位移和应力关系:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{u}_l \\ \mathbf{p}_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{F} & -\mathbf{G} \\ \mathbf{Q} & \mathbf{E} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_0 \\ \mathbf{p}_l \end{bmatrix}, \quad (26)$$

式中, \mathbf{u}_0 , \mathbf{p}_0 为路面位移及应力向量, \mathbf{u}_l , \mathbf{p}_l 为 l 层底部的位移及应力向量, 其中, \mathbf{p}_0 为已知量。为求解式 (26), 需引入边界条件。

对于层状体系第 $l+1$ 层为半无限域的情况, 半无限土体需满足波向无穷远处辐射的边界条件。由此可对 \mathbf{H} 求解特征值问题, 令特征值和特征向量矩阵分别为 \mathbf{L} 和 Φ , 则

$$\mathbf{H}\mathbf{F} = \mathbf{F}\mathbf{L} \quad , \quad (27)$$

$$\mathbf{L} = \begin{bmatrix} I_i & \\ & -I_i \end{bmatrix}, \quad \Phi = \begin{bmatrix} \Phi_{11} & \Phi_{12} \\ \Phi_{21} & \Phi_{22} \end{bmatrix} \quad , \quad (28)$$

引入向量 $\mathbf{b} = \Phi^{-1}\mathbf{V}$, \mathbf{b} 满足关系式 $\mathbf{b}' = \mathbf{L}\mathbf{b}$, \mathbf{b} 的解为 $\mathbf{b}(z) = \begin{bmatrix} \exp(I_i z) \\ \exp(-I_i z) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{c}_1 \\ \mathbf{c}_2 \end{bmatrix}$, 则

$$\mathbf{V} = \Phi\mathbf{b} = \begin{bmatrix} \Phi_{11} & \Phi_{12} \\ \Phi_{21} & \Phi_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{c}_1 \exp(I_i z) \\ \mathbf{c}_2 \exp(-I_i z) \end{bmatrix} \quad . \quad (29)$$

对于层状体系底部为半无限空间的情况, $\mathbf{c}_1 = 0$, 则 l 层底部位移-应力关系为

$$\mathbf{p}_l = \mathbf{K}_\infty \mathbf{u}_l = \Phi_{22} \Phi_{12}^{-1} \mathbf{u}_l \quad . \quad (30)$$

对于层状体系第 $l+1$ 层为刚性基岩的情况, l 层底部无位移产生, 则边界条件为

$$\mathbf{u}_l = \mathbf{0} \quad . \quad (31)$$

对于层状体系底部为半无限空间的情况, 将式(30)代入(26), 得到地表的位移和应力关系:

$$\mathbf{p}_0 = (\mathbf{Q} + \mathbf{E}\mathbf{K}_\infty(\mathbf{I} + \mathbf{G}\mathbf{K}_\infty)^{-1}\mathbf{F})\mathbf{u}_0 \quad . \quad (32)$$

对于层状体系底部为刚性基岩的情况, 将公式(31)代入(26), 得到地表的位移和应力关系:

$$\mathbf{p}_0 = (\mathbf{Q} + \mathbf{E}\mathbf{G}^{-1}\mathbf{F})\mathbf{u}_0 \quad . \quad (33)$$

上述两种情况统一写成刚度矩阵方程的形式:

$$\mathbf{p}_0 = \mathbf{S}_{l0}(\mathbf{k})\mathbf{u}_0 \quad , \quad (34)$$

写成柔度矩阵方程的形式:

$$\mathbf{u}_0 = \mathbf{C}_{l0}(\mathbf{k})\mathbf{p}_0, \quad \mathbf{C}_{l0} = \mathbf{S}_{l0}^{-1} \quad , \quad (35)$$

式中, \mathbf{S}_{l0} 及 \mathbf{C}_{l0} 分别为波数域内层状体系表层的刚度矩阵及柔度矩阵。

根据式(32)、(33)和层状体系内任意激励点 j 及接收点 i (参见图 4) 之间的合并系数矩阵, 即可建立 j 点应力及 i 点位移的关系式:

$$\begin{bmatrix} u_r(\mathbf{k}, z, w) \\ u_q(\mathbf{k}, z, w) \\ u_z(\mathbf{k}, z, w) \end{bmatrix}_i = \begin{bmatrix} F_{rr} & F_{rz} \\ F_{qr} & F_{qq} \\ F_{rz} & F_{zz} \end{bmatrix}_{ij} \begin{bmatrix} p_r(\mathbf{k}, z, w) \\ p_q(\mathbf{k}, z, w) \\ p_z(\mathbf{k}, z, w) \end{bmatrix}_j \quad , \quad (36)$$

式中, u_r , u_q , u_z , p_r , p_q , p_z 为层状体系的位移和应力。 F_{rr} , F_{rz} , F_{qr} , F_{qq} 为平面内波动的柔度系数, F_{zz} 为平面外波动的柔度系数。

1.3 任意荷载下层状体系内 Green 影响函数的求解

式(36)为波数域内位移和作用力之间的关系, 需将其转换为圆柱坐标系下的关系。

(1) 水平向均布荷载下的 Green 函数

在激励点 j 处的半径为 Δr 的圆形微元上作用有

x 向水平均布谐振荷载, \hat{p}_x 为该谐振荷载在频率-空间域内的应力强度幅值, 如图 3(a) 所示, 将其转换成圆柱坐标系内的径向荷载分量与环向荷载分量, 即 $\hat{p}_x \cos q$ 和 $-\hat{p}_x \sin q$, 由此产生的位移情况对应于公式(6)中 $n=1$ 的对称分量。为简化书写, 将 $J_n(\mathbf{k}r)$ 简写为 J_n , 则利用式(3), j 点应力在频率-波数域内表达式为

$$\begin{bmatrix} p_r(\mathbf{k}, z, w) \\ p_q(\mathbf{k}, z, w) \end{bmatrix}_j = \frac{1}{\pi} \int_{r=0}^{\Delta r} \frac{1}{k} \begin{bmatrix} r J_{1,r} & J_1 \\ J_1 & r J_{1,r} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \cos q & -\sin q \\ -\sin q & \cos q \end{bmatrix} \hat{p}_x \cos q \, dr = \frac{\hat{p}_x \Delta r}{k} J_1 \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} \quad . \quad (37)$$

利用式(4)、(36)、(37)可将频率-波数域内位移表达式进行 Bessel 逆变换得到接收点 i 的位移值在频率-空间域内的表达式为

$$\begin{bmatrix} \mathbf{H}_r(r, z, q) \\ \mathbf{H}_q(r, z, q) \\ \mathbf{H}_z(r, z, q) \end{bmatrix}_i = \frac{\Delta r}{2} \begin{bmatrix} \cos q & -\sin q \\ -\sin q & \cos q \end{bmatrix} \left(\int_{0}^{\infty} J_1(k \Delta r) \begin{bmatrix} J_0 - J_2 & J_0 + J_2 \\ J_0 + J_2 & J_0 - J_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_{rr} \\ F_{qq} \\ F_{zz} \end{bmatrix} \, dk \right) \hat{p}_x \quad . \quad (38)$$

同理, 可得激励点 j 处的 y 向水平均布谐振荷载(如图 3(b))在接收点 i 处产生的频率-空间域位移表达式。

(2) 竖直向均布荷载下的 Green 函数

在激励点 j 处的半径为 Δr 的圆形微元上作用 z 向竖直均布谐振荷载, \hat{p}_z 为该谐振荷载在频率-空间域内的应力强度幅值, 由此产生的位移情况对应于公式(6) $n=0$ 的对称分量, j 点应力在频率-波数域内表达式:

$$p_z(\mathbf{k}, z, w)_j = \frac{1}{2\pi} \int_{r=0}^{\Delta r} r (-J_0) \int_{q=0}^{2p} \hat{p}_z \, dq \, dr = -\frac{\hat{p}_z \Delta r}{k} J_1 \quad . \quad (39)$$

利用式(4)、(36)、(39)可将频率-波数域内位移表达式进行 Bessel 逆变换得到接收点 i 的位移值在频率-空间域内的表达式为

$$\begin{bmatrix} \mathbf{H}_r(r, z, q) \\ \mathbf{H}_q(r, z, q) \\ \mathbf{H}_z(r, z, q) \end{bmatrix}_i = \Delta r \int_{k=0}^{\infty} J_1(k \Delta r) \begin{bmatrix} F_{rz} J_1 \\ F_{zz} J_1 \end{bmatrix} \hat{p}_z \quad . \quad (40)$$

将激励点 j 的简谐力与接收点 i 的位移关系统一表示为

$$\begin{bmatrix} \mathbf{H}_r(r, z, q) \\ \mathbf{H}_q(r, z, q) \\ \mathbf{H}_z(r, z, q) \end{bmatrix}_i = \begin{bmatrix} F_{rx} & F_{ry} & F_{rz} \\ F_{qx} & F_{qy} & F_{zz} \\ F_{zx} & F_{zy} & F_{zz} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \hat{p}_x \\ \hat{p}_y \\ \hat{p}_z \end{bmatrix}_j \quad , \quad (41)$$

式中, F_{rx} 表示激励点 j 处圆形微元在 x 向荷载作用下

对接收点 i 处的 Green 函数。

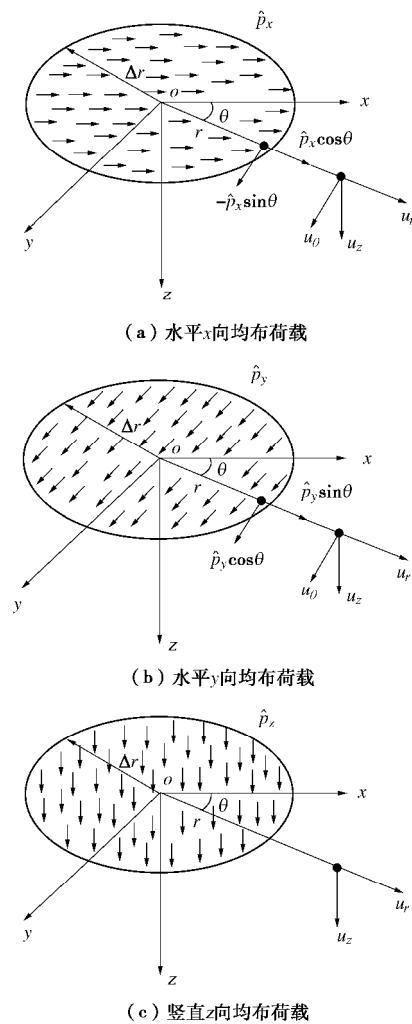


图 3 圆形微元受均布荷载作用

Fig. 3 Subdisk subjected to even load

为便于求解任意荷载下层状体系内部任意点的位移与应力, 可将式(21)转换成如下表达形式:

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{p}_a \\ -\mathbf{p}_b \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{aa} & \mathbf{K}_{ab} \\ \mathbf{K}_{ba} & \mathbf{K}_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_a \\ \mathbf{u}_b \end{Bmatrix}, \quad (42)$$

式中,

$$\left. \begin{array}{l} \mathbf{K}_{aa} = \mathbf{Q} + \mathbf{E}\mathbf{G}^{-1}\mathbf{F}, \quad \mathbf{K}_{ab} = -\mathbf{E}\mathbf{G}^{-1}, \\ \mathbf{K}_{ba} = -\mathbf{G}^{-1}\mathbf{F}, \quad \mathbf{K}_{bb} = \mathbf{G}^{-1}. \end{array} \right\} \quad (43)$$

以 3 层体系为例, 如图 4 所示, 阐述体系内任意点处位移及应力的求解方法。各结构层均满足式(42), 则

$$1 \text{ 层} \quad \begin{Bmatrix} \mathbf{p}_0^1 \\ -\mathbf{p}_1^1 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11}^1 & \mathbf{K}_{12}^1 \\ \mathbf{K}_{21}^1 & \mathbf{K}_{22}^1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_0^1 \\ \mathbf{u}_1^1 \end{Bmatrix}, \quad (44)$$

$$2 \text{ 层} \quad \begin{Bmatrix} \mathbf{p}_1^2 \\ -\mathbf{p}_2^2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11}^2 & \mathbf{K}_{12}^2 \\ \mathbf{K}_{21}^2 & \mathbf{K}_{22}^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_1^2 \\ \mathbf{u}_2^2 \end{Bmatrix}, \quad (45)$$

$$3 \text{ 层} \quad \begin{Bmatrix} \mathbf{p}_2^3 \\ -\mathbf{p}_3^3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11}^3 & \mathbf{K}_{12}^3 \\ \mathbf{K}_{21}^3 & \mathbf{K}_{22}^3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_2^3 \\ \mathbf{u}_3^3 \end{Bmatrix}, \quad (46)$$

式中, 向量的上标表示位移或应力所属的层编号, 下标表示位移或应力的编号。将式(44)~(46)组合, 进行层状地基位移和应力的求解:

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{P}_0 \\ \mathbf{P}_1 \\ \mathbf{P}_2 \\ \mathbf{P}_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11}^1 & \mathbf{K}_{12}^1 & & \\ \mathbf{K}_{21}^1 & \mathbf{K}_{22}^1 + \mathbf{K}_{11}^2 & \mathbf{K}_{12}^2 & \\ & \mathbf{K}_{21}^2 & \mathbf{K}_{22}^2 + \mathbf{K}_{11}^3 & \mathbf{K}_{12}^3 \\ & & \mathbf{K}_{21}^3 & \mathbf{K}_{22}^3 + \mathbf{K}_{\infty} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U}_0 \\ \mathbf{U}_1 \\ \mathbf{U}_2 \\ \mathbf{U}_3 \end{Bmatrix}, \quad (47)$$

式中,

$$\begin{aligned} \mathbf{P}_0 &= \mathbf{p}_0^1, \mathbf{P}_1 = -\mathbf{p}_1^1 + \mathbf{p}_1^2, \mathbf{P}_2 = -\mathbf{p}_2^2 + \mathbf{p}_2^3, \mathbf{P}_3 = -\mathbf{p}_3^3 + \mathbf{p}_l, \\ \mathbf{U}_0 &= \mathbf{u}_0^1, \mathbf{U}_1 = \mathbf{u}_1^1 = \mathbf{u}_1^2, \mathbf{U}_2 = \mathbf{u}_2^2 = \mathbf{u}_2^3, \mathbf{U}_3 = \mathbf{u}_3^3 = \mathbf{u}_l. \end{aligned}$$

利用式(47)可求得层状体系的位移与应力表达式。将位移表达式中的系数矩阵代入式(41), 可得到 j 点荷载与 i 点位移的关系为

$$\Delta \mathbf{u}_i = \mathbf{F}_{ij} \hat{\mathbf{P}}_j, \quad (48)$$

式中, \mathbf{F}_{ij} 为圆柱坐标系下 j 点单位荷载在 i 点产生 Green 函数。

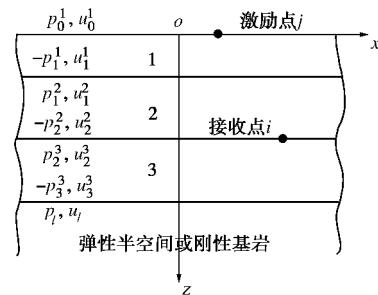


图 4 层状体系内部位移及应力计算模型

Fig. 4 Computational model of displacement and stress within multilayered system

对于路面受任意荷载分布的情况, 如图 5 所示, 可将荷载作用的区域用 n 个半径为 Δr 的圆形微元来表示, 每个微元上作用的荷载可以不同, 每个微元的圆心可组成节点群, 所有微元的面积总和等于荷载作用区域的面积, 在弹性体系内, 可通过叠加原理求解任意位置处的位移或应力。根据课题组经验, 在实际划分圆形微元时, 微元的个数、大小及位置会影响计算精度, 此处理方法与有限元网格相类似, 当微元个数越多、半径越小、分布越均匀时, 得到的结果越好。将 $\Delta \mathbf{u}_i$ 由圆柱坐标系转换为直角坐标系表示, 转换矩阵为

$$\mathbf{H}_i^j = \begin{bmatrix} \cos q_i & -\sin q_i \\ \sin q_i & \cos q_i \\ 1 \end{bmatrix} (i, j = 1, 2, \dots, n), \quad (49)$$

式中, q_i 为 i 点相对于 j 点的转角, 利用式(49), 可得 $\Delta \mathbf{u}_i$ 在直角坐标系下的应力-位移关系为

$$\hat{\mathbf{u}}_i^j = \mathbf{H}_i^j \mathbf{F}_{ij} \hat{\mathbf{P}}_j. \quad (50)$$

则任意荷载作用下层状体系内任意位置*i*处的位移可通过叠加所有*n*节点对*i*的位移获得,则*i*点位移为

$$\hat{u}_i = \sum_{j=1}^n \hat{u}_i^j = \sum_{j=1}^n \mathbf{H}_i^j \mathbf{F}_{ij} \hat{P}_j \quad . \quad (51)$$

节点群的位移与荷载的可表示为

$$\hat{\mathbf{u}} = (\hat{\mathbf{u}}_1 \quad \hat{\mathbf{u}}_2 \quad \mathbf{L} \quad \hat{\mathbf{u}}_n)^T, \quad \hat{\mathbf{P}} = (\hat{\mathbf{P}}_1 \quad \hat{\mathbf{P}}_2 \quad \mathbf{L} \quad \hat{\mathbf{P}}_n)^T. \quad (52)$$

节点群位移与荷载的关系为 $\hat{\mathbf{u}} = \mathbf{H} \mathbf{F} \hat{\mathbf{P}}$, 展开为

$$\begin{bmatrix} \hat{\mathbf{u}}_1 \\ \hat{\mathbf{u}}_2 \\ \mathbf{M} \\ \hat{\mathbf{u}}_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{H}_1^1 \mathbf{F}_{11} & \mathbf{H}_1^2 \mathbf{F}_{12} & \mathbf{L} & \mathbf{H}_1^n \mathbf{F}_{1n} \\ \mathbf{H}_2^1 \mathbf{F}_{21} & \mathbf{H}_2^2 \mathbf{F}_{22} & \mathbf{L} & \mathbf{H}_2^n \mathbf{F}_{2n} \\ \mathbf{M} & \mathbf{M} & \mathbf{O} & \mathbf{M} \\ \mathbf{H}_n^1 \mathbf{F}_{n1} & \mathbf{H}_n^2 \mathbf{F}_{n2} & \mathbf{L} & \mathbf{H}_n^n \mathbf{F}_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \hat{\mathbf{P}}_1 \\ \hat{\mathbf{P}}_2 \\ \mathbf{M} \\ \hat{\mathbf{P}}_n \end{bmatrix}, \quad (53)$$

由此可得到层状体系任意位置的位移响应。

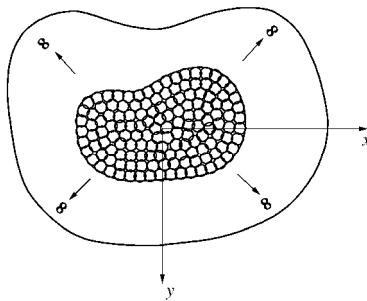


图5 任意荷载分布和任意形状荷载作用区域的离散

Fig. 5 Discretization for loading area of arbitrary shape with arbitrary distribution of loads

同理,将应力表达式中的系数矩阵代入式(41)并采用上述相同的求解方式,即可得到层状体系内部任意位置或节点群的应力响应。

2 数值算例

2.1 计算结果验证

卢正等^[14]针对层状公路结构的动力响应进行了两组室内大型模型试验。该模型长为2.3 m,横向顶宽为2.0 m,横向底宽为3.6 m,边坡坡度为45°,由6个结构层组成,底部为刚性基岩。各层物理参数如下表1所示。试验荷载按照规范^[15]规定采用双圆均布荷载模拟交通荷载,单圆半径为R=0.1065 m,双圆间距为3R,荷载大小为75 kN,加载频率为5 Hz。结构层、荷载及测点布置如图6所示。

表1 模型试验各结构层参数^[14]

Table 1 Parameters of structural layers of model tests^[14]

结构	回弹模量/MPa	泊松比	厚度/m	密度/(g·cm ⁻³)
沥青面层	1400.00	0.30	0.18	2.4
基层	689.87	0.30	0.30	2.2
底基层	536.48	0.30	0.30	2.2
路基1层	31.52	0.35	0.30	2.0
路基2层	33.56	0.35	0.30	2.0
路基3层	36.45	0.35	0.30	2.0

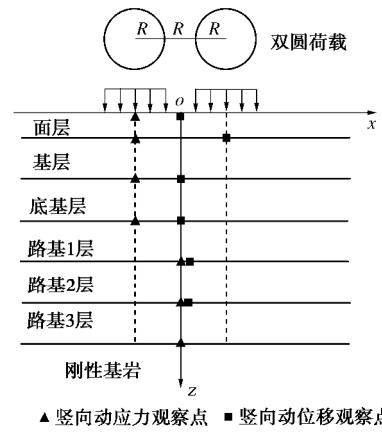


图6 数值计算观察点^[14]

Fig. 6 Observing points for numerical calculation^[14]

道路设计软件BISAR3.0是荷兰Shell(壳牌)沥青公司开发研制的一款辅助设计类产品,其理论基础是弹性层状体系力学,可计算静力双圆形路面荷载下的层状路面结构各点处应力、应变状态及位移。为了验证本文方法的正确性,分别应用BISAR3.0程序及本文混合变量法(MVF)对层状体系进行计算,并结合文献[14]的试验结果进行讨论分析。考虑到BISAR3.0程序的计算特点,采用图6所示的下卧弹性半空间的层状结构体系进行计算,选取观测点为图6中荷载中心点下虚线与层间接触面的交点。图7,8分别给出了观测点处的应力及位移值。由表2可知,

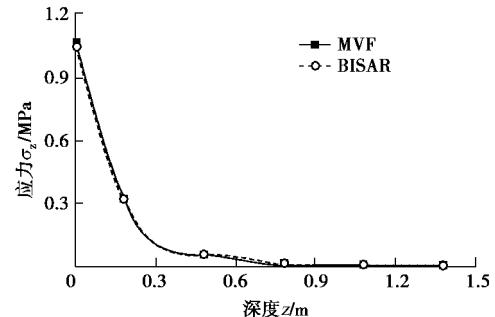


图7 坚向动应力幅值的MVF与BISAR3.0计算结果比较

Fig. 7 Comparison of calculated vertical stresses between MVF and BISAR3.0 program

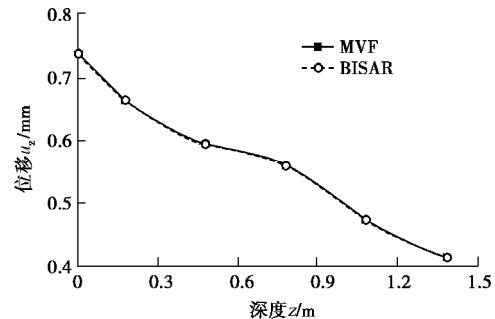


图8 坚向动位移幅值的MVF与BISAR3.0计算结果比较

Fig. 8 Comparison of calculated vertical displacement between MVF and BISAR3.0 program

表 2 MVF 与 BISAR3.0 程序的计算结果比较

Table 2 Comparison of calculated results between MVF and BISAR3.0 program

深度 /m	竖向动应力/MPa		相对误差 /%	竖向动位移/mm		相对误差 /%
	MVF	BISAR3.0		MVF	BISAR3.0	
0.00	1.063200	1.052000	1.065	0.73601	0.7356	0.056
0.18	0.327110	0.327100	0.003	0.66471	0.6643	0.062
0.48	0.061259	0.061240	0.031	0.59535	0.5949	0.076
0.78	0.011146	0.011150	0.036	0.56086	0.5604	0.082
1.08	0.007761	0.007767	0.066	0.47439	0.4739	0.103
1.38	0.005884	0.005889	0.070	0.41563	0.4152	0.103

本文 MVF 及 BISAR3.0 程序的计算结果高度吻合, 相对误差非常小, 可以说明本文的计算方法是行之有效的, 并且, 本文方法能够处理更为复杂的荷载形式及复杂的荷载作用区域形状, 能够求解任意位置的位移及应力。为简便, 下文中的 u_z 及 s_z 均为直角坐标系的表示方法。

应用本文方法对文献[14]中的结构进行计算并与其实验结果相比较, 如图 9, 10 所示, 混合变量法 (MVF) 结果与试验结果在应力及位移方面均出现一定偏差, 这是可以想象得到的, 两者出现差异的原因可以分析如下: ①土是强非线性介质, 剪切模量及阻尼比随着剪应变的大小而变化, 这就要求在计算过程中, 通过迭代法不断调整这两种参数, 使之符合剪应变的大小。由于文献[14]并没有给出相应的土体物理学参数随剪应变大小的变化规律, 所以本文基于线弹性理论体系的计算结果与其试验结果并不能相提并论。但基于土的线弹性计算方面, 本文提出的计算方法能够给出精确的解答。②试验中地基为有限区域, 本文计算按无限域考虑, 地基刚度发生变化。

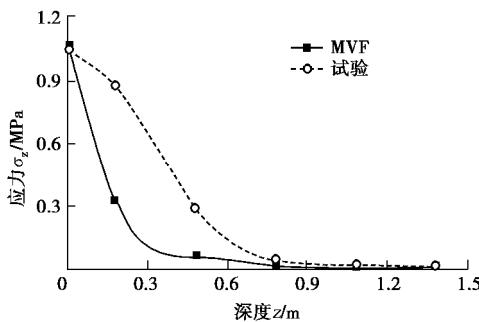


图 9 竖向动应力幅值的 MVF 与 BISAR3.0 计算结果比较

Fig. 9 Comparison of calculated vertical stress between MVF and BISAR3.0 program

2.2 双圆荷载下路面位移分布形式

应用本文方法, 针对图 6 层状体系, 计算幅值为 75 kN, 频率为 8 Hz 的双圆均布竖向谐振荷载下路面位移情况。如图 11, 12 所示, 路表面的 u_x 关于 y 轴

成反对称分布, 最大值 0.016 mm 在 $x=\pm 3$ m 处产生, 路表面的 u_z 关于 y 轴成对称分布, 最大值 0.292 mm 在 $x=0$ m 处产生, 振动强度随着距离的增加而减弱, 车辆对路面产生的变形主要以竖向变形为主, 该荷载对路面的影响范围为荷载作用点前后 50 m。

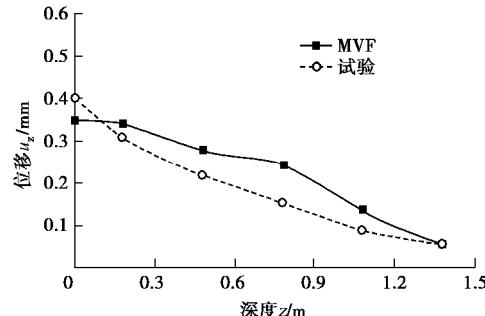
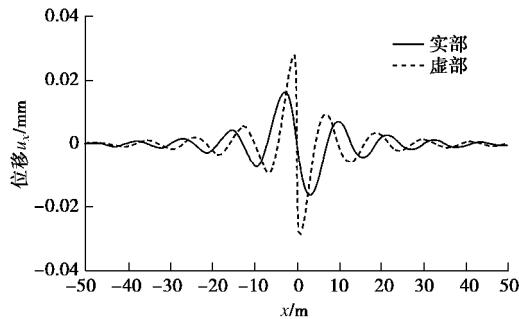
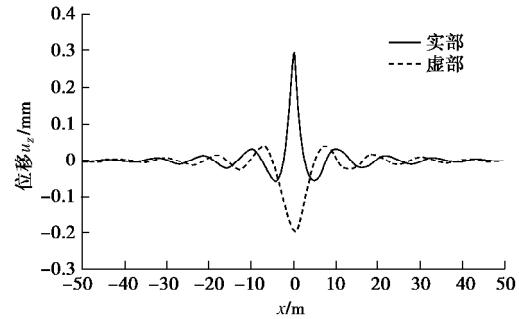


图 10 竖向动位移幅值的 MVF 与试验结果比较

Fig. 10 Comparison of calculated vertical displacement between MVF and experimental results

图 11 水平纵向动位移 u_x 沿 x 轴分布Fig. 11 Distribution of longitudinal displacement u_x along x axis图 12 竖向动位移 u_z 沿 x 轴分布Fig. 12 Distribution of vertical displacement u_z along x axis

2.3 轮胎荷载下层状体系的位移及应力的分布情况

应用本文方法计算单个车轮作用下路面的变形及应力分布情况。将单个轮胎作用于路面的荷载简化为矩形均布荷载形式。竖向均布谐振力幅值 $\hat{p}_z = 25$ kN (模拟载重), 水平纵向均布谐振力幅值 $\hat{p}_x = -1$ kN (模拟摩擦力), 荷载作用区域的长和宽分别均为 0.2 m, 荷载频率 8 Hz, 路面结构仍采用图 6 所示层状体系, 材料参数同表 1, 部分计算结果如图 13~17 所示。

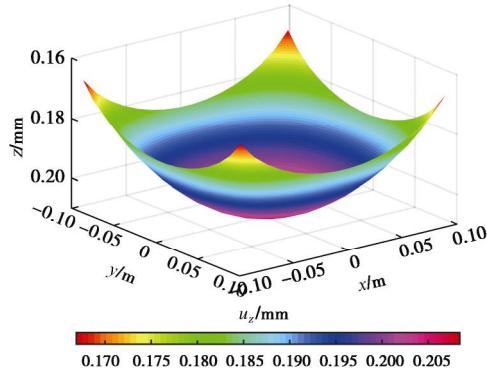
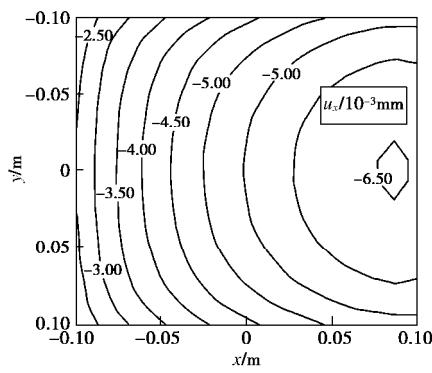
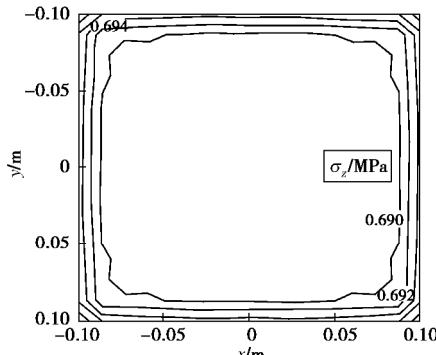
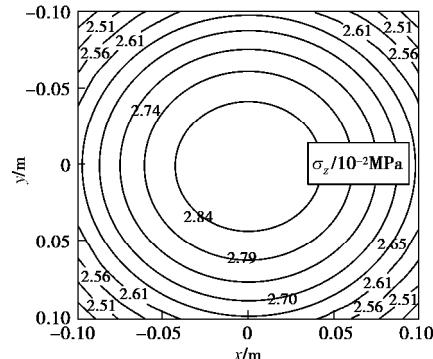
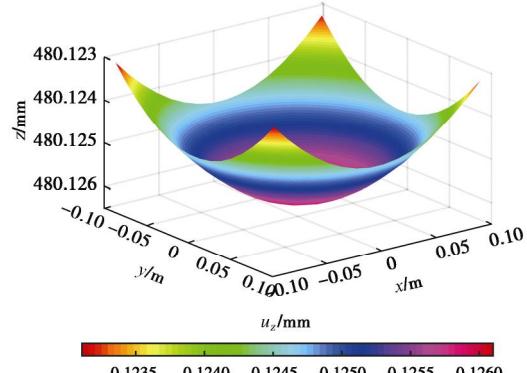
图 13 路面变形及竖向位移 u_z 分布Fig. 13 Pavement deformation and distribution of vertical displacement u_z 图 14 路面纵向位移 u_x 分布Fig. 14 Distribution of longitudinal displacement u_x at surface of road图 15 路面竖向应力 σ_z 分布Fig. 15 Distribution of vertical stress σ_z at surface of road

图 13 描述了路表面(标高 0 mm 处)在单轮竖向谐振力与水平摩擦谐振力的共同作用下的变形情况, 同时用颜色标识了竖向位移 u_z 的分布情况。由图可见, 竖向位移在荷载中心处最大, 四周最小, 以圆形形式向四周逐渐减小。图 14 描绘了纵向位移 u_x 在 xoy 平面上的等高线图, 可以看到, 纵向位移 u_x 在右侧最大, 左侧最小, u_x 关于 x 轴对称分布, 位移的变化率从右至左逐渐增大。图 15 为路表面竖向应力 σ_z 在 xoy 平面上的等高线图, 可知竖向应力 σ_z 在四个角点处最大, 中间部位较小, 但其变化率较小。为了解该层状

体系内的位移及应力分布情况, 提取基层底面(标高 480 mm 处)的位移及应力计算结果, 如图 16 所示, 坚向应力 σ_z 在中心处最大, 并向四周逐渐减小, 通过对图 15 可知, 坚向应力的分布情况在路表面与内部完全不同, 表现为应力变化率的改变和分布形式的改变。图 17 描述了基层底面的变形及坚向位移 u_z 分布情况, 通过对图 13, 17 可知, 基层的坚向位移小于面层的位移。

图 16 基层底面应力 σ_z 分布Fig. 16 Distribution of vertical stress σ_z at bottom of the base图 17 基层底面变形及竖向位移 u_z 分布Fig. 17 Deformation of base and distribution of vertical displacement u_z

3 结论

(1) 数值算例表明, 在计算层状体系弹性动力学响应时, 本文计算方法与 BISAR3.0 计算结果高度吻合, 可为工程路面结构设计提供可靠的计算依据。

(2) 本文提出的 Fourier-Bessel 变换为基础的混合变量方法具有广泛的适用性, 具有处理复杂荷载下动力响应问题的能力及处理各向异性介质的潜力, 计算简便, 精度高。

(3) 本文提出的混合变量法为求解任意荷载作用下层状体系的动力响应问题提供了一种有效的求解途径。通过积分变换将波动方程解耦为波数域下的平面内及平面外的波动方程, 进而引入对偶变量将波动方

程转变为状态方程, 采用精细积分算法显著提高了计算效率, 并获得计算机精度意义下的解析解, 可以保证高频区的收敛性, 避免了通常文献中出现的指数溢出问题。

参考文献:

- [1] THOMSON W T. Transmission of elastic waves through a stratified medium[J]. *Journal of Applied Physics*, 1950, **21**: 89 - 93.
- [2] HASKELL N A. The dispersion of surface waves in multilayered media[J]. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1953, **43**(1): 17 - 34.
- [3] KAUSEL E, ROESSET J M. Stiffness matrices for layered soils[J]. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1981, **71**(6): 1743 - 1761.
- [4] 蒋 通, 程昌熟. 用二次形函数薄层法分析弹性层状地基中的动力问题[J]. 力学季刊, 2006, **27**(3): 495 - 504. (JIANG Tong, CHENG Chang-shu. Dynamic analysis of elastic stratified soil problems by using thin layer method with quadratic shape function[J]. *Chinese Quarterly of Mechanics*, 2006, **27**(3): 495 - 504. (in Chinese))
- [5] WOLF J P, SONG C M. The scaled boundary finite-element method-a primer: derivations[J]. *Computers and Structures*, 2000, **78**: 191 - 210.
- [6] SONG C M, WOLF J P. The scaled boundary finite-element method-alias consistent infinitesimal finite- element cell method-for elastodynamics[J]. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 1979, **147**: 329 - 355.
- [7] BIRK C, BEHNKE R. A modified scaled boundary soil-structure interaction in layered soil[J]. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 2012, **89**(3): 371 - 402.
- [8] LU Shan, LIU Jun, LIN Gao. A time domain solution for complex multilayered soil model with circular inhomogeneity by the SBFEM[J]. *Computers and Mathematics with Applications*, 2016, **71**: 652 - 675.
- [9] ZHONG W X, LIN J H, GAO Q. The precise computation for wave propagation in stratified material[J]. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 2004, **60**(1): 11 - 25.
- [10] 韩泽军, 林 崇, 周小文, 等. 横观各向同性层状地基上埋置刚性条带基础动力刚度矩阵求解[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(6): 1117 - 1124. (HAN Ze-jun, LIN Gao, ZHOU Xiao-wen. Solution of dynamic stiffness matrix for rigid strip foundations embedded in layered transversely isotropic soil[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2016, **38**(6): 1117 - 1124. (in Chinese))
- [11] LIN G, HAN Z J, LI J B. An efficient approach for dynamic impedance of surface footing on layered half-space[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2013, **49**: 39 - 51.
- [12] LIN G, HAN Z J, LU S, et al. Wave motion equation and the dynamic Green's function for a transverse isotropic multilayered half-space[J]. *Soils and Foundations*, 2017, **57**: 397 - 411.
- [13] 孙 锐, 陈红娟, 袁晓铭. 土的非线性动剪切模量比和阻尼比不确定性分析[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(8): 1228 - 1235. (SUN Rui, CHEN Hong-juan, YUAN Xiao-ming. Uncertainty of non-linear dynamic shear modular ratio and damping ratio of soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2010, **32**(8): 1228 - 1235. (in Chinese))
- [14] 卢 正, 姚海林, 胡梦玲, 等. 基于传递-反射矩阵法的层状公路结构动力响应研究[J]. 岩土力学, 2012, **33**(12): 3767 - 3774. (LU Zheng, YAO Hai-lin, HU Meng-ling, et al. Study of dynamic response of multilayered road structures based on transmission-reflection matrix method[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2012, **33**(12): 3767 - 3774. (in Chinese))
- [15] JTGD50—2017 公路沥青路面设计规范[S]. 2017. (JTGD50—2017 Specifications for design of highway asphalt pavement[S]. 2017. (in Chinese)))

DOI: 10.11779/CJGE201812011

地埋梁与横观各向同性层状地基相互作用的广义 Vesic 解答

王 雨, 陈文化*

(北京交通大学土木建筑工程学院, 北京 100044)

摘要: 根据横观各向同性弹性理论和传递矩阵法, 考虑梁底埋深、地基的横观各向同性及成层性, 推导得到基床系数的广义 Vesic 解答。数值算例验证了基床系数取值方法的合理性和准确性, 分析了各个参数变化对基床系数取值的影响。结果表明, 基床系数 k 随梁底埋深 h 的增加而不断增大至最大值, 约为地表时的 2.05~2.25 倍; k 随着地基总厚 H 的增大而减小, 而随横观各向同性参数 r 的增大而增大; 当 h 为 0 或 H 超过 $100b$ 或 r 为 1 时, 本文解退化为 Vesic 解; 土层加权平均弹性模量相同且首层土体越硬时, k 值越大, 且广义 Vesic 解用于有限长梁分析时的计算误差越小。

关键词: 基床系数; 横观各向同性; 层状地基; 地埋梁; 广义 Vesic 解

中图分类号: TU470 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2018)12-2241-08

作者简介: 王 雨(1989-), 男, 山东德州人, 博士研究生, 主要从事结构与土体相互作用的研究工作。E-mail: wangyu198909@163.com。

Generalized Vesic solutions for interaction of buried beams and transversely isotropic layered soils

WANG Yu, CHEN Wen-hua

(School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

Abstract: According to the transversely isotropic elasticity theory and the transfer matrix method, the generalized Vesic solutions for the coefficient of subgrade reaction are obtained by considering the buried depth of beams and the transverse isotropy and layered properties of soils. The rationality and accuracy of the proposed method are validated by numerical examples, and the influences of variation of some parameters on the coefficient of subgrade reaction are analyzed. The results show that the coefficient of subgrade reaction k increases with the increase of the buried depth h to the maximum value, about 2.05~2.25 times the surface. It decreases with the increase of total soil thickness H and increases with the increase of the transversely isotropic parameter r . When h is 0 or H exceeds $100b$ or r is 1, the proposed solutions are degenerated to the Vesic solution. In the condition that the weighted-average elastic moduli of soils are the same, the harder the top soil layer is, the larger k is, and the smaller the deviation is when the generalized Vesic solution is used to analyze the finite beams.

Key words: coefficient of subgrade reaction; transverse isotropy; multi-layered soil; buried beam; generalized Vesic solution

0 引言

地下、交通及建筑等工程中普遍采用经典的 Winkler 地基理论进行地下结构受荷变形分析, 其中基床系数是用于表征结构与土体相互作用的关键参数, 土体的横观各向同性、成层性及空间非均质性均会对基床系数产生重要影响, 而结构的形式(梁、板、壳)和埋深等因素也会导致基床系数的取值发生变化。因此如何选取合适的基床系数, 从而较为准确地计算结构的变形与内力是至关重要的。

国内外学者对基床系数的取值问题做了相关理论研究, 见表 1。Biot^[1]推导了 Winkler 地基近似法与弹

性理论准确法下, 置于均质半无限弹性地基表面的无限长梁受集中力作用时的位移与内力解答, 并通过两者最大弯矩对比得到基床系数 k_∞ 。Terzaghi^[2]给出了置于砂土或黏土表面且全宽为 0.3 m 的梁的基准基床系数, 并根据实际梁宽来修正得到实际基床系数。Vesic^[3]改进了 Biot 的研究方法, 通过对两种方法所得梁的位移、接触压力、转角、弯矩及剪力的整体分布进行控

基金项目: 中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(2016YJS115); 国家自然科学基金项目(51178035)

收稿日期: 2017-08-14

*通讯作者 (E-mail: whchen@bjtu.edu.cn)

制, 并通过特征系数互等得到基床系数 k_∞ 。俞剑等^[4]通过对均质半无限弹性地基中有一定埋深的梁被动受荷变形问题进行分析, 求得地埋管线被动受荷时的基床系数 k_h 。Daloglu 等^[5]通过对均质有限压缩弹性地基上板的基床系数 k 的取值进行研究后, 指出 k 的取值不是常数, 其值不仅与空间位置坐标有关, 且与土层总厚取值相关。Sheldon 等^[6]通过实验对地埋带接头管道的受荷位移进行分析, 评估了 Biot、Terzaghi 及 Vesic 3 种方法所得基床系数 k_{method} 的适用性, 并提出针对刚性管道和柔性管道的修正基床系数 k_{rigid} 与 k_{flexible} 。

表 1 基床系数表达式相关研究汇总

Table 1 Research summary of common expressions for coefficient of subgrade reaction

研究者	结构形式	基床系数表达式
Biot (1937 年)		$k_\infty = \frac{0.615E}{C(1-m^2)b} \left[\frac{1}{C(1-m^2)} \frac{Eb^4}{E_b I_b} \right]^{0.11}$
Terzaghi (1955 年)	梁	$k = k_l \left(\frac{B+1}{2B} \right)^2$
Vesic (1961 年)		$k_\infty = \frac{0.65E}{(1-m^2)B} \left(\frac{EB^4}{E_b I_b} \right)^{0.083}$
Daloglu (2000 年)	板	$k = K_{\text{nw}} \frac{E}{HB'}$
俞剑 (2012 年)	地埋 管道	$k_h = \frac{3.08}{h_h} \frac{E}{(1-m^2)B} \left(\frac{EB^4}{E_b I_b} \right)^{0.125}$
Sheldon (2016 年)		$k_{\text{rigid}} = 2k_{\text{method}}, \quad k_{\text{flexible}} = 1.4k_{\text{method}}$

注: E 、 m 分别为土体弹性模量与泊松比; B 、 b 、 $E_b I_b$ 为梁的全宽、半宽及抗弯刚度; 系数 C 的取值为 1~1.13, 一般取 $C=1.1$; k_l 为全宽 0.3 m 的梁的基床系数; B' 为板的全宽; H 为土层厚度; K_{nw} 为归一化基床系数, 其取值与土体弹性模量、土体厚度及板抗弯刚度有关; h_h 为埋深影响系数, 当 $h/B \leq 0.5$ 时, $h_h = 2.18$, 当 $h/B > 0.5$ 时, $h_h = 1+1/(1.7h/B)$ 。

现有基床系数的相关理论研究均局限于均质各向同性弹性地基, 而天然地基多呈现出横观各向同性和成层性。因此, 对于复杂环境条件下基床系数 k 如何合理取值的问题, 有必要做进一步深入研究。关于结构与横观各向同性层状地基相互作用问题是近些年研究热点。艾智勇等^[7]采用传递矩阵法得到刚性条形基础与横观各向同性层状地基相互作用的解答, 并分析了地基的横观各向同性及成层性对该解答的影响。

Liang 等^[8]根据横向各向同性地基中水平受荷嵌岩钻孔桩的三维有限元分析结果, 提出利用横观各向同性岩体的 5 个弹性常数来计算具有高度各向异性的岩石介质的基床系数。王春玲等^[9]利用传递矩阵法和三角级数法, 得到横观各向同性层状地基上四边自由各向

异性矩形薄板的弯曲解析解。AI 等^[10]结合解析层元法和边界元法, 建立了横观各向同性层状地基中水平受荷群桩的力学反应算法。韩泽军等^[11-12]针对基础与横观各向同性层状地基动力相互作用问题, 提出了地基位移格林函数和基础动力刚度矩阵的数值算法。

本文根据横观各向同性弹性理论、传递矩阵法及梁土变形协调条件, 提出更为准确且实用的基床系数的广义 Vesic 解答。主要分析解决如下 4 个问题: ①建立埋置于横观各向同性层状地基中梁的受荷变形计算方法。②通过对归一化 Vesic 解答与广义 Vesic 解答进行比较, 得到基床系数的修正图表, 以此来解决各种参数变化下基床系数的取值问题。③如何考虑梁底埋深、地基的横观各向同性及成层性对基床系数取值的影响。④通过与边界元法的对比, 验证本文基床系数取值方法的合理性和准确性。

1 地埋梁变形的 Winkler 模型解

Winkler 地基无限长梁上作用集中荷载 P 时的变形微分方程表示为

$$\frac{d^4 w(x)}{dx^4} + 4a^4 w(x) = \frac{Pd(x)}{E_b I_b}, \quad (1)$$

式中, $w(x)$ 为梁的竖向位移, $E_b I_b$ 同表 1, a 为特征系数, $a = [kB/(4E_b I_b)]^{1/4}$, k 为基床系数, $d(x)$ 为单位脉冲函数。

对式 (1) 作如下一维 Fourier 变换:

$$\left. \begin{aligned} \bar{f}(z) &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} f(x) e^{izx} dx, \\ f(x) &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} \bar{f}(z) e^{-izx} dz. \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

结合式 (1)、(2) 可得变换域内的位移 $\bar{w}(z)$:

$$\bar{w}(z) = \frac{P}{\sqrt{2\pi}kB} \left(\frac{4a^4}{z^4 + 4a^4} \right). \quad (3)$$

式 (3) 经 Fourier 逆变换, 并根据位移与弯矩之间的微分关系, 就得到如下归一化位移和归一化弯矩的解答:

$$\left. \begin{aligned} \frac{kBw(x)}{Pa} &= \frac{1}{2} e^{-ax} (\cos ax + \sin ax), \\ \frac{aM(x)}{P} &= \frac{1}{4} e^{-ax} (\cos ax - \sin ax). \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

2 地埋梁变形的弹性理论解

本节借鉴并扩展应用 Biot^[1]针对置于均质半无限弹性体表面的无限长梁在集中荷载作用下的变形与内力推导方法, 并考虑了梁底埋深、地基的横观各向同性及成层性的影响。主要推导思路如下: ①采用传递

矩阵法求得梁底平面处土体受任意双简谐荷载 $q(x, y)$ 作用下的变形; ②将 $q(x, y)$ 的 y 向分布力 $q(y)$ 限制于梁宽范围 $[-b, b]$ 并对其求平均值, 得到单简谐荷载 $q_1(x, y)$, 从而将地基梁的变形求解问题由空间简化到平面; ③根据梁土之间的变形协调条件以及单简谐荷载 $q(x)$ 与集中荷载 P 之间的 Fourier 积分转化式, 最终推得埋置于横观各向同性层状地基中的梁受集中荷载作用时的变形与内力。

2.1 双简谐荷载下梁底平面土体变形

如图 1 所示, 分析梁底平面土体受如下双简谐荷载作用时的变形:

$$q(x, y) = q_0 \cos kx \cos wy \quad \text{。} \quad (5)$$

不计体力时, 直角坐标系下空间静力平衡方程为

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial s_x}{\partial x} + \frac{\partial t_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial t_{zx}}{\partial z} &= 0, \\ \frac{\partial s_y}{\partial y} + \frac{\partial t_{zy}}{\partial z} + \frac{\partial t_{xy}}{\partial x} &= 0, \\ \frac{\partial s_z}{\partial z} + \frac{\partial t_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial t_{yz}}{\partial y} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

位移所表示的物理方程为

$$\left. \begin{aligned} s_x &= C_{11} \frac{\partial u}{\partial x} + C_{12} \frac{\partial v}{\partial y} + C_{13} \frac{\partial w}{\partial z}, \\ s_y &= C_{12} \frac{\partial u}{\partial x} + C_{11} \frac{\partial v}{\partial y} + C_{13} \frac{\partial w}{\partial z}, \\ s_z &= C_{13} \frac{\partial u}{\partial x} + C_{13} \frac{\partial v}{\partial y} + C_{33} \frac{\partial w}{\partial z}, \\ t_{yz} &= C_{44} \left(\frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} \right), \\ t_{xz} &= C_{44} \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right), \\ t_{xy} &= C_{66} \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right), \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

式中, $C_{11} = r(1 - r\mathbf{m}_{vh}^2)a$, $C_{12} = r(\mathbf{m}_{hh} + r\mathbf{m}_{vh}^2)a$, $C_{13} = r(1 + \mathbf{m}_{hh})\mathbf{m}_{vh}a$, $C_{33} = (1 - \mathbf{m}_{hh}^2)a$, $C_{44} = G_v$, $C_{66} = (C_{11} - C_{12})/2$, $a = E_v / [(1 + \mathbf{m}_{hh})(1 - \mathbf{m}_{hh} - 2r\mathbf{m}_{vh}^2)]$, $r = E_h/E_v$, E_h , E_v 为水平向和竖直向弹性模量, \mathbf{m}_{hh} 和 \mathbf{m}_{vh} 分别为水平面和竖直面的泊松比, G_v 为竖直面的剪切模量。

式 (6)、(7) 经整理并化简^[13]得如下偏微分方程组:

$$\frac{\partial}{\partial z} \mathbf{R}(x, y, z) = \mathbf{P}(x, y) \mathbf{R}(x, y, z) \quad , \quad (8)$$

式中, $\mathbf{R}(x, y, z) = \{uv(x, y, z), w(x, y, z), t(x, y, z), s_z(x, y, z)\}^T$, $uv = \partial u / \partial x + \partial v / \partial y$, $t = \partial t_{xz} / \partial x + \partial t_{yz} / \partial y$

$$\frac{\partial}{\partial y} \mathbf{R}(x, y, z) = \begin{bmatrix} 0 & -\nabla^2 & a_4 & 0 \\ a_1 & 0 & 0 & a_3 \\ a_2 \nabla^2 & 0 & 0 & a_1 \nabla^2 \\ 0 & 0 & -1 & 0 \end{bmatrix}, \quad \nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}, \quad a_1 = -C_{13} / C_{33}, \quad a_2 = (C_{13}^2 - C_{11}C_{33}) / C_{33}, \quad a_3 = 1 / C_{33}, \quad a_4 = 1 / C_{44}.$$

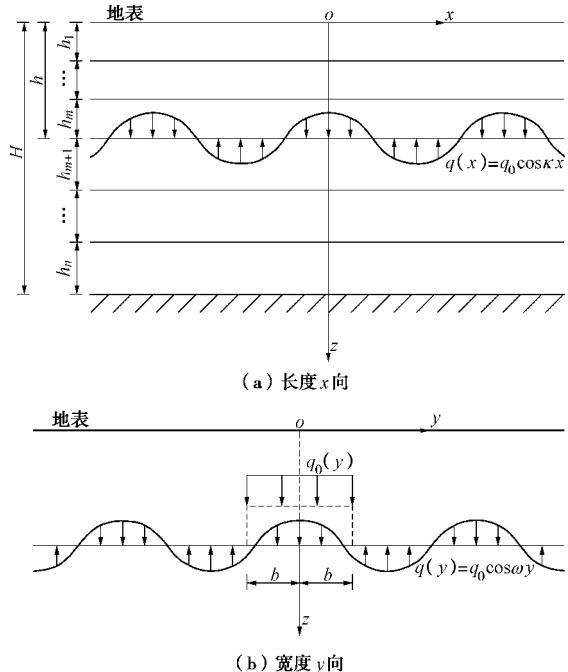


图 1 地基内部简谐荷载

Fig. 1 Sine-wave loads beneath ground surface

文中公式推导与数值计算均在 Mathematica 软件下进行, 对状态向量 $\mathbf{R}(x, y, z)$ 及矩阵 $\mathbf{P}(x, y)$ 作如下二维 Fourier 变换:

$$\left. \begin{aligned} \bar{f}(\mathbf{x}_x, \mathbf{x}_y) &= \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} f(x, y) e^{i(x_x x + x_y y)} dx dy, \\ f(x, y) &= \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \bar{f}(\mathbf{x}_x, \mathbf{x}_y) e^{-i(x_x x + x_y y)} d\mathbf{x}_x d\mathbf{x}_y. \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

式 (8) 经过二维 Fourier 变换, 可得如下常微分方程组:

$$\frac{d}{dz} \bar{\mathbf{R}}(\mathbf{x}, z) = \mathbf{Q}(\mathbf{x}) \bar{\mathbf{R}}(\mathbf{x}, z) \quad , \quad (10)$$

式中, $\bar{\mathbf{R}}(\mathbf{x}, z) = \{\bar{u}\bar{v}(\mathbf{x}, z), \bar{w}(\mathbf{x}, z), \bar{t}(\mathbf{x}, z), \bar{s}_z(\mathbf{x}, z)\}^T$,

$$\mathbf{Q}(\mathbf{x}) = \begin{bmatrix} 0 & \mathbf{x}^2 & a_4 & 0 \\ a_1 & 0 & 0 & a_3 \\ -a_2 \mathbf{x}^2 & 0 & 0 & -a_1 \mathbf{x}^2 \\ 0 & 0 & -1 & 0 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{x} = \sqrt{\mathbf{x}_x^2 + \mathbf{x}_y^2}.$$

根据 Cayley-Hamilton 定理和矩阵 $\mathbf{Q}(\mathbf{x})$ 特征值可求得状态向量 $\bar{\mathbf{R}}(\mathbf{x}, z)$ 的初始函数解答为

$$\bar{\mathbf{R}}(\mathbf{x}, z) = \mathbf{S}(\mathbf{x}, z) \bar{\mathbf{R}}(\mathbf{x}, 0) \quad , \quad (11)$$

式中, $\mathbf{S}(\mathbf{x}, z)$ 为 4×4 传递矩阵, 其各元素见附录。

结合图 1 分析可知, 地埋梁变形求解所需边界条件在 Fourier 变换域内可表示如下:

(1) 地基表面自由位移

$$\bar{t}(x, 0) = \bar{s}_z(x, 0) = 0 \quad ; \quad (12)$$

(2) $q(x, y)$ 作用接触面

$$\bar{R}(x, h^+) = \bar{R}(x, h^-) + \bar{F}(x, h^+) \quad , \quad (13)$$

式中, $\bar{F}(x, h^+) = \{0, 0, 0, -\bar{q}(x, x_y, h^+)\}^T$;

(3) 层间为完全弹性接触

$$\bar{R}(x, H_i^+) = \bar{R}(x, H_i^-), i \neq m, H_i = \sum_{j=1}^i h_j \quad ; \quad (14)$$

(4) 地基底面固定位移

$$\bar{w}(x, H) = \bar{w}(x, h) = 0 \quad . \quad (15)$$

结合式 (13)、(14), 地基表面、 $q(x, y)$ 作用面及地基底面的状态向量可通过传递矩阵建立如下关系:

$$\bar{R}(x, h^-) = \mathbf{T}^{(1)} \bar{R}(x, 0) \quad , \quad (16)$$

$$\bar{R}(x, H) = \mathbf{T} \bar{R}(x, 0) + \mathbf{T}^{(2)} \bar{F}(x, h^+) \quad , \quad (17)$$

式中, $\mathbf{T}^{(1)} = \mathbf{S}_m \mathbf{S}_{m-1} \mathbf{L} \mathbf{S}_1$, $\mathbf{T}^{(2)} = \mathbf{S}_n \mathbf{S}_{n-1} \mathbf{L} \mathbf{S}_{m+1}$, $\mathbf{T} = \mathbf{T}^{(2)} \mathbf{T}^{(1)}$, $\mathbf{S}_i = \mathbf{S}(x, h_i)$ 。

由式(12)、(15)、(16)、(17)可以得到 $\bar{q}(x, x_y, h^+)$ 作用面处的土体竖向位移 $\bar{w}(x, x_y)$:

$$\bar{w}(x, x_y) = \frac{T_{24}^{(2)}(T_{11}T_{22}^{(1)} - T_{12}T_{21}^{(1)}) + T_{14}^{(2)}(T_{22}T_{21}^{(1)} - T_{21}T_{22}^{(1)})}{T_{11}T_{22} - T_{12}T_{21}} \cdot \bar{q}(x, x_y, h^+) \quad . \quad (18)$$

为方便后续推导和简化最终解答, 假定各土层泊松比 $m_{vi} = m_{hi} = m = 0.3$, 并对其弹性模量 E_{vi} (E_{hi}) 和厚度 h_i 按比例系数替换:

$$\left. \begin{array}{l} E_{vi} = J_{vi} E, \quad E_{hi} = J_{hi} E, \\ h_i = J_{bi} b. \end{array} \right\} \quad (19)$$

式中, $E = \min\{E_{vi}\}$, 比例系数 $J_{vi} \geq 1$, $J_{hi} (J_{bi}) > 0$ 。

式 (18) 经 Fourier 逆变换并结合式 (19), 可得双简谐荷载 $q(x, y)$ 作用下的地中土体位移 $w(x, y)$:

$$w(x, y) = \frac{b(1 - m^2)}{E} f(h, g, m) q(x, y) \quad , \quad (20)$$

式中, $f(h, g, m)$ 是仅包含变量 k , w 及参数 b , m 的函数, 可由编程计算得到, 其中 $g = bk$, $h = bw$ 。

2.2 单简谐荷载下梁底平面土体变形

图 1 (b) 中表示了对双简谐荷载 $q(x, y)$ 的 y 向分布力 $q(y)$ 在区间 $[-b, b]$ 内求其平均值, 从而得到梁宽范围内的单简谐荷载 $q_1(x, y)$:

$$q_1(x, y) = q_0(y) \cos kx \quad . \quad (21)$$

式 (21) 中的 $q_0(y)$ 可通过对 $q(y)$ 作如下 Fourier 积分转化得到:

$$q_0(y) = \frac{q_0}{\pi} \int_0^\infty \frac{\sin w(y+b) - \sin w(y-b)}{w} dw \quad . \quad (22)$$

荷载 $q_1(x, y)$ 作用下的地中土体变形可表示为

$$w_1(x, y) = w_0(y) \cos kx \quad , \quad (23)$$

式中, $w_0(y)$ 表示沿 y 向梁宽范围内的土体位移。

结合式 (20)、(21)、(23) 可得

$$w_0(y) = \frac{b(1 - m^2)}{E} f(h, g, m) q_0(y) \quad . \quad (24)$$

结合图 1, 2 分析, 梁宽范围 $y \in [-b, b]$ 内单简谐荷载的合力与相应的平均位移表示如下:

$$\left. \begin{array}{l} Q(x) = Q_{\text{avg}} \cos kx = \left[\int_{-b}^b q_0(y) dy \right] \cos kx, \\ w(x) = w_{\text{avg}} \cos kx = \left[\frac{1}{2b} \int_{-b}^b w_0(y) dy \right] \cos kx. \end{array} \right\} \quad (25)$$

由式 (22)、(24)、(25) 可得

$$Q(x) = w(x) \frac{E}{C(1 - m^2)} g \cdot Y(g) \quad , \quad (26)$$

式中, $Y(g) = \pi / \left[g \int_0^\infty f(h, g, m) \frac{\sin^2 h}{h^2} dh \right]$, 参数 C 的取值范围为 $[1, 1.13]$ (当荷载均布时, C 取 1; 当位移均布时, C 取 1.13), 这里采用 Vesic^[3]建议值 1.1。

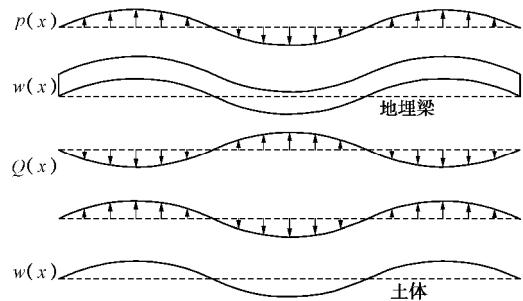


图 2 地埋梁与土体协调变形

Fig. 2 Compatibility of deformation between beams and soils

2.3 集中荷载下地埋梁变形与内力

地埋梁上作用单简谐荷载 $p(x)$ 时的变形微分方程表示为

$$E_b I_b \frac{d^4 w(x)}{dx^4} + Q(x) = p(x) \quad . \quad (27)$$

将式 (26) 代入式 (27), 并结合单简谐荷载 $p(x)$ 与集中荷载 P 之间的 Fourier 积分转化式以及弯矩 $M(x)$ 与位移 $w(x)$ 之间的微分关系就可得到 P 作用下梁的归一化位移和归一化弯矩的表达式:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{E_b I_b w(x)}{Pc^3} = \frac{1}{\pi} \int_0^\infty \frac{\cos(bx/c)}{b[b^3 + y(bb/c)]} db, \\ \frac{M(x)}{Pc} = \frac{1}{\pi} \int_0^\infty \frac{b \cos(bx/c)}{b^3 + y(bb/c)} db. \end{array} \right\} \quad (28)$$

式中, $c = [C(1 - m^2)E_b I_b / (Eb)]^{1/3}$ 。

3 基床系数的广义 Vesic 解答

Vesic^[3]通过研究发现, 式 (28) 右端的积分可近

似写成与式(4)右端相同的函数形式, 而当弹性理论准确法的特征系数 a' 等于 Winkler 地基近似法的特征系数 a 时, 两者所得梁的位移、接触压力、转角、弯矩及剪力的整体分布均较为接近。 a' 可表示为

$$a' = \frac{\pi}{4x_0} = \frac{\pi}{4u_a c} \left(\frac{c}{b} \right)^{u_b}, \quad (29)$$

式中, x_0 为弯矩第一零点, 系数 u_a , u_b 的取值与地基复杂特性及梁底埋深等相关, 由式(28) $M(x)/(Pc)$ 中 b/c 在区间[0.01, 1]内取值 0.01, 0.05, 0.1, 0.2, 0.5, 1.0 并拟合得到。

由 $a=a'$ 并经化简得

$$k = \frac{E}{B(1-m^2)} m \left(\frac{EB^4}{E_b I_b} \right)^n, \quad (30)$$

式中, $m=1.3836/[16^n u_a^4]$, $n=(1-4u_b)/3$ 。

对于横观各向同性层状地基中的地理梁, 需考虑梁底埋深、地基的横观各向同性及成层性, 则归一化基床系数 \hat{k} 一般表达式为

$$\hat{k} = \frac{kB(1-m^2)}{E} = m \left(\frac{EB^4}{E_b I_b} \right)^n. \quad (31)$$

对于置于均质各向同性半无限地基表面的梁, 式(31)退化为如下基床系数 \hat{k}_∞ 表达式:

$$\hat{k}_\infty = \frac{k_\infty B(1-m^2)}{E} = m_\infty \left(\frac{EB^4}{E_b I_b} \right)^{n_\infty}. \quad (32)$$

式(32)即为 Vesic 解答, 式(31)为广义 Vesic 解答。表 2 给出了 Vesic 解与广义 Vesic 解的适用描述、表达式及相关修正系数, 其中符号 $r=EB^4/(E_b I_b)$ 。分别考察梁底埋深 h 、地基总厚 H 、横观各向同性参数 r 及地基成层性对基床系数 k 的影响, 如图 3 所示。

表 2 广义 Vesic 解及描述

Table 2 Generalized Vesic solutions and descriptions

基床系数	适用描述	表达式	修正系数
Vesic 解答	\hat{k}_∞ 均质各向同性半无限 地基, 梁置于地表	$\hat{k}_\infty = m_\infty r^{n_\infty}$	—
	\hat{k}_h 均质各向同性半无限 地基, 梁置于土中	$\hat{k}_h = m_h r^{n_h}$ $M_h = m_h / m_\infty$ $N_h = n_h / n_\infty$	
广义 Vesic 解答	\hat{k}_H 均质各向同性有限 地基, 梁置于地表	$\hat{k}_H = m_H r^{n_H}$ $M_H = m_H / m_\infty$ $N_H = n_H / n_\infty$	
	\hat{k}_r 横观各向同性半无限 地基, 梁置于地表	$\hat{k}_r = m_r r^{n_r}$ $M_r = m_r / m_\infty$ $N_r = n_r / n_\infty$	
\hat{k}_s	层状各向同性地基 梁置于地表	$\hat{k}_s = m_s r^{n_s}$ $M_s = m_s / m_\infty$ $N_s = n_s / n_\infty$	

考察均质半无限各向同性地基中, 梁底埋深 h 对基床系数 k_h 的影响(图 3(a))。随着 h 的增大, 系数 M_h 及 k_h/k_∞ 逐渐增大, N_h 先增大后减小, 三者均当 $h/b=0$ 时为 1, 而当 $h/b \geq 100$ 时趋于稳定。这说明梁置于地表时, 本文解即为 Vesic 解, 而随着 h 的增

加, 基床系数 k_h 不断增大至最大值; 最大值与土梁刚度比 r 相关, 约为地表时的 2.05~2.25 倍。

考察均质各向同性有限地基且梁置于地表时, 地基总厚 H 对基床系数 k_H 的影响(图 3(a))。随着 H 的增大, 系数 N_H 逐渐增大, 而 M_H 及 k_H/k_∞ 则逐渐减小, 三者均当 $H/b \geq 100$ 时趋于 1。说明当 $H/b \geq 100$ 时, 本文解即为 Vesic 解, 而当 $H/b < 100$ 时, 基床系数 k_H 随 H 的减小而不断增大, 且增幅与 r 相关。

考察均质半无限横观各向同性地基且梁置于地表时, 横观各向同性参数 r 对基床系数 k_r 的影响(图 3(b))。系数 M_r , N_r 及 k_r/k_∞ 均随参数 r 的增大而逐渐增大。当 $r \leq 2$ 时, k_r/k_∞ 与土梁刚度比 r 无关; 而当 $r > 2$ 时, k_r/k_∞ 随 r 的增加而稍有增大。当 r 取 1 时, M_r , N_r 及 k_r/k_∞ 均为 1, 本文解即退化为 Vesic 解。

考察 2 层各向同性地基 ($h_1=h_2=10b$) 且梁置于地表时, 地基成层特性对基床系数 k_s 的影响(图 3(c)、(d))。对于 2 层地基(上软下硬), 系数 M_s 及 k_s/k_∞ 均随弹性模量比 (E_2/E_1) 的增大而增大, 而 N_s 则逐渐减小, 系数 k_s/k_∞ 随土梁刚度比 r 的增大而减小。当 $E_2/E_1=1$ 时, k_s/k_∞ 取值均大于 1, 且与图 3(a) 中 $H/b=20$ 时 k_H/k_∞ 取值完全对应。对于 2 层地基(上硬下软), 系数 M_s , N_s 及 k_s/k_∞ 均随弹性模量比 (E_1/E_2) 的增大而增大, 且 k_s/k_∞ 随土梁刚度比 r 的增大而增大。

4 算例验证

4.1 算例 1

如图 4 所示, 埋置于横观各向同性有限地基中且两端铰支的有限长梁的中部作用集中荷载 P , $P=300$ kN, $L=10$ m, $H-h=30b$, $b=h_b=0.5$ m, $E_b=16$ GPa; 土体竖向弹性模量 $E_v=5$ MPa, 泊松比 $m_h=m_v=m=0.3$ 。考虑不同梁底埋深 h 及横观各向同性参数 r 下的 3 种工况, 如表 3 所示。

表 3 基床系数 k 的广义 Vesic 解

Table 3 Generalized Vesic solutions of k

编号	埋深 h	横观特性参数 r	基床系数 k /($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	无量纲长度因子 aL'
工况 1	0	5	4163.00	3.9755
工况 2	5b	0.2	3482.99	3.8021
工况 3	30b	1	5408.27	4.2443

注: aL' 用来判断无限长梁的基床系数 k 用于计算有限长梁时的适用性^[3], $aL' > 2.25$ 时适用, L' 表示荷载至梁边缘的长度总和, 即梁的自由长度。

由表 3 可知, 对于梁底埋深 h 与横观各向同性参数 r 不同的 3 种工况, 本文所得基床系数 k 的广义 Vesic 解差别较大。由图 5 可见, 地理梁竖向位移的本文解与边界元解^[14](文献[14])的方法拓展应用到横观各向

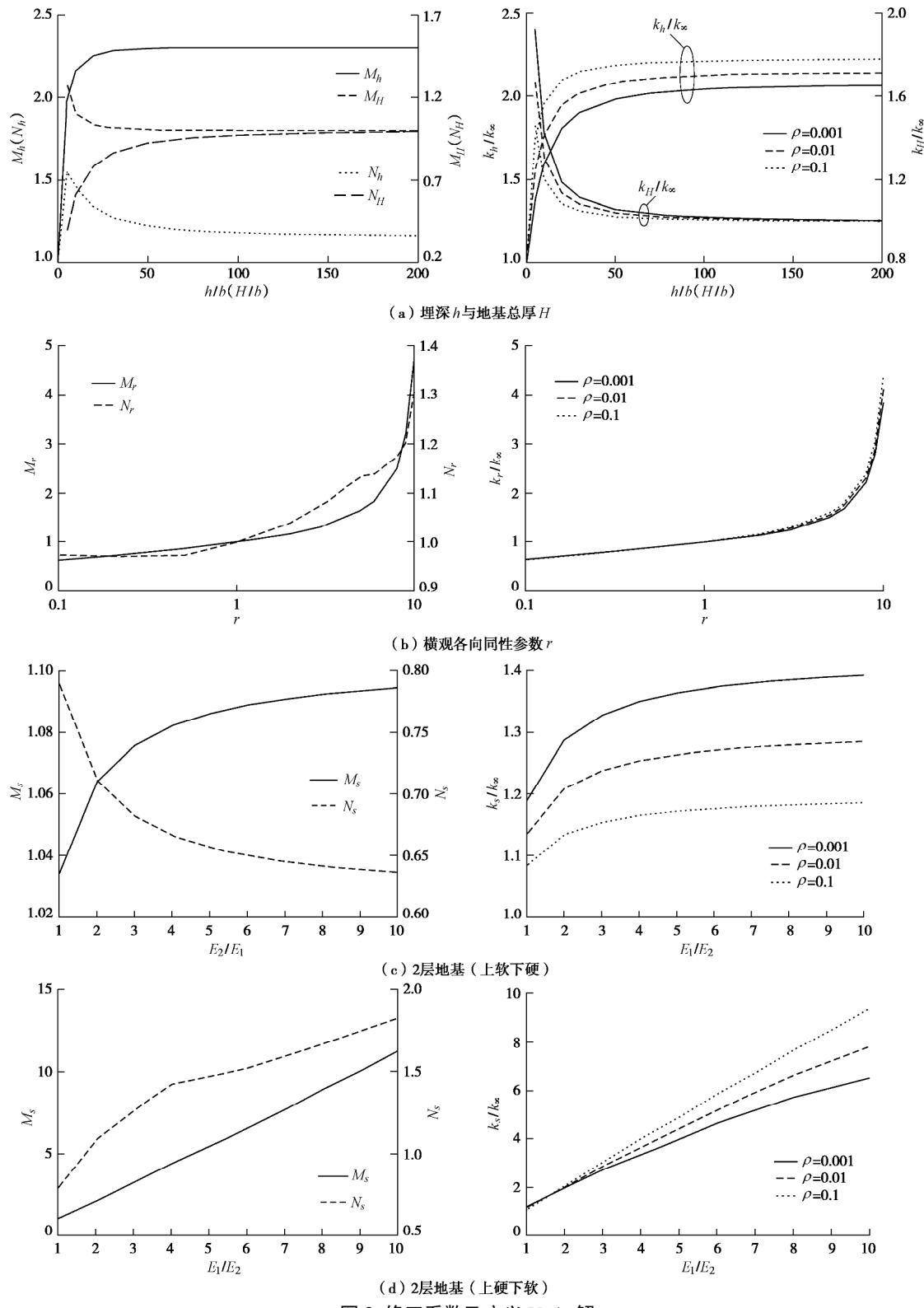


图 3 修正系数及广义 Vesic 解

Fig. 3 Correction coefficients and generalized Vesic solutions

同性层状地基)很接近,而 Vesic 解则与之有较大差别。这是由于与 Vesic 解将所有工况均视作均质半无限弹性地基不同,本文解考虑了梁底埋深、地基的有限压缩性及横观各向同性的影响,使所得竖向位移计算值相较于 Vesic 解更为合理准确。

4.2 算例 2

如图 6 所示,置于 3 层各向同性层状地基表面上的有限长梁中部受集中荷载 P 作用,梁的计算参数分别记为 E_b , L , $2b$ 及 h_b , $b=0.5$ m; 各土层相关参数分别记为 E_i , m_i 及 h_i ($i=1, 2, 3$) 且 $m_i=0.3$ 。 $L : h_b : b : h_1 : h_2 : h_3 = 30 : 2 : 1 : 10 : 10 : 10$ 。考虑不同地基软硬分布形式下的 3 种工况,如表 4 所示。

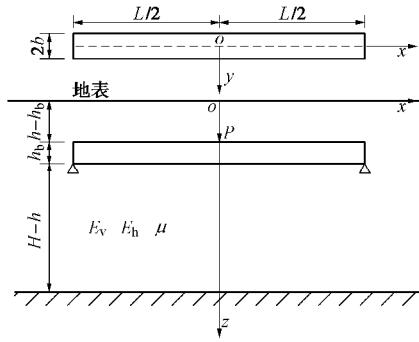


图 4 横观各向同性地基中的有限长地埋梁

Fig. 4 A finite buried beam in transversely isotropic soils

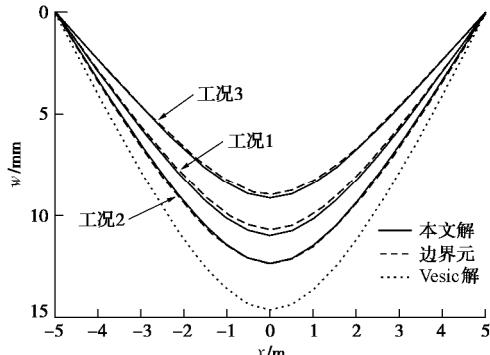


图 5 坚向位移对比曲线

Fig. 5 Contrast curves of vertical displacement

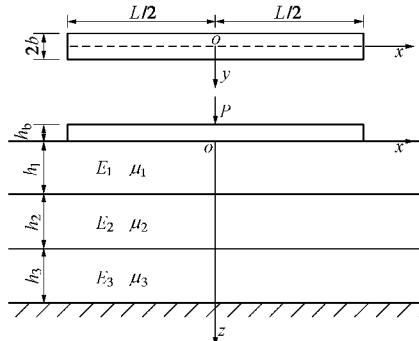


图 6 三层各向同性地基上的有限长梁

Fig. 6 A finite beam resting on three-layered soils

表 4 归一化基床系数 \hat{k} 的广义 Vesic 解Table 4 Generalized Vesic solutions of \hat{k}

编号	$E_b : E_i$	归一化基床系数 \hat{k}	无量纲长度因子 aL'
工况 1	3000 : 1 : 3 : 5	0.4596	3.1802
工况 2	3000 : 3 : 3 : 3	1.1799	4.0254
工况 3	3000 : 5 : 3 : 1	1.6664	4.3883

注: aL' 定义见表 3

由表 4, 图 7 可知, \hat{k} 和 aL' 均为工况 1 < 工况 2 < 工况 3, 本文方法与边界元法^[14]所得竖向位移计算值较为接近, 且随 aL' 的增大, 计算结果吻合程度越来越好。这说明对于土体加权平均弹性模量相同的几种工况, 首层土体越硬, 则基床系数计算值越大, 且本文所得无限长梁的基床系数 k 用于计算有限长梁时的适用性越高, 即计算误差越小。与本文解相比, Vesic 解由于将所有工况均视作均质半无限地基, 所得结果

会高估或低估梁的竖向位移, 说明基床系数的 Vesic 解不适用于土体分层特性明显时的工况, 而考虑分层特性的本文广义 Vesic 解更为准确。

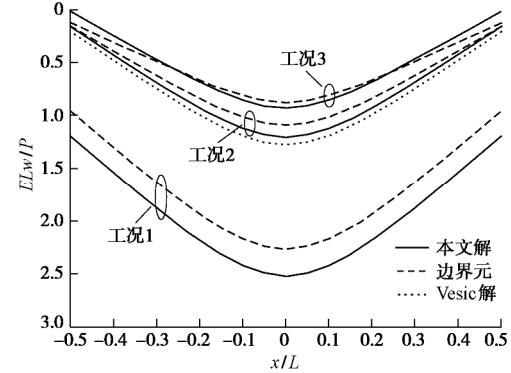


图 7 归一化竖向位移对比曲线

Fig. 7 Contrast curves of normalized vertical displacement

5 结 论

本文根据横观各向同性弹性理论和传递矩阵法, 考虑梁底埋深、地基的横观各向同性及成层性, 求得基床系数的广义 Vesic 解答。数值算例验证了本文基床系数取值方法的合理性和准确性, 分析了各个参数变化对基床系数取值的影响, 得到如下 3 点结论。

(1) 由于与 Vesic 解将所有工况均视作均质半无限弹性地基不同, 本文广义 Vesic 解考虑了梁底埋深及地基复杂特性的影响, 使所得地埋梁力学反应计算值更为合理准确。

(2) 基床系数 k_h 随梁底埋深 h 的增加而不断增大至最大值, 该值与土梁刚度比 r 相关, 约为地表时的 2.05~2.25 倍; 随着地基总厚 H 的增大, 基床系数 k_h 不断减小且降幅与 r 相关; 随着横观各向同性参数 r 的增大, 基床系数 k_r 不断增大且增幅与 r 基本无关; 当 h 为 0 或 H 超过 $100b$ 或 r 为 1 时, 广义 Vesic 解即退化为 Vesic 解。

(3) 土层加权平均弹性模量相同且首层土体越硬时, 基床系数计算值越大, 且无限长梁的基床系数用于有限长梁分析时的计算误差越小。

参考文献:

- [1] BIOT M A. Bending of an infinite beam on an elastic foundation[J]. Journal of Applied Mechanics, ASME, 1937, 59: A1 - A7.
- [2] TERZAGHI K. Evaluation of coefficients of subgrade reaction[J]. Géotechnique, 1955, 5(4): 297 - 326.
- [3] VESIC A B. Bending of beams resting on isotropic elastic solid[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 1961, 87(2): 35 - 53.
- [4] 俞剑, 张陈蓉, 黄茂松. 被动状态下地埋管线的地基模

- [5] DALOGLU A T, VALLABHAN C V G. Values of k for slab on Winkler foundation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000, **126**(5): 463–471.
- [6] SHELDON T, SEZEN H, MOORE I D. Beam-on-springs modeling of jointed pipe culverts[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2016, **30**(2): 1–9.
- [7] 艾智勇, 张逸帆. 层状横观各向同性地基与刚性条形基础共同作用分析[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(4): 752–756. (AI Zhi-yong, ZHANG Yi-fan. Interactive analysis of a rigid strip footing on transversely isotropic layered soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(4): 752–756. (in Chinese))
- [8] LIANG R Y, SHATNAWI E S. Estimating subgrade reaction modulus for transversely isotropic rock medium[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, **136**(8): 1077–1085.
- [9] 王春玲, 丁欢, 刘俊卿. 层状横观各向同性地基上异性矩形薄板的弯曲解析解[J]. 计算力学学报, 2014, **31**(1): 78–83. (WANG Chun-ling, DING Huan, LIU Jun-qing. Bending analytic solutions of anisotropic rectangular plates with four free edges on the transversely isotropic elastic
- multilayered subgrade[J]. Chinese Journal of Computational Mechanics, 2014, **31**(1): 78–83. (in Chinese))
- [10] AI Z Y, FENG D L. BEM analysis of laterally loaded pile groups in multi-layered transversely isotropic soils[J]. Engineering Analysis with Boundary Elements, 2014, **44**: 143–151.
- [11] 韩泽军, 林皋, 周小文, 等. 横观各向同性层状地基上埋置刚性条带基础动力刚度矩阵求解[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(6): 1117–1124. (HAN Ze-jun, LIN Gao, ZHOU Xiao-wen, et al. Solution of dynamic stiffness matrix for rigid strip foundations embedded in layered transversely isotropic soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(6): 1117–1124. (in Chinese))
- [12] 韩泽军, 林皋, 周小文. 三维横观各向同性层状地基任意点格林函数求解[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(12): 2218–2225. (HAN Ze-jun, LIN Gao, ZHOU Xiao-wen. Solution to Green's functions for arbitrary points in 3D cross-anisotropic multi-layered soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(12): 2218–2225. (in Chinese))
- [13] 钟阳, 殷建华. 弹性层状体的求解方法[M]. 北京: 科学出版社, 2007: 212–226. (ZHONG Yang, YIN Jian-hua. Solving method of elastic layered body[M]. Beijing: Science Press, 2007: 212–226. (in Chinese))
- [14] AI Z Y, LI Z X, CHENG Y C. BEM analysis of elastic foundation beams on multilayered isotropic soils[J]. Soils and Foundations, 2014, **54**(4): 667–674.

附录:

$$S_{11} = S_{33} = b_2(a_1 - a_2a_4)x^2 + b_0;$$

$$S_{12} = -x^2 S_{43} = x^2 [b_3(a_1 - a_2a_4)x^2 + b_1];$$

$$S_{13} = b_1a_4 - b_3[a_3 + a_4(a_2a_4 - 2a_1)]x^2;$$

$$S_{14} = -x^2 S_{23} = b_2(a_3 - a_1a_4)x^2;$$

$$S_{21} = -S_{34}/x^2 = b_3(a_1^2 - a_1a_2a_4 + a_2a_3)x^2 + b_1a_1;$$

$$S_{22} = S_{44} = b_2a_1x^2 + b_0;$$

$$S_{24} = b_3a_1(2a_3 - a_1a_4)x^2 + b_1a_3;$$

$$S_{31} = a_2x^2 [b_3(a_2a_4 - 2a_1)x^2 - b_1];$$

$$S_{32} = -x^2 S_{41} = -b_2a_2x^4;$$

$$S_{42} = b_3a_2x^4.$$

系数 b_i ($i = 0, 1, 2, 3$) 的取值分为如下两种情况:

(1) $t = a_2(-4a_1a_4 + a_2a_4^2 + 4a_3) \neq 0$ 时

$$b_0 = \frac{I_1^2 \cosh(I_2 z) - I_2^2 \cosh(I_1 z)}{I_1^2 - I_2^2},$$

$$b_1 = \frac{I_1^3 \sinh(I_2 z) - I_2^3 \sinh(I_1 z)}{I_1^3 I_2 - I_1 I_2^3},$$

$$b_2 = \frac{\cosh(I_1 z) - \cosh(I_2 z)}{I_1^2 - I_2^2},$$

$$b_3 = \frac{I_2 \sinh(I_1 z) - I_1 \sinh(I_2 z)}{I_1^3 I_2 - I_1 I_2^3},$$

$$I_1 = \sqrt{\frac{2a_1 - a_2a_4 - \sqrt{t}}{2}}x,$$

$$I_2 = \sqrt{\frac{2a_1 - a_2a_4 + \sqrt{t}}{2}}x;$$

(2) $t = a_2(-4a_1a_4 + a_2a_4^2 + 4a_3) = 0$ 时

$$b_0 = \cosh(I z) - \frac{1}{2}I z \sinh(I z),$$

$$b_1 = \frac{3 \sinh(I z)}{2I} - \frac{1}{2}z \cosh(I z),$$

$$b_2 = \frac{z \sinh(I z)}{2I},$$

$$b_3 = \frac{I z \cosh(I z) - \sinh(I z)}{2I^3},$$

$$I = \sqrt{\frac{2a_1 - a_2a_4}{2}}x.$$

DOI: 10.11779/CJGE201812012

聚丙烯纤维加筋砂土的剪胀特性

孔玉侠, 沈飞凡, 王慧娟

(南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京 211816)

摘要: 随机分布的聚丙烯纤维在土体中彼此交错形成网状, 可显著提高砂土的抗剪强度, 减少其峰值强度折减。描述土体剪胀规律的剪胀方程是建立纤维加筋土的本构模型的核心。以聚丙烯纤维加筋南京细砂为主要研究对象, 通过不同围压下的常规三轴压缩试验, 研究了不同纤维质量百分比含量对南京细砂强度、变形以及剪胀特性的影响。对比聚丙烯纤维加筋砂土与纯砂土的应力应变关系和强度特性, 分解出聚丙烯纤维对砂土的内在约束应力。将外力克服剪胀阻力需要做的额外功分解为由土颗粒运动和纤维变形两部分所消耗的能量, 利用纤维对土的内在约束应力表示与加筋纤维有关的耗散能, 基于最小比能原理建立了聚丙烯纤维加筋砂土的剪胀方程, 揭示了聚丙烯纤维加筋砂土的特殊剪胀特性。经过对比发现常规三轴压缩试验结果与模型结果具有良好的一致性。

关键词: 砂土; 纤维加筋; 应力剪胀方程

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)12-2249-08

作者简介: 孔玉侠(1981-), 女, 工学博士, 主要从事土的本构关系及其数值计算方面的研究工作。E-mail: kongyuxia@njtech.edu.cn。

Stress-dilatancy properties for fiber-reinforced sand

KONG Yu-xia, SHENG Fei-fan, WANG Hui-juan

(Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 211816, China)

Abstract: It is observed that randomly distributed polypropylene fibers act to interlock particles and thus improve the mechanical behavior of the reinforced soils. The polypropylene fiber inclusion clearly increases the shear strength of soils, and reduces the loss of post-peak strength. The stress-dilatancy relationship can be employed as the foundation to develop a constitutive model for polypropylene fiber-reinforced (PFR) soils. In this study, a number of conventional triaxial compression tests are carried out to investigate the effect of randomly distributed fiber reinforcements on the stress-dilatancy relationship of Nanjing sand. A new parameter, s_{FR} , representing the reinforcing effect of fibers in Mohr-circle space is introduced to describe the behaviors of PFR sand. When a polypropylene fiber-soil assembly dilates in response to the applied shear deformations, the work done by the driving stress will be dissipated by the particle sliding and the fiber deformation. The work dissipated by the polypropylene fiber deformation can be expressed by introducing s_{FR} . Based on the minimum rate of internal work assumption, the stress-dilatancy relationship is deduced for fiber-reinforced sand. It is shown that the predicted results are in good agreement with the experimental ones.

Key words: sand; fiber reinforcement; stress-dilatancy relationship

0 引言

关于纤维土的研究始于 20 世纪 70 年代, 最早 Waldron 等^[1]进行了植物根系对土质边坡稳定性的影响。目前纤维加筋土技术已应用于多种土木结构之中, 例如加筋土挡墙、加筋土路堤、加筋土边坡及加筋压实黏土衬垫等^[2-5]。

对于纤维加筋砂土而言, 三轴压缩试验结果表明其强度包线是弯曲的或者是双线性的, 双线性强度包线的拐点对应于一个门槛正应力^[6]。在门槛正应力以内, 纤维相对土颗粒发生摩擦滑动, 增大了土的内摩

擦角; 在门槛正应力之上, 纤维将屈服并被拉长, 但很少能被拉断, 从而提高了土的表观黏聚力^[7]。Michalowski^[8]将强度包线的双线性归因于砂土在纤维周围所形成的拱效应, 在高应力作用下拱效应阻碍了应力向纤维的传导。随着纤维长度和含量的增加, 纤维和土颗粒之间的接触增加, 抗剪强度的提高值也增大^[9]。基于临界状态土力学, Santos 等^[10]深入分析了

基金项目: 国家自然科学基金项目(11402109); 江苏省自然科学基金项目(BK20130909)

收稿日期: 2017-09-04

纤维加筋砂土的正常固结线 (NCL)、临界状态线 (CSL) 及状态边界位置的不同。

为了描述纤维加筋土的作用机理, 国内外相关计算理论, 通常借鉴复合材料的计算方法, 采用等效内摩擦角和等效黏聚力来表示纤维加筋土复合体的强度特性, 例如基于“能量耗散”理论的方法和基于“离散”框架的分析方法。通过试样内部耗散功率与外力做功功率的平衡, Michalowski 等^[11]建立了纤维加筋土的破坏准则, 采用纤维含量、纤维几何尺寸比、屈服点、及筋土界面摩擦角等描述纤维特性及其贡献。在此基础上, Michalowski 等^[12]提出了一个宏观内摩擦角的概念, 其中既包含土体特性的影响也包含加筋纤维特性的影响。后来, Michalowski^[13]建立了各向异性的纤维加筋土的屈服条件, 将最大抗剪强度表示为主应力方向和面内平均应力的函数。“离散”框架理论是由 Zornberg^[14]和 Li 等^[15]提出的, 通过分别考虑土体和纤维各自独立的特性来获得纤维加筋土复合材料参数, 将纤维加筋土的等效剪应力表示为两部分。Najjar 等^[16]对比分析了基于“能量耗散”理论的方法和基于“离散”框架的分析方法, 发现基于“能量耗散”理论方法大约低估摩擦系数约 10%, 而“离散”框架分析方法则高估摩擦系数约 6%。

剪胀性是土体最为重要的力学特性之一, 它描述了剪切过程中剪应力 q 变化对体积应变 e_v 产生的影响, 实质上是由于剪应力引起的土颗粒间、相互位置的变化, 加大(或减小)了土颗粒间的孔隙, 从而使得土体发生体积变化。自从剪胀性最早由 Reynolds^[17]于 1885 年指出以来, 一直是土的本构关系研究中的热点和难点^[18-20]。从微观颗粒的关系和运动出发, 基于最小比能原理, Rowe^[21]在 1962 年开拓性地建立了与应力相关的剪胀理论, 并被广泛应用于建立土的本构模型。对于纤维加筋土, 其强度变化和体积变化之间的关系则更为复杂, 当发生剪切体胀时(见图 1(a)), 伴随土颗粒的错动和转动, 纤维形态及纤维与土颗粒间的相对位置都将发生变化。图 1(b) 是纤维对土的内在约束应力 s_{FR} 的示意图, 当纤维加筋土受力发生变形时, 纤维在界面上通过摩擦会受到土体的拉伸, 同时土体会受到纤维的反作用约束应力 s_{FR} , 进而提高了土的强度, 改变了土的应力应变关系, 纤维加筋砂土的剪胀特性亦不同于砂土。

实际工程中纤维加筋土技术日臻成熟, 已经得到了广泛的应用, 如高速公路软基、膨胀土路基、粉质黏土路基等的加固和一些基坑填料的土质改良^[3, 22]; 基坑护壁、挡土墙、机场跑道、停机坪、堤坝、边坡等强度和稳定性的提高^[23-24], 除此之外聚丙烯纤维具

有良好的抗裂防渗性能, 它也可以应用于城市垃圾卫生填埋场的衬垫层、污水处理池, 水库、港口码头河流堤坝等的防渗工程中^[25]。

综上所述, 目前国内外对纤维加筋土的作用机理研究还处于探索阶段, 其理论研究也远落后于工程实践, 并且, 由于纤维加筋土力学性状的特殊性及其影响因素的多样性, 仍缺乏对其剪胀规律的机理分析和合理本构描述。

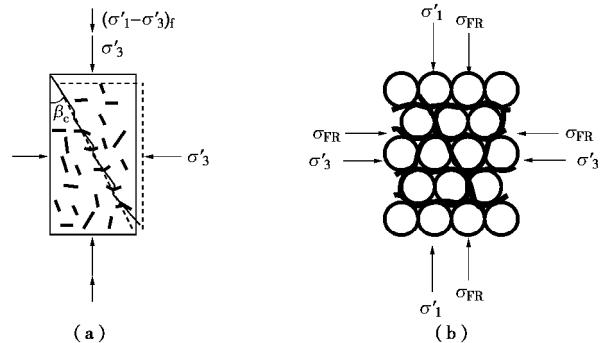


图 1 纤维加筋土剪胀示意图和纤维加筋内在约束应力

Fig. 1 Concept of fiber reinforcement in soils and bridge effect of fiber reinforcement

通过对聚丙烯纤维加筋砂土与纯砂土的应力应变关系和强度特性, 分解出聚丙烯纤维对砂土的内在约束应力。分析了聚丙烯纤维砂土应力比和塑性应变增量比的关系, 将外力克服剪胀阻力需要做的额外功分解为由土颗粒运动和纤维变形两部分所消耗的能量, 利用纤维对土的内在约束应力表示与加筋纤维有关的耗散能, 基于最小比能原理建立了聚丙烯纤维加筋砂土的剪胀方程, 揭示了聚丙烯纤维加筋砂土的特殊剪胀规律。

1 纤维加筋砂土的剪胀特性

1.1 纤维加筋南京细砂

以聚丙烯纤维加筋南京细砂为主要研究对象, 通过不同围压下的常规三轴压缩试验, 利用英国 GDS 应力路径三轴仪, 研究了不同纤维质量百分比含量 (c_w 为 0%, 0.15%, 0.25%, 0.35%, 0.5%) 对南京细砂强度、变形以及剪胀特性的影响。南京细砂的颗粒级配及其物理指标见图 2 和表 1。表 2 为聚丙烯纤维的物理力学参数。

将南京细砂与不同含量的纤维按照与一定比例的水(含水量为 10%)均匀的拌合在一起。然后放在保湿缸中静置 4 h, 使其水分充分均匀, 然后将拌合均匀的土样在击实筒中分 4 层击实, 层与层之间用削土刀刮毛, 制成后的圆柱试样直径 39.1 mm 高度 80 mm, 密实度为 85% 试样的孔隙比为 0.85。

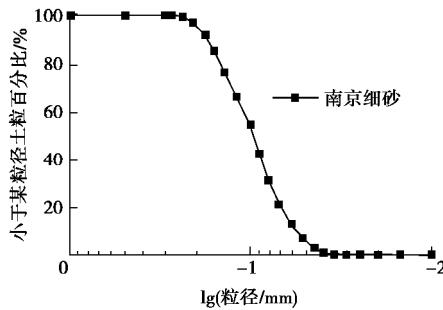


图 2 南京细砂颗粒级配曲线

Fig. 2 Sieve analysis of Nanjing sand

表 1 南京细砂物理特性

Table 1 Properties of Nanjing sand

相对密度 G_s	粒径比	最大孔隙比	最小孔隙比	不均匀系数	曲率系数
2.69	0.034~0.25	1.24	0.80	2	1.06

表 2 聚丙烯纤维的物理力学参数

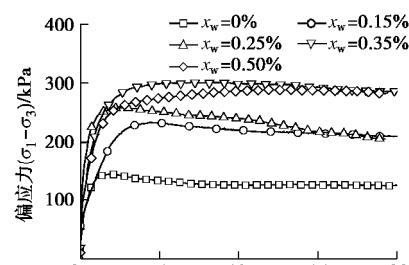
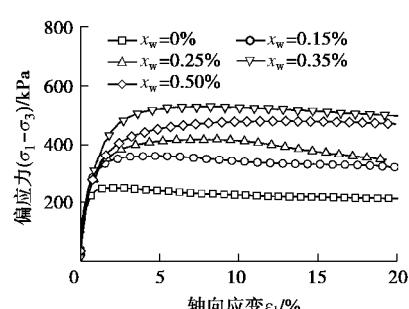
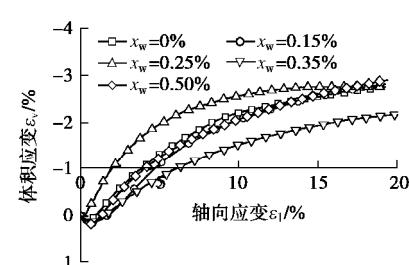
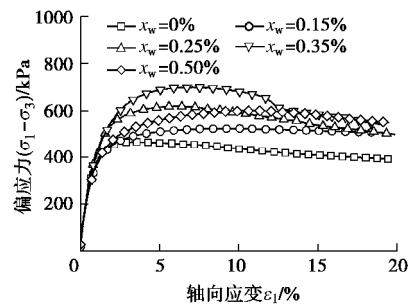
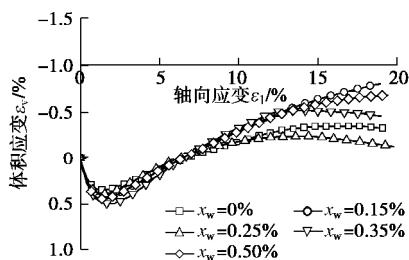
Table 2 Physical and mechanical parameters of polypropylene fiber

密度 $/\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$	长度 $/\text{mm}$	抗拉强度 $/\text{MPa}$	直径 $/\text{mm}$	弹性模量 $/\text{MPa}$	断裂延伸率 $/\%$
0.91	12	≥ 460	≥ 0.0015	>3500	10

1.2 纤维加筋砂土的剪胀特性

图 3 表示不同纤维质量百分比的加筋砂土在 50, 100, 200, 300 kPa 固结围压下的应力应变曲线和体积应变曲线, 从应力应变关系曲线可以看出随着纤维质量百分比 c_w 的增加, 纤维加筋砂土的峰值强度也会随之变化。在纤维含量 c_w 为 0.15% 时纤维加筋砂土的峰值强度在各个围压下分别增长了 86.5%、44%、12.4%、4.5%, 在纤维含量 c_w 为 0.25% 时, 纤维加筋砂土的峰值强度分别提升了 105%、67.6%、32.8%、8.7%, 在纤维含量 c_w 为 0.35% 时, 此时加筋土的峰值强度相对于素土在各个围压下分别增长了 139%、112%、50.1%、20.6%, 峰值强度有了明显的提高, 在纤维含量 c_w 为 0.5% 时, 纤维加筋砂土的峰值强度在各个围压下分别增长了 130%、92.4%、28.9%、6.2%。综合分析可知在纤维质量百分比 c_w 为 0.35% 时, 纤维加筋对南京细砂峰值强度的增强效果最好。最优纤维掺加量的存在, 说明当纤维含量过少时, 纤维不能够形成互相交织的立体网状, 对土的增强效果得不到充分发挥。若纤维添加的过多, 则有可能形成纤维弱结构面, 不利于土体摩擦强度的发挥。

从不同纤维含量的加筋砂土的体积应变曲线(图 3)可以看出, 在小应变下随着纤维含量的增加, 未加筋的砂土率先出现剪缩或者剪胀, 离散的纤维加筋改变了砂土的体变特性, 尤其是接近临界状态时的剪胀特性, 纤维加筋抑制了砂土的剪切体胀。对比图 3 中相同有效固结应力下砂土和纤维加筋砂土的应力-应

(a) 固结围压 $\sigma_3=50 \text{ kPa}$ (b) 固结围压 $\sigma_3=100 \text{ kPa}$ (c) 固结围压 $\sigma_3=200 \text{ kPa}$ 

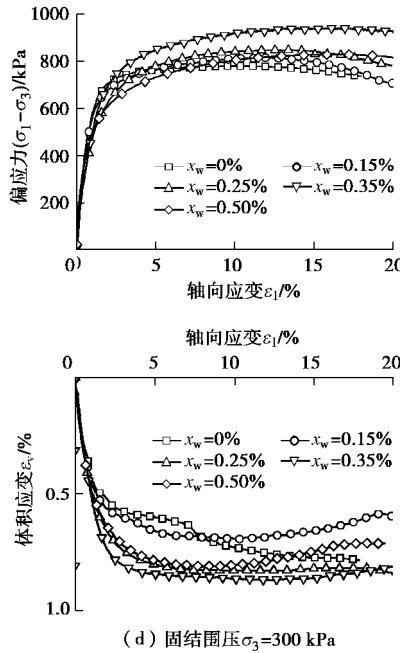


图3 不同纤维含量的加筋砂土的应力应变特性

Fig. 3 Stress-strain-volumetric responses of sand and fiber-reinforced sand

变、轴向应变-体积应变关系图,可以看出纤维加筋改变了砂土的剪胀规律,土体由剪缩向剪胀转化的临界时,未加筋砂土接近与其所能达到的峰值强度,而掺加纤维后,土体的峰值强度所对应的轴向应变远远大于剪缩和剪胀转化临界点所对应的轴向应变,从而提高了砂土的峰值强度且应力水平越高、应变越大,加筋纤维对剪胀特性的影响越明显。

图4是常规三轴固结排水试验中纯砂和0.35%纤维含量的纤维加筋砂土的应力路径曲线图。图中横坐标为平均有效应力 $p' = (s'_1 + 2s'_3)/3$, 纵坐标为偏应力。从图中可以看出纯砂和纤维加筋砂的应力路径包线也有着明显的不同,纯砂的应力路径包线是一条直线,而纤维加筋砂土的应力路径包线则有明显拐点,这个拐点称为临界正应力点,在临界正应力以内,纤维相对土颗粒发生摩擦滑动,增大了砂土的内摩擦角;在临界正应力之上,纤维被拉长,但很少能被拉断,从而提高了砂土的黏聚力^[9-10]。

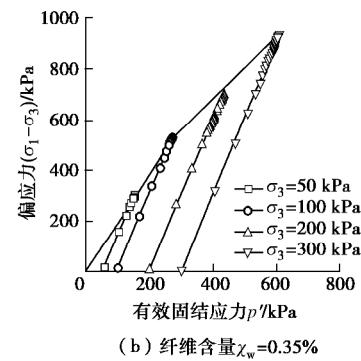
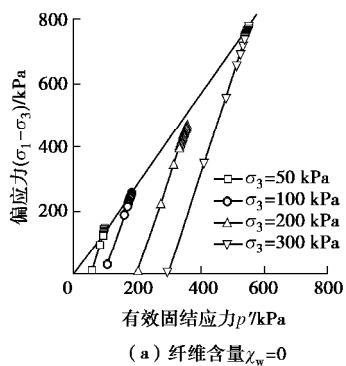


图4 不同纤维含量下纤维加筋砂土的应力路径曲线

Fig. 4 Stress path curves of fiber-reinforced sand under different fiber contents

描述土体剪胀规律的剪胀方程是建立土体弹塑性本构模型的核心,一般表示为应力比 q/p' 与塑性应变增量比 de_p^p/de_q^p 之间的关系式^[27-28, 19]。 e_p^p 为土的塑性体应变, e_q^p 为土的塑性剪应变。图5为纯砂及纤维掺量0.35%的纤维加筋南京细砂在不同固结围压下的应力剪胀曲线图。图5中横坐标为总的应变增量比 de_p/de_q , 纵坐标为应力比 q/p' , M 为 de_p/de_q 由正直变为负值所对应的应力比,即土体由剪切体缩转变为剪切体胀时的应力比。对比图5(a), 5(b)不难发现,在相同的围压下 M 值发生了变化,这表明掺入聚丙烯纤维改变了砂土的剪胀特性。综合分析图3, 5, 表明掺入聚丙烯纤维改变了纤维的剪胀特性,未加筋的砂土率先出现剪胀,纤维加筋砂土出现剪胀时所对应的应变力比较高。

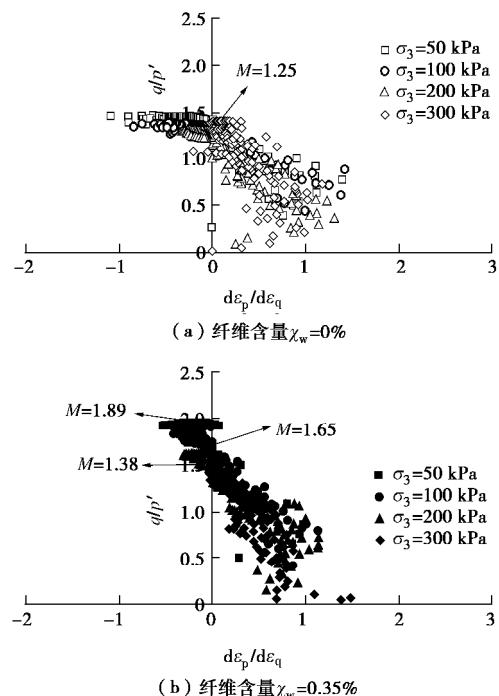


图5 不同围压下纤维加筋砂土的应力剪胀特性

Fig. 5 Stress-dilatancy properties for fiber-reinforced sand under different confining pressures

2 纤维加筋砂土应力剪胀方程的建立

Reynolds 在 1885 年首先讨论了剪胀的物理表现, 之后 Rowe^[21] 和 Roscoe 等^[26] 引入了两种不同的剪胀方程, 许多本构方程都是以这两种为基础建立的。Rowe^[21] 建立的应力剪胀方程假定输入功增量与输出功增量的比值为恒定值 K 。当纤维加筋土受力发生变形时, 纤维在界面上通过摩擦会受到土体的拉伸, 同时土体会受到纤维的反作用约束应力 \mathbf{s}_{FR} 。此种情况下, 外力克服剪胀阻力需要做的额外功应包含两部分: ① 土颗粒从低势能状态变为高势能状态所消耗的额外能量; ② 纤维的变形及纤维与土颗粒间的摩擦所消耗的能量。因此, 要合理描述纤维加筋土的剪胀特性需要综合考虑由于剪胀作用引起的以上两部分能量耗散。

2.1 纤维加筋内在约束应力表示方法

图 6 为纤维的内在约束应力 \mathbf{s}_{FR} 的表示方法。实线代表纤维加筋砂土的莫尔应力圆, 虚线代表纯砂的莫尔应力圆。因为纤维会在土体中形成相互交织的网状结构, 相当于增加了加筋土体的内在约束力, 因此破坏时如果 \mathbf{s}'_1 相同, 则纤维加筋砂土所需要的 \mathbf{s}'_3 比纯砂所需要的 \mathbf{s}'_3 要小, 因为纤维已经提供了一部分约束力。通过纤维加筋砂土强度包线具有双折线特性, 与纯砂的强度包线对比分析, 使得相同轴向应力作用下, 有效固结压力扣除纤维加筋约束应力 \mathbf{s}_{FR} 后, 仍然满足砂土的莫尔应力破坏准则, 根据应力间几何关系, 即可以构造出纤维加筋内在约束应力 \mathbf{s}_{FR} :

$$\mathbf{s}_{\text{FR}} = (k_s - k_{fs})\mathbf{s}'_1 + \frac{2c'_{fs} \cos f'_{fs}}{1 + \sin f'_{fs}} \quad , \quad (1)$$

式中, f'_s , f'_{fs} 分别表示砂土和纤维加筋砂土峰值强度下的内摩擦角, \mathbf{s}'_1 是第一有效主应力, c'_{fs} 是纤维加筋砂土的黏聚力。 k_s 和 k_{fs} 表示为

$$k_s = \frac{(1 - \sin f'_s)}{(1 + \sin f'_s)} \quad , \quad (2)$$

$$k_{fs} = \frac{(1 - \sin f'_{fs})}{(1 + \sin f'_{fs})} \quad . \quad (3)$$

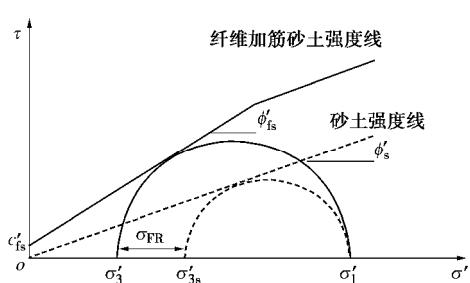


图 6 莫尔应力空间力纤维对土的内在约束示意图

Fig. 6 Reinforcing effect of fiber in Mohr-circle space

对于式 (1) 可以看成 \mathbf{s}_{FR} 关于 \mathbf{s}'_1 的线性函数:

$$\mathbf{s}_{\text{FR}} = A\mathbf{s}'_1 \quad , \quad (4)$$

从而可得

$$A = (k_s - k_{fs}) + \frac{2c'_{fs} \cos f'_{fs}}{(1 + \sin f'_{fs})\mathbf{s}'_1} \quad . \quad (5)$$

2.2 纤维加筋砂土的应力剪胀方程

剪胀方程是建立土体弹塑性本构模型的核心, 一般表示为应力比与塑性应变增量比之间的关系式^[19, 27-28]。剪胀方程与正交条件的数学表达式联立求解, 可以确定出土的塑性势函数。如图 7 所示, 塑性势面在有效平均应力 p' 和剪应力 q 的坐标系中的投影为一条外凸的光滑曲线, 该曲线上对应每一个状态点的法方向指的是该材料的塑性变形的方向, 法方向在水平方向的投影为材料的塑性体积应变增量用 $d\varepsilon_p^p$ 表示, 在竖直方向的投影为材料的塑性剪应变增量用 $d\varepsilon_q^p$ 表示, 它们之间的比值 $d\varepsilon_q^p / d\varepsilon_p^p$ 为剪胀角 b 的正切函数 (见式 (6)), 这种对材料塑性变形的描述也被称为塑性流动法则。其中 $d\varepsilon_q^p / d\varepsilon_p^p$ 指的是土体的塑性剪胀。

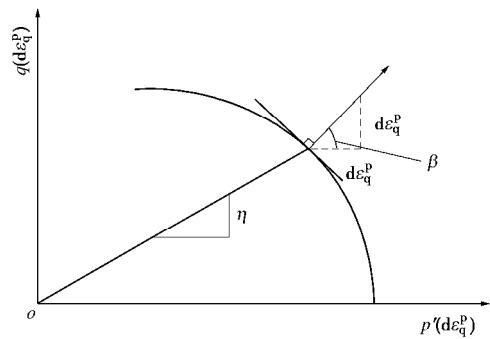


图 7 应力比、塑性势和剪胀角 b 关系图

Fig. 7 Relationship among stress ratio, plastic potential and dilation angle

$$\tan b = \frac{d\varepsilon_q^p}{d\varepsilon_p^p} \quad . \quad (6)$$

Rowe^[21] 建立的应力剪胀方程基于输入功增量与输出功增量的比值为恒定值 K 的一个假定。其中 K 表示为

$$K = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{f'_f}{2} \right) = \frac{1 + \sin f'_f}{1 - \sin f'_f} \quad , \quad (7)$$

$$f'_\mu \leq f'_f \leq f'_{cs} \quad , \quad (8)$$

式中, f'_{cs} 为体变为零时对应的临界状态摩擦角, f'_μ 为颗粒剪的滑动摩擦角。

则可以推导出常规三轴压缩条件下应变增量与应力比的关系^[29], 即

$$\frac{d\varepsilon_p}{d\varepsilon_q} = \frac{3h(2+K)-9(K-1)}{2h(K-1)-3(2K+1)} \quad . \quad (9)$$

在常规三轴伸长条件下应变增量与应力比的关

系^[25]为

$$\frac{de_p}{de_q} = \frac{3h(2K+1)+9(K-1)}{2h(1-K)-3(K+2)} \quad . \quad (10)$$

对于纤维加筋砂土, 综合考虑土颗粒从低势能状态变为高势能状态所消耗的额外能量, 和纤维的变形及纤维与土颗粒间的摩擦所消耗的能量。约束应力 s_{FR} 无论在三轴压缩试验还是在三轴伸长试验中都属于主动的外力改变后而产生的被动的力, 因此其产生的功均为输出功。根据 Rowe^[21]剪胀理论土体单元输入功与土体单元输出功之比假定为 K_{fs} , 在三轴压缩试验中输入功为 $s'_1 de_1$, 输出功为 $-2(s'_3 + s_{FR}) de_3$, 在三轴压缩试验中则有

$$\frac{s'_1 de_1}{-2(s'_3 + s_{FR}) de_3} = K_{fs} \quad , \quad (11)$$

式中, de_1 , de_3 分别为 s'_1 , s'_3 方向上的应变增量。在常规三轴压缩条件下, 有

$$\frac{de_p}{de_q} = \frac{de_1 + 2de_3}{\frac{2}{3}(de_1 - de_3)} \quad , \quad (12)$$

式中, e_p 为体应变, e_q 为剪应变, de_p , de_q 则分别指的是塑性体应变增量与塑性剪应变增量。

$$s'_1 = p' + \frac{2}{3}q \quad , \quad (13)$$

$$s'_3 = p' - \frac{1}{3}q \quad , \quad (14)$$

$$e_p = e_1 + 2e_3 \quad , \quad (15)$$

$$e_q = \frac{2}{3}(e_1 - e_3) \quad , \quad (16)$$

$$h = q/p' \quad . \quad (17)$$

根据式(15)、(16), 可以将 de_1 和 de_3 用 de_q , de_p 表示, 联立方程(6)、(9)、(11)、(12), 则可以得到常规三轴压缩条件下砂土的应力剪胀方程:

$$\frac{1}{\tan b} = \frac{de_p}{de_q} = \frac{3h(K_{fs} + 2 - 2AK_{fs}) - 9(K_{fs} - 1 - AK_{fs})}{2h(K_{fs} - 1 - 2AK_{fs}) - 3(2K_{fs} + 1 + 2AK_{fs})} \quad (18)$$

因为土体的弹性应变增量较之于塑性应变增量非常小, 这里以总的体应变增量和剪应变增量代替塑性剪应变增量和塑性体应变增量。其中, 最小比能常数 $K_{fs} = (3 + 2M_{fs})/(3 - M_{fs})$ 。

对于常规三轴伸长状态简称(CTE)下:

$$\frac{2s'_3 de_3}{-(s'_1 + s_{FR}) de_1} = K_{fs} \quad . \quad (19)$$

同样的方法对可以推导出常规三轴伸长状态下的剪胀方程为

$$\frac{1}{\tan b} = \frac{de_p}{de_q} = \frac{3h(2K_{fs} + 1 + 2AK_{fs}) + 9(K_{fs} - 1 + AK_{fs})}{2h(1 - K_{fs} - AK_{fs}) - 3(K_{fs} + 2 + AK_{fs})} \quad (20)$$

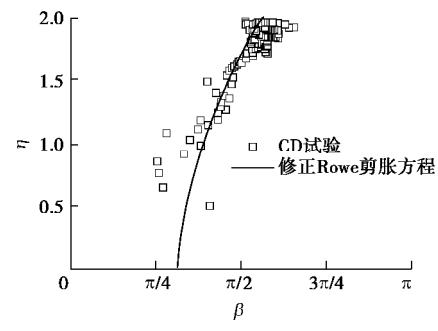
对应的最小比能常数为 $K_{fs} = (3 + M_{fs})/(3 - 2M_{fs})$ 。

M_{fs} 指的是纤维加筋砂土临界状态下的应力比。在常规三轴压缩条件下, $M_{fs} = 6 \sin f_{fs} / (3 - \sin f_{fs})$, 在常规三轴伸长条件下, $M_{fs} = 6 \sin f_{fs} / (3 + \sin f_{fs})$ 。

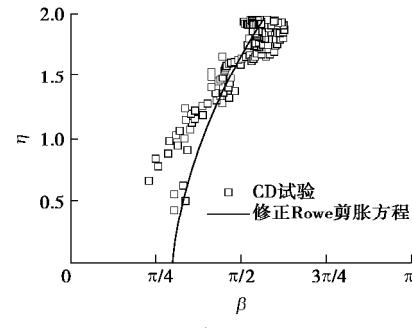
在参数 A 为零的时候方程(18)、(20)可以退化为式(9)、(10)。即如果纤维含量为零, 所建立的剪胀方程可以退化为基本的 Rowe 剪胀方程。

3 纤维加筋砂土应力剪胀方程的验证

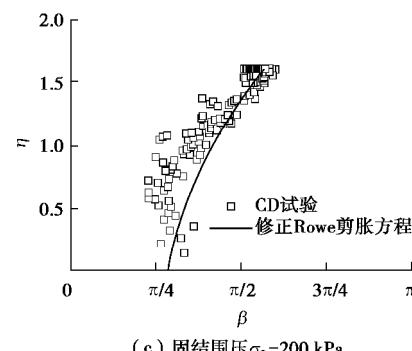
总结固结排水试验中 $c_w = 0.35\%$ 纤维含量下的纤维加筋砂土的临界状态参数, 如表 3 所示。根据纤维加筋砂土临界状态参数, 对 $c_w = 0.35\%$ 纤维含量下的加筋砂的剪胀角-应力比曲线进行数学模拟, 不同围压下的模拟结果与试验结果对比如图 8 所示, 从图中可以看出根据本文所建立的纤维加筋砂土的剪胀方程得到的模拟曲线与试验结果具有良好的一致性。



(a) 固结围压 $\sigma_3 = 50$ kPa



(b) 固结围压 $\sigma_3 = 100$ kPa



(c) 固结围压 $\sigma_3 = 200$ kPa

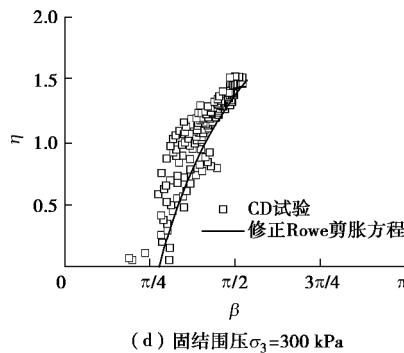
图8 纤维加筋砂($c_w=0.35\%$)试验与模拟

Fig. 8 Tests and simulation of fiber-reinforced sand

表3 纤维加筋砂土临界状态参数

Table 3 Critical state parameters of fiber-reinforced sand

材料	黏聚力 c/kPa	内摩角 $j/^\circ$	临界状态 应力比
纯砂	0	32	1.25
$c_w=0.35\%$ (50 kPa, 100 kPa)	5.9	48	1.65
$c_w=0.35\%$ (200 kPa, 300 kPa)	5.9	31	1.38

4 结 论

基于“从试验到模型”的研究思路,本文主要以聚丙烯纤维加筋砂土为主要研究对象,针对不同纤维含量的加筋南京细砂进行了一系列室内试验研究,揭示纤维加筋砂土的剪胀规律。主要结论如下:

(1)深入分析了纤维加筋砂土的强度变化与体积变化之间的关系及其剪胀机理。通过对比纤维加筋砂土和纯砂的强度包线,推导了纤维对土的内在约束应力。

(2)将外力克服剪胀阻力需要做的额外功分解为由土颗粒运动和加筋纤维变形所致两部分所消耗的能量,再利用约束应力表示与加筋纤维变形有关的耗散能。

(3)基于最小比能原理推导了聚丙烯纤维加筋砂土的最小比能系数,建立了纤维加筋砂土的剪胀方程,从本质上可描述纤维加筋砂土的剪胀规律。

(4)利用所提出的剪胀方程模拟了实际的试验结果,表明该剪胀方程所描述的规律与试验结果具有良好的一致性。

参考文献:

- WALDRON L J. Shear resistance of root-permeated homogeneous and stratified soil[C]// Soil Science Society of America Proceedings. 1977, 41: 843-849.
- PARK T, TAN A S. Enhanced performance of reinforced soil walls by the inclusion of short fiber[J]. Geotext Geomembr, 2005, 23(4): 348-361.
- 施斌, 唐朝生, 蔡奕. 聚丙烯纤维加筋土工程性质分析[J]. 工程地质学报, 2006(增刊1): 320-325. (SHI Bin, TANG Chao-sheng, CAI Yi, et al. Analysis of engineering properties of polypropylene reinforced soil[J]. Journal of Engineering Geology, 2006(S1): 320-325. (in Chinese))
- BHARDWAJ K, MANDAL N. Study on polypropylene fiber reinforced fly ash slopes[C]// 12th Int conf of int assoc for comp meth and advan in geomech (IACMAG). Goa, 2008.
- JIANG H, CAI Y, LIU J. Engineering properties of soils reinforced by short discrete polypropylene fiber[J]. J Mater Civ Eng, 2010, 22(12): 1315-1322.
- GRAY H, AL-REFEAI T. Behavior of fabric versus fiber reinforced sand[J]. J Geotech Engrg ASCE, 1986, 112(8): 804-820.
- CONSOLI N C, HEINECK K S, CASAGRANDE M D T, et al. Shear strength behavior of fiber-reinforced sand considering triaxial tests under distinct stress paths[J]. J Geotech Geoenviron Eng, 2007, 133(11): 1466-1469.
- MICHALOWSKI R L. Limit analysis with anisotropic fiber-reinforced soil[J]. Géotechnique, 2008, 58(6): 489-501.
- CONSOLI N C, CASAGRANDE M D T, COOP M R. Performance of fibre-reinforced sand at large shear strains[J]. Géotechnique, 2007, 57(9): 751-756.
- SANTOS S D, CONSOLI N C, BAUDET B A. The mechanics of fibre-reinforced sand[J]. Géotechnique, 2010, 61(10): 791-799.
- MICHALOWSKI R L, ZHAO A. Failure of fiber-reinforced granular soils[J]. J Geotech Engrg, 1996, 122(3): 226-234.
- MICHALOWSKI R L, CERMAK J. Triaxial compression of sand reinforced with fibers[J]. J Geotech Geoenviron Eng, 2003, 129(2): 125-136.
- MICHALOWSKI R L. Limit analysis with anisotropic fiber-reinforced soil[J]. Géotechnique, 2008, 58(6): 489-501.
- ZORNBERG J G. Discrete framework for limit equilibrium analysis of fiber-reinforced soil[J]. Géotechnique, 2002, 52(8): 593-604.
- LI C. Mechanical response of fiber-reinforced soil[D]. Austin: Univ of Texas, 2005.
- NAJJAR S, SADEK S, ALCOVERO A. Quantification of model uncertainty in shear strength predictions for fiber-reinforced sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, 139(1): 116-133.

- [17] REYNOLDS O. On the dilatancy of media composed of rigid particles in contact with experimental illustrations[J]. *Philosophical Magazine*, 1885, **20**(5): 469 – 481.
- [18] 张建民. 砂土的可逆性和不可逆性剪胀规律[J]. *岩土工程学报*, 2000, **22**(1): 12 – 17. (ZHANG Jian-min. A constitutive model for evaluating small to large cyclic strains of saturated sand during liquefaction process[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2004, **26**(4): 546 – 552. (in Chinese))
- [19] 罗 汀, 高智伟, 万 征, 等. 土剪胀性的应力路径相关规律及其模拟[J]. *力学学报*, 2010, **42**(1): 93 – 101. (LUO Ding, GAO Zhi-wei, WAN Zheng, et al. Influence of the stress path on dilatancy of soils and its modeling[J]. *Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics*, 2010, **42**(1): 93 – 101. (in Chinese))
- [20] 姚仰平, 张丙印, 朱俊高. 土的基本特性、本构关系及数值模拟研究综述 [J]. *土木工程学报*. 2012, **45**(3): 127 – 150. (YAO Yang-ping, ZHANG Bing-yin, ZHU Jun-gao. Behaviors, constitutive models and numerical simulation of soils[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2012, **45**(3): 127 – 150. (in Chinese))
- [21] ROWE P W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact[C]// *Proceedings of the Royal Society of London, Series A*. 1962, **269**: 500 – 527.
- [22] 包承纲, 丁金华. 纤维加筋土的研究和工程应用[J]. *土工基础*, 2012, **26**(1): 80 – 83. (BAO Cheng-gang, DING Jin-hua. Researches and applications of fiber reinforced soils[J]. *Soil Engineering and Foundation*, 2012, **26**(1): 80 – 83. (in Chinese))
- [23] KAUR A, KUMAR A. Bearing capacity of eccentrically-obliquely loaded footings resting on fiber-reinforced sand[J]. *Geotechnical and Geological Engineering*, 2014, **32**(1): 151 – 166.
- [24] MAHER M H, HO Y C. Mechanical properties of kaolinite/fiber soil composite[J]. *J Geotech Engrg*, 1994, **120**(8): 1381 – 1393.
- [25] 李广信, 陈 轮, 郑继勤, 等. 纤维加筋黏性土的试验研究[J]. *水利学报*, 1995(6): 31 – 36. (LI Guang-xin, CHEN Lun, ZHENG Ji-Qin. Experimental study on fiber-reinforced cohesive soil[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1995(6): 31 – 36. (in Chinese))
- [26] ROSCOE K H, SCHOFIELD A N, THURAIRAJAH A. Yielding of clay in states wetter than critical[J]. *Géotechnique*, 1963, **13**(3): 211 – 240.
- [27] ROSCOE K H, BURLAND J B. "On the generalized stress-strain behavior of "Wet" clay," in *Engineering Plasticity*[M]. Cambridge: Cambridge University Press, 1968: 535 – 609.
- [28] NAKAI T. Isotropic hardening elasto-plastic model for sand considering the stress path dependency in three-dimensional stresses [J]. *Soils and Foundations*, 1989, **29**(1): 119 – 137.
- [29] WOOD D Muir. *Soil behaviour and critical state soil mechanics*[M]. Cambridge: Cambridge University Press, 1990.
- [30] DIAMBRA A, IBRAIM E, WOOD D Muir, et al. Fibre reinforced sands: experiments and modeling[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2010, **28**: 238 – 250.

DOI: 10.11779/CJGE201812013

不同直径盾构隧道地层损失率的对比研究

吴昌胜^{1, 2}, 朱志铎^{*1, 2}

(1. 东南大学交通学院, 江苏 南京 210096; 2. 江苏省城市地下工程与环境安全重点实验室(东南大学), 江苏 南京 210096)

摘要: 地层损失率是引起地面沉降最主要的因素之一。因此, 收集了国内盾构隧道地面最大沉降实测数据, 利用 Peck 公式反推得到地层损失率的取值, 研究大直径($D>10$ m)与中小直径盾构隧道地层损失率的分布规律及主要影响因素。结果表明: ①中小直径、大直径盾构隧道引起的地层损失率分别有 93.19% 在 0%~2.0%、近 70% 在 0%~0.5% 之间, 大直径盾构隧道施工引起的地层损失率数值更小, 分布更集中; ②中小直径、大直径盾构隧道引起的地层损失率分别随着地层条件变好、地层渗透性的变小而减小; ③两种直径盾构隧道的地面最大沉降与地层损失率均具有一定的线性相关性; ④隧道覆土深度比与地层损失率的相关性较弱; ⑤中小直径盾构隧道引起的地层损失率随着地层黏聚力、内摩擦角以及弹性模量的增大而逐渐减小。研究成果可为今后相关地区类似隧道工程施工诱发的地面沉降预测和施工控制提供科学参考。

关键词: 盾构隧道; 直径; 地面沉降; 地层损失率; 影响因素

中图分类号: TU45 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2018)12-2257-09

作者简介: 吴昌胜(1985-), 男, 博士研究生, 主要从事隧道与地下工程等方面的研究工作。E-mail: shengchangwu@126.com

Comparative study on ground loss ratio due to shield tunnel with different diameters

WU Chang-sheng^{1, 2}, ZHU Zhi-duo^{1, 2}

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. Jiangsu Key Laboratory of Urban Underground Engineering & Environmental Safety, Nanjing 210096, China)

Abstract: The ground loss ratio is one of the main factors causing ground surface settlements. The measured data of the maximum ground settlement from some areas of China are collected. The ground loss ratios are obtained through back analysis of Peck formulas. The distribution and influence factors of the ground loss ratio due to large- and small-diameter shield tunnels are studied, respectively. The results show that: (1) About 93.19% of the ground loss ratio caused by small-diameter shield tunnel ranges from 0% to 2.0%, while about 70% of the ground loss ratio due to large-diameter ($D>10$ m) shield tunnel is 0%~0.5%. The ground loss ratio owing to large-diameter shield tunnel is smaller, and the distribution is more concentrated compared with that of the small-diameter shield tunnel. (2) The ground loss ratio induced by small-diameter shield tunnel decreases as the soil conditions get better, while the ground loss ratio induced by large-diameter shield tunnel decreases with the decrease of permeability coefficient. (3) There is a certain correlation between the maximum ground settlement and the ground loss ratio, and the control of ground loss ratio resulting from small-diameter shield tunnel in soft soils is the most difficult. (4) The ground loss ratio has no obvious connection with the ratio of cover depth to diameter. (5) The ground loss ratio induced by small-diameter shield tunnel decreases with the increase of the cohesion, internal friction angle and modulus of elasticity. The results can provide scientific references for the prediction and control of ground settlement induced by similar tunnel construction in the future.

Key words: shield tunnel; diameter; ground settlement; ground loss ratio; influence factor

0 引言

目前, 中国盾构隧道建设正处于快速发展阶段, 尤其是跨江越海的长距离大直径盾构隧道的建设规模不断扩大。盾构法修建隧道具有施工安全、机械化程

度高和对周围环境影响小等优点, 但是仍然无法避免

基金项目: 国家重点基础研究发展计划项目(2015CB057803)

收稿日期: 2017-11-15

*通讯作者(E-mail: zhuzhiduo@seu.edu.cn)

地面的沉降变形,进而影响地面建筑物、路面以及地下管线的正常使用和结构安全。因此,如何准确预测和控制盾构隧道的地面沉降一直是研究的重点与难点。地层损失是引起地面沉降最主要的因素之一,工程上常用地层损失率表示^[1]。地层损失率是指单位土体损失体积与实际开挖土体体积的比值,它可以综合反映施工方法、地层条件、支护时间、施工管理质量和技术水平对地面沉降的影响。马险峰等^[2]离心模型试验结果显示地层损失率越大,施工期和工后地面沉降越大,可以通过控制地层损失率将地面沉降控制在所需标准之内。因此,对地层损失率的研究具有重要的工程意义。

Peck^[3]首次提出地层损失的概念,在不排水条件下,利用 Peck 公式反分析可以得到地层损失率与最大沉降、地面沉降槽宽度系数以及开挖半径之间的关系。此后,国内外学者对地层损失进行了进一步研究。Mair 等^[4]、Loganathan^[5]研究了地层损失的组成, Klar 等^[6]、Vu 等^[7]提出了开挖面地层损失的计算方法, Palmer 等^[8]基于倒易定理推到了地层损失的计算公式。姜忻良等^[9]分析了地层损失的主要影响因素,魏纲^[10]给出了地层损失率取值的 4 种方法。以上理论分析方法都存在特定的适用条件,且其中的某些参数取值仍然依赖于经验值。因此,基于实测数据的 Peck 反分析推得地层损失率经验值是比较精确和广泛应用的方法^[11]。O'Reilly 等^[12]统计分析了英国地区地层损失率取值范围为 0.5%~2.5%,砂土可取 0.5%,软土可取 1%~2.5%。McCabe 等^[13]反分析得到冰碛土的地层损失率为 0.21%~1.66%。Zhang 等^[14]同样通过对实测沉降数据的反分析得到了成都地铁砂卵石地层的地层损失率为 0.87%~0.96%。国内相关学者^[15-17]收集了国内隧道施工过程中的实测数据,研究了不同施工方法下隧道施工诱发的地面沉降的变化趋势,并分析了施工参数的分布规律以及变化特征。

通过已有研究成果可以看出,地层损失率对于控制盾构隧道施工引起的地面沉降具有非常重要的意义。但是,地层损失率的解析法应用有一定的局限性,利用 Peck 公式的反分析方法推得地层损失率已经得到了广泛的认可和应用,成为了目前研究地层损失率最有效的手段。此外,国内外对于地层损失率取值的研究主要是基于直径为 6 m 左右的中小直径盾构隧道施工的基础上,而对建设规模越来越大的大直径($D>10$ m)盾构隧道施工引起的地层损失率的研究成果相对较少。本文在前人研究的基础上,对中小直径盾构隧道实测数据进行了大量扩充,并收集了国内公开发表的大直径盾构隧道施工引起的地面沉降实测数据,利用 Peck 公式反分析的方法获得地层损失率的取

值,并考虑不同地层条件,统计对比分析大直径与中小直径盾构隧道施工引起的地层损失率,主要研究:①盾构隧道施工引起的地层损失率的取值及分布规律;②大直径和中小直径盾构隧道施工引起的地层损失率的异同;③地层损失率的影响因素。

1 盾构隧道地层损失率统计分析

1.1 实测数据

此次搜集的大直径盾构隧道工程主要为上海、南京、武汉、杭州等越江隧道,北京地下直径线、扬州瘦西湖隧道和广州狮子洋隧道,对中小直径盾构隧道实测数据进行了大量扩充。本文选取符合 Peck 公式的数值,利用反分析的方法获得地层损失率的取值。由于 Peck 公式的条件是不排水,即不考虑土体的排水固结,根据文献[10, 18]的研究结果作为区分施工沉降和固结沉降的依据:取地面沉降随时间变化的沉降速率转折点或盾尾通过后 4~8 d 作为界限。具体所收集的数据和反分析结果见表 1,表中数据未包含土体固结引起的地层损失率。

1.2 实测数据的统计分析

经过对上述地区实测数据的统计,直径 6 m 左右的中小直径盾构隧道施工引起的地层损失率平均值为 0.998%,最大值为 3.79%,最小值为 0.03%,都位于软土地层中,分别出现在杭州和宁波地区;地面沉降槽宽度系数 k 均小于 1.0,在 0.13~0.97 之间,平均值为 0.506。大直径($D>10$ m)盾构隧道施工引起的地层损失率平均值为 0.53%,最大值为 3.36%,最小值为 0.02%;地面沉降槽宽度系数 k 同样均小于 1.0,分布在 0.13~0.74 之间,平均值为 0.38。可以看出,大直径($D>10$ m)盾构隧道施工引起的地层损失率和沉降槽宽度系数整体上均小于中小直径盾构隧道的地层损失率和沉降槽宽度系数。

表 1 给出了各地区中小直径与大直径($D>10$ m)盾构隧道施工引起的地层损失率和沉降槽宽度系数的范围及平均值,可为各地区即将建设的盾构隧道的设计与预测提供参考。从表 1 中可以看出,杭州和郑州地区地层损失率很大,合肥、苏州、西安、武汉、深圳等地区地层损失率均大于 1.0%。从地层条件看,这些地区大多处于软土、膨胀土、黄土地层。而北京、上海、广州、南京等地区由于经验丰富、盾构施工水平较高,引起的地层损失率相对较小。各地区的大直径盾构隧道地层损失率均小于 1.0%,其中南京、武汉地区地层损失率最大,上海地区引起的地层损失率较小。表 1 中其他地区由于样本数较少,难以准确反映当地地层损失率,需要进一步积累相关资料。另外,分析表中沉降槽宽度系数,绝大部分在 0.3~0.5 之间,

表1 国内实测数据反分析结果
Table 1 Back analysis results of measured data from some areas of China

文献	地区	地层特征	样本数	H/D	S _{max} /mm	V _l /%	V _{lav} /%	k	k _{av}	
中小直径盾构隧道	[16, 17]	长沙	粉质黏土、细砂、强风化、中风化泥质粉砂岩、板岩、砾岩	110	1.76~4.34	3.14~26.43	0.15~3.18	0.86	0.26~0.82	0.48
	[19, 20]	合肥	粉土、粉细砂、粉质黏土、强风化、中风化泥质砂岩	103	1.68~3.16	5.4~23.13	0.33~2.13	1.12	0.43~0.74	0.59
	[15~17, 21]	南京	淤泥质黏土、粉质黏土、粉细砂、强风化、中风化泥质砂岩	43	1.89~2.37	1.41~48.03	0.08~3.07	0.87	0.32~0.80	0.55
	[16, 17]	苏州	黏土、粉质黏土、粉土、粉砂	36	1.25~3.10	3.54~29.31	0.32~2.67	1.06	0.33~0.88	0.59
	[16, 17, 22]	宁波	淤泥质黏土、粉质黏土、粉砂	33	1.96~3.24	1.1~49.76	0.03~2.41	0.89	0.30~0.92	0.49
	[16, 17, 23]	上海	粉质黏土、淤泥质黏土、粉土	27	0.93~3.15	2.22~65.41	0.06~2.02	0.54	0.18~0.64	0.34
	[24, 25]	成都	粉土、卵石土	27	1.86~3.39	9.02~22.4	0.32~2.13	0.66	0.13~0.57	0.39
	[26~28]	杭州	粉土、粉砂、淤泥质粉质黏土、粉质黏土	24	2.48~3.03	3.47~77.13	0.34~3.79	2.11	0.30~0.77	0.46
	[15~17]	广州	全风化、强风化、中风化砂岩	24	1.59~4.14	3.71~22.6	0.20~2.45	0.95	0.32~0.68	0.49
	[15~17]	北京	粉质黏土、粉土、粉细砂、中粗砂、卵石	23	2.15~3.23	3.16~15.94	0.27~1.71	0.83	0.27~0.84	0.46
	[16, 17, 29]	西安	新黄土、老黄土	20	2.48~3.65	4.19~30.54	0.32~1.81	1.09	0.42~0.55	0.45
	[15, 16]	深圳	砂层、粉质黏土、全风化花岗岩	16	1.59~3.18	7.36~34.24	0.41~3.01	1.18	0.15~0.93	0.46
	[15, 16]	武汉	粉细砂、粉质黏土、粉砂质泥岩	15	2.14~4.00	4.35~49.95	0.34~2.19	1.25	0.31~0.38	0.35
	[30, 31]	南宁	黏土、粉质黏土、粉土、砂砾石、粉砂质泥岩、泥质粉砂岩	11	1.07~2.87	7.03~32.2	0.46~1.48	0.77	0.47~0.97	0.63
	[15, 16]	沈阳	中粗砂、砾砂	10	1.84~2.63	2.48~16.36	0.07~1.09	0.51	0.15~0.72	0.38
	[32, 33]	长春	粉质黏土、黏土、砾砂、中粗砂、全风化、强风化泥岩	7	2.01~2.85	8.77~21.22	0.50~1.60	0.97	0.42~0.74	0.54
	[15, 16]	郑州	粉土、粉质黏土	7	2.72~2.88	12.02~25.5	1.00~3.15	2.09	0.60~0.88	0.74
	[16, 17]	昆明	粉质黏土、圆砾、黏土	6	1.84~2.44	23.01~29.11	0.91~0.99	0.95	0.29~0.39	0.34
	[15~17]	天津	粉土、粉质黏土	2	1.66~1.85	28.6~36.2	1.3~1.56	1.43	0.47~0.55	0.51
	[16, 17]	无锡	黏土、粉质黏土、粉土	1	2.35	10.77	0.83	0.83	0.65	0.65
大直径盾构隧道	[34~36]	北京	粉质黏土、粉土、粉细砂、中粗砂	34	1.03~2.34	6.6~36.4	0.08~1.04	0.40	0.13~0.74	0.41
	[10, 37]	杭州	粉砂夹粉土、淤泥质粉质黏土、粉质黏土、粉细砂、圆砾	25	1.80~2.74	7.5~34.32	0.10~1.02	0.39	0.25~0.40	0.31
	[38~41]	上海	粉质黏土、淤泥质黏土、粉土	22	1.17~3.17	2.5~52.9	0.02~0.72	0.21	0.15~0.6	0.27
	[42~44]	武汉	黏土、粉土、粉质黏土、粉细砂、中粗砂	14	1.05~4.09	5.1~77	0.29~3.36	1.28	0.25~0.64	0.53
	[45~47]	南京	淤泥质粉质黏土、粉土	9	1.13~3.50	21.9~92.2	0.22~3.30	0.96	0.20~0.30	0.37
	[48, 49]	扬州	粉砂、黏土	5	1.51	5.4~10.63	0.06~0.27	0.14	0.46~0.60	0.51
	[50]	广州	淤泥质土、粉细砂、粗砂	1	1.87	38.4	0.67	0.67	0.33	0.33

注: H为隧道轴线埋深(m); D为隧道开挖直径(m); S_{max}为地面最大沉降量(mm); V_l为地层损失率(%); V_{lav}为地层损失率平均值(%); k为沉降槽宽度系数; k_{av}为沉降槽宽度系数平均值。

在样本数大于 10 的地区中,仅有合肥、苏州和南宁的沉降槽宽度系数在 0.6 附近。同样可以发现,大直径盾构隧道的沉降槽宽度系数要小于相应地区中小直径盾构隧道的沉降槽宽度系数。

图 1 为中小直径盾构隧道与大直径盾构隧道施工引起的地层损失率的统计分布图。

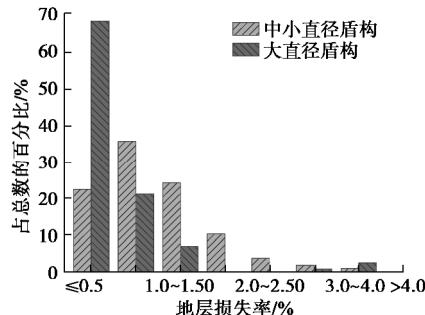


图 1 地层损失率统计分布图

Fig. 1 Statistical distribution of ground loss ratio

如图 1 所示,中小直径盾构隧道施工引起的地层损失率 93.19% 分布于 0~2.0% 之间,与之相比,大直径盾构隧道施工引起的地层损失率大多集中于 0~0.50% 之间,占总数的近 70%,其次集中于 0.5%~1.0% 之间,占总数的 21.24%。大直径盾构隧道地层损失率较大的实例, $V_l=2.51\%$ 和 $V_l=3.30\%$ 的实例主要是先施工隧道与后施工隧道间隔较短,受到后施工隧道的影响较大。 $V_l=3.36\%$ 和 $V_l=3.12\%$ 的两个实例主要是盾构隧道下穿武九铁路,列车频繁通过,对土体施加循环动荷载的影响较大。由于此 4 个实例地层损失率明显较大,文后分析时均未考虑。

与中小直径盾构隧道相比,大直径 ($D>10\text{ m}$) 盾构隧道引起的地层损失率更小,分布更集中。从地层损失率累计发生概率图(图 2)更能明显的看出此现象。分析认为有以下 4 种原因可能造成此现象:①在盾构隧道施工过程中要对地面隆沉进行严格监测,在相同地面沉降控制值时,大直径盾构隧道的开挖面积要远远大于中小直径盾构隧道的开挖面积,大直径盾构隧道的地层损失率必然更小。②大直径盾构直径增大而盾构长度变化不大,盾构机的灵敏度得到了较大的提高,有利于盾构机掘进姿态的控制。③Peck 公式的实质是将隧道开挖引起的所有地层损失视为一个位于隧道中心点的地层损失,即认为隧道开挖后周围土体均向隧道中心点收敛。这种假定在开挖半径较小时是合适的,当开挖半径较大时就不可避免的受到隧道实际收敛情况的影响,再使用 Peck 公式会产生误差。④大直径盾构机生产中在电气和机械等方面进行了针对性设计和改进^[51]。

2 地层损失率影响因素分析

为了进一步研究地层损失率的影响因素,将收集

到的数据按照盾构穿越土层的不同划分为软土层、砂土层、砂卵石层、膨胀土层、黄土层、岩层以及复合土层,研究不同地层条件下大直径盾构与中小直径盾构隧道不同因素与地层损失率的相关性。

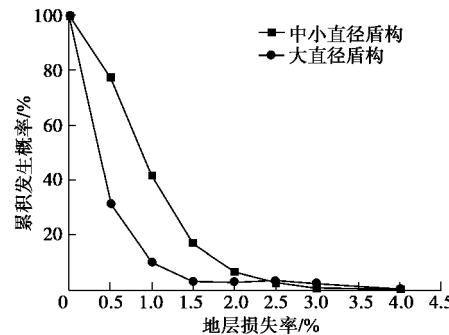


图 2 地层损失率累计发生概率

Fig. 2 Curves of accumulative frequency of ground loss ratio

2.1 地层条件与地层损失率的相关性

表 2 为不同地层条件下实测数据的统计结果。从表 2 可以看出,中小直径盾构隧道引起的地层损失率大体上随着地层条件变好而减小,大直径盾构引起的地层损失率随着地层渗透性的变小而减小。此外,在同一土层条件下,绝大多数都符合大直径盾构隧道的地层损失率小于中小直径盾构隧道的地层损失率。

表 2 不同地层条件下实测数据统计结果

Table 2 Results of measured data under different soils

穿越土层	样本数	S_{\max} /mm	H/D	V_l /%	V_{lat} /%
软土层	中小直径	175	1.1~77.13	1.25~3.24	0.03~3.79
	大直径	55	2.50~52.9	1.13~3.17	0.02~2.72
砂土层	中小直径	34	2.48~49.95	1.84~3.17	0.07~2.19
	大直径	43	5.10~77.0	1.03~4.09	0.08~1.43
砂卵石层	中小直径	28	6.0~22.40	1.86~3.39	0.32~2.13
	大直径	8	15.80~43.5	1.88~3.02	0.55~2.55
复合土层	中小直径	53	1.41~34.24	1.59~4.14	0.08~1.99
	大直径	121	3.14~22.45	1.76~4.34	0.15~2.17
黄土层	中小直径	20	4.19~30.54	2.48~3.65	0.32~1.81
	大直径	114	5.40~23.13	1.07~3.16	0.33~2.01
膨胀土层	中小直径	114	5.40~23.13	1.07~3.16	0.33~2.01
	大直径	114	5.40~23.13	1.07~3.16	0.33~2.01

2.2 地面最大沉降与地层损失率的相关性

图 3 所示为不同地层条件下地面最大沉降随地层损失率的变化情况。从图中可以看出:①地面最大沉降随着地层损失率的增大而增大,两者之间具有一定的线性相关性,确定系数 R^2 相对不高的原因可能是搜集到的数据来源于不同工程,外部环境、管理水平、施工经验等存在差异造成。②中小直径盾构隧道在软土层中引起的地面最大沉降较在其他土层中离散性更

大, 数值上总体也较大, 有部分甚至超过规定的控制值。表明软土层中地层损失率的控制难度相对于其他土层要稍大。③在软土层、砂土层、砂卵石层中, 大直径盾构均要大于中小直径盾构的地面最大沉降, 但地层损失率却要小于中小直径盾构隧道。

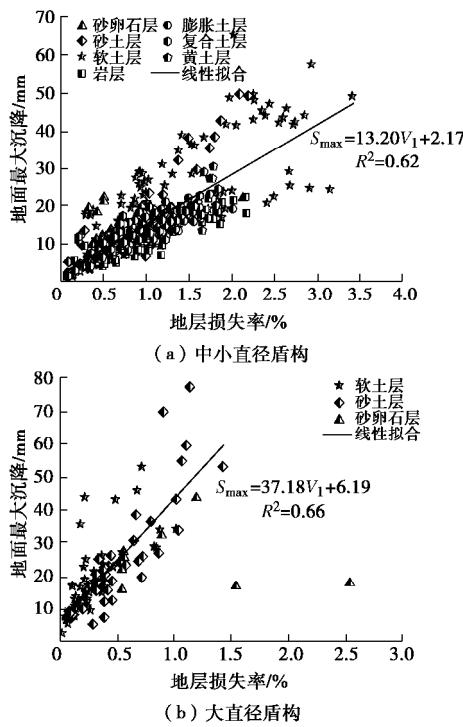


图3 地面最大沉降与地层损失率的关系

Fig. 3 Relationship between maximum ground settlement and ground loss ratio

2.3 覆土深度比与地层损失率的相关性

覆土深度比 (C/D) 是指隧道上覆土厚度 (C) 与隧道开挖直径 (D) 的比值。图 4 所示为覆土深度比与地层损失率的相关性。从图中可以得出, 中小直径和大直径盾构隧道的地层损失率离散性均较大, 难以用一个有效的函数关系式进行拟合, 表明隧道覆土深度比对地层损失率虽具有一定影响, 但此单因素影响较弱。

图 4 (a) 所示, 中小直径盾构隧道随着 C/D 的增加, 地层损失率整体上呈现先增大后减小的趋势。很少出现超浅埋 ($C/D \leq 1.1$) 的情况, 浅埋 ($1.1 < C/D \leq 2.0$) 与深埋 ($2.0 \leq C/D$) 情况下地层损失率差别不大, 但当 $C/D > 2.5$ 之后整体上还是呈现出减小的趋势。图 4 (b) 所示, 大直径盾构隧道地层损失率与 C/D 相关性不明显, 在超浅埋、浅埋和深埋情况下地层损失率没有可比性, 但同样可以发现, 当 $C/D > 2.5$ 之后整体上开始呈现出减小的趋势。因此可以认为当 $C/D < 2.5$ 时, 地层损失率对施工时引起的土体扰动更敏感, 更多的受到施工水平的影响。当 $C/D > 2.5$ 之后,

盾构隧道地层损失率随着隧道覆土深度比的增大而减小。中小直径盾构隧道的 C/D 主要在 1.0~3.0 之间, 地层损失率主要 $< 3.0\%$, 相比而言, 大直径盾构隧道的 C/D 主要在 0.5~3.0 之间, 但地层损失率绝大部分都 $< 1.5\%$, 表明随着开挖直径的增大, 地层损失率变化范围减小, 开挖直径的影响逐渐增强。

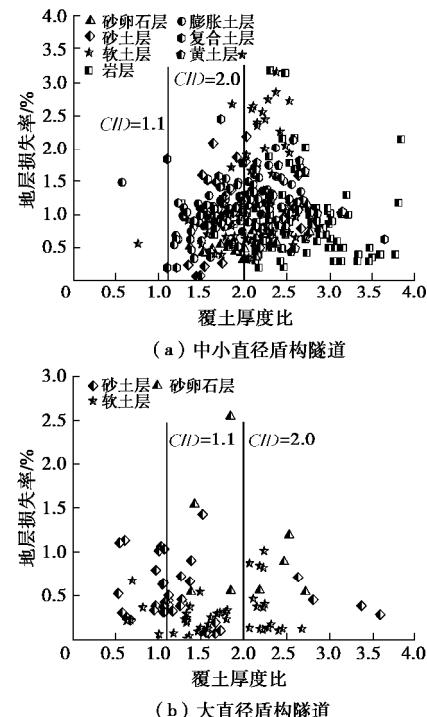


图4 覆土深度比与地层损失率的关系

Fig. 4 Relationship between ratio of cover depth to diameter and ground loss ratio

2.4 黏聚力与地层损失率的相关性

图 5 所示为地层黏聚力与地层损失率的相关性。图中大直径盾构隧道的黏聚力一般较小, 地层损失率大部分小于 1.0%, 可能是由于大直径盾构隧道多是来自富水地层中。但由于大直径盾构隧道样本数较少, 仅对中小直径盾构的数据进行分析。从图中分段平均值可以得出, 中小直径盾构隧道引起的地层损失率随着地层黏聚力的增大而逐渐减小。当地层黏聚力大于 40 kPa 时, 地层损失率绝大部分都小于 1.0%, 主要来源于板岩和砾岩地层; 当地层黏聚力小于 40 kPa 时, 地层损失率分布相对离散, 主要来源于粉土、黏土和黄土地层。

2.5 内摩擦角与地层损失率的相关性

图 6 所示为地层内摩擦角与地层损失率的相关性。图中大直径盾构隧道的样本数较少, 仅对中小直径盾构的数据进行分析。从图中分段平均值可以得出, 中小直径盾构隧道引起的地层损失率随着地层内摩擦角的升高而逐渐降低, 降幅越来越小, 说明内摩擦角对地层损失率的影响逐渐减弱。因此当地层内摩擦角

大于 35° 以后, 受到其他因素的影响, 地层损失率会出现变大的情况。

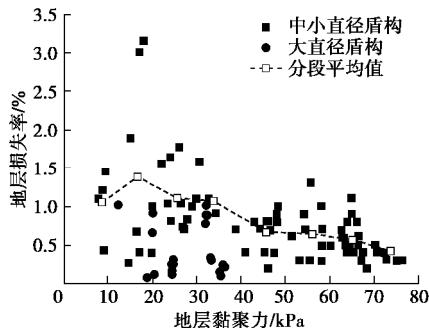


图 5 黏聚力与地层损失率的关系

Fig. 5 Relationship between cohesion and ground loss ratio

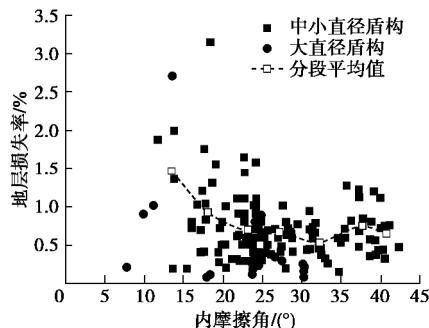


图 6 内摩擦角与地层损失率的关系

Fig. 6 Relationship between internal friction angle and ground loss ratio

2.6 地层弹性模量与地层损失率的相关性

图 7 所示为地层弹性模量与地层损失率的关系。图中大直径盾构隧道的样本数仍然较少, 仍仅对中小直径盾构的数据进行分析。从图中分段平均值可以看出, 地层损失率随着弹性模量的增大同样逐渐减小, 降幅也越来越小, 说明弹性模量对地层损失率的影响逐渐减弱。因此当地层弹性模量超过 30 MPa 以后, 受到其他因素的影响, 地层损失率的值会出现波动。

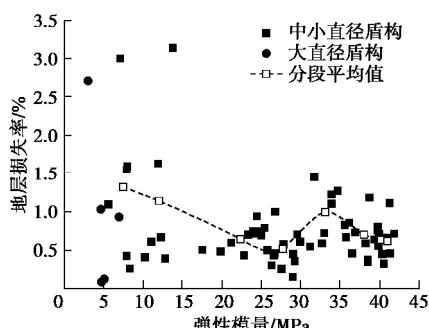


图 7 弹性模量与地层损失率的关系

Fig. 7 Relationship between modulus of elasticity and ground loss ratio

3 结 论

(1) 中小直径盾构隧道施工引起的地层损失率

93.19% 分布于 0~2.0% 之间, 平均值为 0.998%, 地面沉降槽宽度系数在 0.13~0.97 之间, 平均值为 0.506。大直径盾构隧道施工引起的地层损失率近 70% 分布于 0~0.5% 之间, 平均值为 0.53%, 地面沉降槽宽度系数分布在 0.13~0.74 之间, 平均值为 0.38。大直径盾构隧道施工引起的地层损失率和沉降槽宽度系数整体上均小于中小直径盾构隧道的地层损失率和沉降槽宽度系数。

(2) 中小直径和大直径盾构隧道引起的地层损失率分别随着地层条件变好、地层渗透性变小而减小。

(3) 两种直径盾构隧道的地面最大沉降与地层损失率之间均具有一定的线性相关性, 中小直径盾构隧道地层损失率的控制难度在软土层中较其他土层中要稍大。

(4) 隧道覆土深度比与地层损失率的相关性较弱; 中小直径盾构引起的地层损失率随着地层抗剪强度(黏聚力、内摩擦角)和弹性模量的增大逐渐减小。

(5) 文中所得结论需要进一步积累相关资料进行验证, 可以进一步研究隧道直线段和曲线段、双线隧道开挖、土仓压力、注浆压力、注浆率、掘进速度、地下水位变化对地层损失率的影响。另外, 本文所利用的 Peck 公式反分析得到地层损失率的方法虽然已在盾构隧道设计施工中被认可并广泛使用, 但此方法还需经过土体实际开挖体积与建成隧道体积计算出的实际地层损失率的验证。

参 考 文 献:

- [1] HE C, FENG K, FANG Y, et al. Surface settlement caused by twin-parallel shield tunnelling in sandy cobble strata[J]. Journal of Zhejiang University (Science A), 2012, 13(11): 858~869.
- [2] 马险峰, 王俊淞, 李削云, 等. 盾构隧道引起地层损失和地表沉降的离心模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(5): 942~947. (MA Xian-feng, WANG Jun-song, LI Xiao-yun, et al. Centrifuge modeling of ground loss and settlement caused by shield tunnelling in soft ground[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(5): 942~947. (in Chinese))
- [3] PECK R B. Deep excavations and tunneling in soft ground[C]// Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico, 1969: 225~290.
- [4] MAIR R, TAYLOR R, Theme lecture: bored tunnel in the urban environment[C]// Proceeding of the Fourteenth International Conference on Soil mechanics and Foundation

- Engineering. Hamburg: Balkema, 1997: 2353 - 238.
- [5] LOGANATHAN N. An innovative method for assessing tunnelling-induced risks to adjacent structures[C]// PB 2009 William Barclay Parsons Fellowship Monograph 25. New York: Parsons Brinckerhoff Inc, 2011: 92.
- [6] KLAR A, KLEIN B. Energy-based volume loss prediction for tunnel face advancement[J]. *Géotechnique*, 2014, **64**(10): 776 - 786.
- [7] VU M N, BROERE W, BOSCH J W. Volume loss in shallow tunneling[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2016, **59**(10): 77 - 90.
- [8] PALMER A C, MAIR R J. Ground movements above tunnels: a method for calculating volume loss[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2011, **48**(3): 451 - 457.
- [9] 姜忻良, 赵志民, 李园. 隧道开挖引起土层沉降槽曲线形态的分析与计算[J]. 岩土力学, 2004, **25**(10): 1542 - 1544. (JIANG Xin-liang, ZHAO Zhi-min, LI Yuan. Analysis and calculation of surface settlement trough profiles due to tunneling[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2004, **25**(10): 1542 - 1544. (in Chinese))
- [10] 魏纲. 盾构隧道施工引起的土体损失率取值及分布研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(9): 1354 - 1361. (WEI Gang. Selection and distribution of ground loss ratio induced by shield tunnel construction[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2010, **32**(9): 1354 - 1361. (in Chinese))
- [11] 王振信. 盾构施工对环境的影响[J]. 地下工程与隧道, 2008, **22**(4): 1 - 4. (WANG Zhen-xin. The environmental impact of shield tunnel construction[J]. *Underground Engineering and Tunnels*, 2008, **22**(4): 1 - 4. (in Chinese))
- [12] O'REILLY M P, NEW B M. Settlements above tunnels in the United Kingdom: their magnitude and prediction[C]// Proc Tunnelling 82, Institution of Mining and Metallurgy. London, 1982: 173 - 181.
- [13] MCCABE B A, ORR T L, REILLY C C. Settlement trough parameters for tunnels in Irish glacial tills[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2012, **27**(1): 1 - 12.
- [14] ZHANG Z X, ZHANG H, YAN J Y. A case study on the behavior of shield tunneling in sandy cobble ground[J]. *Environmental Earth Sciences*, 2013, **69**(6): 1891 - 1900.
- [15] 韩煊, 李宁, STANDING J R. Peck 公式在我国隧道施工地面变形预测中的适用性分析[J]. 岩土力学, 2007, **28**(1): 23 - 28. (HAN Xuan, LI Ning, STANDING J R. An adaptability study of Peck equation applied to predicting ground settlements induced by tunneling in China [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, **28**(1): 23 - 28. (in Chinese))
- [16] 朱才辉, 李宁. 地铁施工诱发地表最大沉降量估算及规律分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2017, **36**(增刊1): 3543 - 3560. (ZHU Cai-hui, LI Ning. Estimation and regularity analysis of maximal surface settlement induced by subway construction[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2017, **36**(S1): 3543 - 3560. (in Chinese))
- [17] 朱才辉, 李宁. 隧道施工诱发地表沉降估算方法及其规律分析[J]. *岩土力学*, 2016, **38**(增刊2): 533 - 542. (ZHU Cai-hui, LI Ning. Estimation method and laws analysis of surface settlement due to tunneling[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, **38**(S2): 533 - 542. (in Chinese))
- [18] 张忠苗, 林存刚, 吴世明, 等. 泥水盾构施工引起的地面固结沉降实例研究[J]. *浙江大学学报*, 2012, **46**(3): 431 - 440. (ZHANG Zhong-miao, LIN Cun-gang, WU Shi-ming, et al. Case study of ground surface consolidation settlements induced by slurry shield tunneling[J]. *Journal of Zhejiang University*, 2012, **46**(3): 431 - 440. (in Chinese))
- [19] 徐小马. Peck 公式在合肥地区的适用性分析及临近既有深基础盾构施工地面沉降研究[D]. 合肥: 合肥工业大学, 2016. (XU Xiao-ma. Applicability analysis of Gauss formula in Hefei area and study on the ground subsidence of shield construction near the deep foundation[D]. Hefei: Hefei University of Technology, 2016. (in Chinese))
- [20] 代朋飞. 合肥地铁盾构法施工引起地表沉降的分析与数值模拟[D]. 合肥: 安徽建筑大学, 2016. (DAI Peng-fei. Analysis and numerical simulation on ground settlements caused by shield driven method construction in Hefei Metro[D]. Hefei: Anhui Jianzhu University, 2016. (in Chinese))
- [21] 卢昌龙. 南京地铁隧道盾构法施工地表沉降数值模拟研究[D]. 合肥: 安徽理工大学, 2014. (LU Chang-long. Numerical simulation analysis of surface settlement caused by Nanjing subway construction[D]. Hefei: Anhui University of Science and Technology, 2014. (in Chinese))
- [22] 杨芬. 宁波轨道交通盾构施工引起的长期沉降特性研究[D]. 宁波: 宁波大学, 2015. (YANG Fen. Study on the long term settlement characteristics caused by shield construction in Ningbo Rail Transit[D]. Ningbo: Ningbo University, 2015. (in Chinese))
- [23] 陈枫. 隧道开挖引起地表沉降的解析研究[D]. 上海: 同济大学, 2004. (CHEN Feng. Analytical study of ground settlement induced by shield tunnel[D]. Shanghai: Tongji University, 2004. (in Chinese))

- [24] 王 庆. 成都地铁盾构施工对周边环境的影响研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2009. (WANG Qing. Study on the influence applied to surrounding environment induced by the construction of tunnel of Chengdu metro[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2009. (in Chinese))
- [25] 杨期祥. 成都地铁砂卵石层盾构开挖引起的地表沉降规律分析[D]. 成都: 西南交通大学, 2016. (YANG Qi-xiang. Study on the regularity of surface settlement caused by shield tunnel in Chengdu sandy pebble stratum[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2016. (in Chinese))
- [26] 白海卫, 宋守信, 王剑晨. Peck 公式在双线盾构隧道施工地层变形中的适应性分析[J]. 北京交通大学学报, 2015, 39(3): 30 - 34. (BAI Hai-wei, SONG Shou-xin, WANG Jian-chen. An adaptability study of Peck formula applied to predicting ground settlements induced by double shield tunneling[J]. Journal of Beijing Jiaotong University, 2015, 39(3): 30 - 34. (in Chinese))
- [27] 渠开胜. 软土地层中盾构施工引起地表沉降规律研究[D]. 杭州: 浙江工业大学, 2014. (QU Kai-sheng. Research on the law of ground settlement by shield construction of metro tunnel in soft soil[D]. Hangzhou: Zhejiang University of Technology, 2014. (in Chinese))
- [28] 唐晓武, 朱 季, 刘 维, 等. 盾构施工过程中的土体变形研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(2): 417 - 422. (TANG Xiao-wu, ZHU Ji, LIU Wei, et al. Research on soil deformation during shield construction process[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(2): 417 - 422. (in Chinese))
- [29] 颜治国. 西安地铁黄土地层中盾构隧道地表沉降控制理论与技术[D]. 北京: 中国矿业大学, 2012. (YAN Zhi-guo. Research on the controlling theory and technology of excavation in loess stratigraphy in Xi'an Metro[D]. Beijing: China University of Mining and Technology, 2012. (in Chinese))
- [30] 李奕杉. 南宁地铁盾构隧道施工引起的地表沉降规律研究[D]. 南宁: 广西大学, 2016. (LI Yi-shan. Study on the law of ground settlement caused by shield tunnel construction in Nanning[D]. Nanning: Guangxi University, 2016. (in Chinese))
- [31] 徐明辉. 膨胀岩土条件下盾构施工沉降研究[D]. 广州: 暨南大学, 2016. (XU Ming-hui. Research on settlement of shield construction in expansion rock and soil[D]. Guangzhou: Jinan University, 2016. (in Chinese))
- [32] 郑 馨, 麻凤海. 长春地层地铁隧道施工的 Peck 公式改进[J]. 地下空间与工程学报, 2017, 13(3): 732 - 736. (ZHENG Xin, MA Feng-hai. Improvement of Peck Formula in subway construction in Changchun[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2017, 13(3): 732 - 736. (in Chinese))
- [33] 雷国光, 韩 飞, 徐丽娜. 富水砾砂层盾构隧道地表沉降及控制措施分析[J]. 吉林建筑大学学报, 2016, 33(1): 39 - 42. (LEI Guo-guang, HAN Fei, XU Li-na. Control measures and settlement of the soil surface caused by shield tunnel in water-rich gravelly sand[J]. Journal of Jilin Jianzhu University, 2016, 33(1): 39 - 42. (in Chinese))
- [34] 杨三资, 张顶立, 王剑晨, 等. 北京黏性土地层大直径土压平衡盾构施工地层变形规律研究[J]. 土木工程学报, 2015, 48(增刊 1): 297 - 301. (YANG San-zi, ZHANG Ding-li, WANG Jian-chen, et al. Ground deformation characteristic due to large diameter slurry shield construction in clay in Beijing[J]. China Civil Engineering Journal, 2015, 48(S1): 297 - 301. (in Chinese))
- [35] 郭玉海. 大直径土压平衡盾构引起的地表变形及掘进控制技术研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2014. (GUO Yu-hai. Study on big diameter earth pressure balance shield tunneling induced ground surface movements and corresponding driving control technologies[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2014. (in Chinese))
- [36] 秦世朋. 大直径泥水盾构隧道施工地层响应分析[D]. 北京: 北京交通大学, 2015. (QIN Shi-peng. Analysis of ground response induced by large slurry shield tunnel[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2015. (in Chinese))
- [37] LIN C G, ZHANG Z M, WU S M, et al. Key techniques and important issues for slurry shield under-passing embankments: a case study of Hangzhou Qiantang River Tunnel[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2013, 38(9): 306 - 325.
- [38] 侯永茂, 郑宜枫, 杨国祥, 等. 超大直径土压平衡盾构施工对环境影响的现场测研究[J]. 岩土力学, 2013, 34(1): 235 - 242. (HOU Yong-mao, ZHENG Yi-feng, YANG Guo-xiang, et al. Measurement and analysis of ground settlement due to EPB shield construction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(1): 235 - 242. (in Chinese))
- [39] 李庭平. 影响泥水平衡盾构施工中变形的因素分析及其对既有隧道影响的分析[D]. 上海: 上海交通大学, 2008. (LI Ting-ping. Analysis of deformation factors during construction of slurry type shield tunnels with the effects on existing metro tunnel[D]. Shanghai: Shanghai Jiaotong

- University, 2008. (in Chinese))
- [40] 伍振志, 杨国祥, 杨林德, 等. 上海长江隧道过民房段地表变位预测及控制研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(2): 582 - 587. (WU Zhen-zhi, YANG Guo-xiang, YANG Lin-de, et al. Prediction and control of ground movement of Shanghai Yangtze River tunneling across building areas[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(2): 582 - 587. (in Chinese))
- [41] 程磊标, 陈有亮, 王苏然, 等. 超大直径盾构施工地表沉降分析[J]. 水资源与水工程学报, 2017, 28(1): 226 - 229. (CHENG Lei-biao, CHEN You-liang, WANG Su-ran et al. Analysis of ground surface settlement induced by the super diameter shield construction[J]. Journal of Water Resources and Water Engineering, 2017, 28(1): 226 - 229. (in Chinese))
- [42] 马可栓. 盾构施工引起地基移动与近邻建筑保护研究[D]. 武汉: 华中科技大学, 2008. (MA Ke-shuan. Research on the ground settlement caused by the shield construction and protection[D]. Wuhan: Huazhong University of Science and Technology, 2008. (in Chinese))
- [43] 季大雪. 武汉长江隧道盾构下穿武九铁路沉降影响分析[J]. 铁道工程学报, 2009, 26(10): 59 - 63. (JI Da-xue. Analysis of the influence of underpass shield of Wuhan Yangtze River tunnel on settlement of Wuhan-Jiujiang railway[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2009, 26(10): 59 - 63. (in Chinese))
- [44] 李国成, 丁烈云. 武汉长江隧道盾构施工引起的地表沉降预测[J]. 铁道工程学报, 2008, 25(5): 59 - 62. (LI Guo-cheng, DING Lie-yun. Ground Settlement Induced by Shield Construction of Wuhan Yangtze River Tunnel[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2008, 25(5): 59 - 62. (in Chinese))
- [45] 肖衡. 大直径泥水盾构掘进对土体的扰动研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2009. (XIAO Heng. Study on soil disturbance caused by large diameter slurry shield tunneling[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2009. (in Chinese))
- Chinese))
- [46] 梅逸飞. 盾构法施工隧道监测监控技术研究[D]. 武汉: 武汉理工大学, 2013. (MEI Yi-fei. Research on monitoring technology in shield tunnel construction[D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2013. (in Chinese))
- [47] 房倩, 王剑晨, 刘翔, 等. 超大直径泥水式盾构施工地层变形规律研究[J]. 现代隧道技术, 2017, 54(3): 120 - 125. (FANG Qian, WANG Jian-chen, LIU Xiang, et al. Characteristics of ground deformation induced by large-diameter slurry shield construction[J]. Modern Tunnelling Technology, 2017, 54(3): 120 - 125. (in Chinese))
- [48] 戴洪伟. 瘦西湖超大直径盾构隧道施工对周边环境影响分析[J]. 隧道建设, 2015, 35(4): 316 - 321. (DAI Hong-wei. Influence of super-large diameter shield tunneling on surrounding environment: case study on Slender West Lake crossing tunnel in Yangzhou, China[J]. Tunnel Construction, 2015, 35(4): 316 - 321. (in Chinese))
- [49] 陈健. 扬州瘦西湖盾构隧道施工关键技术与实测分析[J]. 建筑施工, 2015, 37(3): 361 - 364. (CHEN Jian. Key technology and actual measurement analysis of shield tunnel Construction of Yangzhou Slender West Lake[J]. Building Construction, 2015, 37(3): 361 - 364. (in Chinese))
- [50] 杨延栋, 陈馈, 李凤远, 等. 狮子洋隧道陆地段盾构施工横向地表沉降研究[J]. 隧道建设, 2014, 34(12): 1143 - 1147. (YANG Yan-dong, CHEN Kui, LI Feng-yuan, et al. Case study on transverse ground surface settlement of land section of shiziyang tunnel bored by shield[J]. Tunnel Construction, 2014, 34(12): 1143 - 1147. (in Chinese))
- [51] 羌培. 超大直径土压平衡盾构最佳施工参数匹配研究[D]. 上海: 上海大学, 2015. (QIANG Pei. The research of perfect matching of tunneling parameter for super large diameter earth pressure balance machine[D]. Shanghai: Shanghai University, 2015. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201812014

地表移动荷载对既有地下隧道动力影响解析研究

曹志刚¹, 孙思¹, 袁宗浩^{*2}, 蔡袁强^{1, 2}

(1. 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江工业大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310014)

摘要: 为获得地表移动荷载对地下隧道的动力影响, 首次给出了地表移动荷载作用下半空间隧道动力响应解析解。地表移动荷载采用移动简谐荷载模拟, 含隧道半空间地基通过各向同性弹性介质模拟。基于弹性地基控制方程在直角坐标系和柱坐标系下基本解及平面与柱面波函数波形转换, 结合地基表面和隧道柱面施加边界条件, 在频域中求得移动荷载下半空间弹性地基与隧道解析解答, 并结合快速 Fourier 逆变换求得隧道时域动力响应。利用本解析模型, 可计算获得地面移动荷载引起的地下隧道振动影响, 通过与已有研究对比, 对本模型正确性进行验证。计算分析了不同荷载移动速度与隧道埋深下, 隧道表面位移、加速度和地基中动应力响应。研究表明, 随着荷载移动速度增加, 隧道拱顶地基中动应力与振动加速度均显著增加。地基中动应力随隧道埋深增加迅速衰减, 隧道加速度随埋深衰减相对较慢, 但当隧道埋深超过某一临界深度时, 隧道振动可低于我国规范规定限值。在低速范围, 隧道临界深度随荷载速度线性增加, 但当荷载速度超过一定值, 隧道临界深度随着荷载速度呈指数型增长。

关键词: 地表荷载; 地下隧道; 波形转换; 环境振动评估; 解析研究

中图分类号: TU435 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)12-2266-08

作者简介: 曹志刚(1983-), 男, 副教授, 博士生导师, 主要从事土动力学方面的研究。E-mail: caozhigang2011@zju.edu.cn。

Analytical investigation of dynamic impact of moving surface loads on underground tunnel

CAO Zhi-gang¹, SUN Si¹, YUAN Zong-hao², CAI Yuan-qiang^{1, 2}

(1. Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University of Technology, Hangzhou 310014, China)

Abstract: To investigate the influences of the moving surface loads on the underground tunnel, an analytical solution for calculating vibrations from a circular tunnel buried in a half-space due to moving surface loads is firstly given. The surface load is represented by a moving harmonic point load, and the half-space with a circular hole is visco-elastic. The analytical solution is obtained in the frequency domain based on the fundamental solutions of governing equation for elastic ground in Cartesian and cylindrical coordinate systems. Also, the transformations between the plane wave functions and the cylindrical wave functions and the surface boundary conditions should be used. Then the response in the time domain is obtained by the inverse Fourier transform. The influences of moving surface loads on the vibration of underground tunnel can be investigated by using the analytical model. The displacement and acceleration of the tunnel and the dynamic stress response in the ground under different load velocities and tunnel buried depth are analyzed. The results show that both the dynamic stress and the acceleration responses above the vault of the tunnel increase significantly as the moving speed of the load increases. The dynamic stresses decay rapidly as the buried depth of the tunnel increases, while the acceleration responses decay relatively slowly. When the buried depth of the tunnel increases to the critical depth, the vibration level of the tunnel can meet the requirements of Chinese specification. The critical tunnel buried depth increases linearly with the moving speed of loads at the low speed range, while when the speed exceeds 100 km/h, the critical tunnel buried depth increases exponentially with the increase of load speed.

Key words: surface loads; underground tunnel; environmental vibration assessment; analytical investigation

0 引言

针对地下交通荷载引起地面环境振动问题, 学者

基金项目: 国家重点研发计划项目(2016YFC0800200); 国家自然科学基金项目(51578500, 51778571, 51708503); 中国博士后科学基金资助项目(2017M621967)

收稿日期: 2017-10-01

*通讯作者(E-mail: yuanzh@zju.edu.cn)

们展开了一系列研究。基于围道积分和 Laplace 变化, Liu 等^[1]基于 Biot 理论和壳体理论, 研究了隧道内表面作用轴对称荷载时的动力响应问题, 分析了水力边界条件的影响。Senjuntichai 等^[2]建立了全空间中圆柱孔洞内表面作用瞬态轴对称荷载模型, 并分析了土性参数、水利边界条件对位移、孔压响应的影响。Lu 等^[3]采用势函数分解法求解 Biot 方程, 研究了移动环形荷载作用下饱和土全空间中圆形隧道内表面引起的周围土体的位移、孔压和应力响应, 考虑了圆柱孔洞表面透水、不透水两种边界条件, 给出了位移、孔压和应力沿荷载移动方向的可见分布情况。在此基础上, Lu 等^[4]进一步研究了荷载移动速度的影响, 对比了低速和高速两种情况下体系的影响。刘干斌等^[5]研究了无限黏弹性饱和多孔介质中圆柱孔洞表面受轴对称简谐荷载和流体压力作用下的频域响应问题。通过引入势函数, 在频域中得到了应力、位移和超孔隙水压力响应解答。Metrikine 等^[6]建立了二维解析模型, 研究地下移动荷载作用下半空间圆形隧洞的响应问题, 主要对比了移动常荷载、简谐荷载和随机荷载作用下的地表位移响应。Lu 等^[7]利用势函数分解法求解了移动轴对称荷载作用下饱和土中圆形隧洞的动力响应, 讨论了荷载速度对地表动力响应的影响。Sheng 等^[8]提出了 2.5 维 FEM-BEM 预合来研究地下荷载作用下弹性半空间中圆形孔洞的动力响应问题。袁宗浩^[9]建立了三维弹性半空间中圆形隧道模型, 通过解析法研究了地下移动荷载作用下深埋或浅埋隧道引起的地基振动。

针对地面交通荷载作用下地基振动问题, 学者也已开展一系列研究^[10-12], 获得了地表移动荷载引起的地基振动传播与衰减规律。一些学者在交通荷载隔振减振方面也开展了卓有成效的研究^[13-15], 分析了波阻板、隔振沟等对交通荷载引起的地面振动的减振效果。然而随着地下空间开发日益加速, 地面环境与地下空间开发交互影响日益显著, 众多学者开始研究地表环境荷载对地下空间开发的影响。地面因素对地下隧洞的影响主要有以下几个方面: 深基坑开挖对地下隧洞的影响^[16-18]、地面堆载对地下隧洞的影响^[19-22]、地面交通荷载对地下隧洞的影响等。由于大量地铁、管涵等地下构筑物兴建, 为不影响交通干线的正常运行, 隧洞施工过程中上部道车辆往往正常运行。地表高速交通荷载对下部隧洞施工造成振动、动应力增加等负面效应, 甚至危害隧洞施工安全。目前关于地面交通荷载对地下隧洞振动影响方面的研究未有见到, 亟需开展地面交通荷载对既有地下隧道影响评估方面的研究。

为此, 本文建立了地表荷载作用下三维弹性半空间中的无限长圆柱孔洞模型并获得解析解, 获得了地表移动荷载引起的地下隧洞振动响应。分析了地表荷

载移动速度、隧道埋深等对圆柱孔洞内表面的位移、加速度和地基动应力的影响规律, 并结合现有振动规范, 确定了地表移动荷载对地下隧洞的影响大小与影响范围。

1 控制方程及求解

本文研究的三维弹性半空间模型如图 1 所示, 图中给出了直角坐标系和柱坐标系。半空间地基被模拟为各向同性的线弹性介质, 土体的密度为 ρ , Lamé 常数为 λ 和 μ , 圆柱孔洞半径为 a 。移动荷载 F 作用在地基表面对称中心 ($x = d$, $y = 0$) 且沿着 z 轴正方向移动, 地表移动荷载的速度为 c , 自振频率为 f_0 。

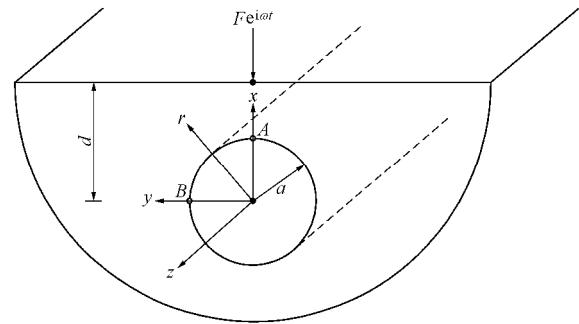


图 1 三维半空间地下隧洞模型

Fig. 1 Model of an underground tunnel in half-space

对于半空间地基, 弹性动力学方程如下:

$$(I + 2m)\nabla(\nabla \cdot u) - m\nabla \times (\nabla \times u) = -rw^2u, \quad (1)$$

式中, u 为土体位移向量。

在法方向为 e_x 的平面上的应力表示为

$$t^{(e_x)}(u) = e_x I \tilde{N} \cdot u + m \partial_x u + m \nabla u_x. \quad (2)$$

对于直角坐标系: 单位向量为 e_x , e_y , e_z 。

在法方向为 e_r 的柱面上的应力表示为

$$t^{(e_r)}(u) = e_r I \tilde{N} \cdot u + 2m \partial_r u + m e_r \times (\tilde{N} \times u). \quad (3)$$

对于柱坐标系: 单位向量 e_r , e_θ , e_z 。

由于本文只考虑了简谐荷载, 因此, 在下述求解过程中忽略了所有的 $\exp(iwt)$ 因子, $w = 2\pi f_0$ 是圆频率。基于弹性动力学方程, 下行波的表达式为^[9]

$$\begin{aligned} f_1^- &= \nabla \times (e_z e^{i(qz-h_s x)} \sin py) \\ &= (p \cos py, i h_s \sin py, 0) e^{i(qz-h_s x)}, \end{aligned} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} f_2^- &= \nabla \times \nabla \times (e_z e^{i(qz-h_s x)} \cos py) = (q h_s \cos py, \\ &-i q p \sin py, (k_s^2 - q^2) \cos py) e^{i(qz-h_s x)}, \end{aligned} \quad (5)$$

$$\begin{aligned} f_3^- &= \nabla (e_z e^{i(qz-h_p x)} \cos py) = (-i h_p \cos py, \\ &-p \sin py, i q \cos py) e^{i(qz-h_p x)}. \end{aligned} \quad (6)$$

式中, f_1^- 为剪切波(SH), f_2^- 为剪切波(SV), f_3^- 为压缩波(P); $k_{s,p} = w/c_{s,p}$ 是剪切波和压缩波波数, $c_s = \sqrt{m/r}$ 是剪切波波速, $c_p = \sqrt{(I+2m)/r}$ 是压缩波波速; $h_{s,p} = \sqrt{k_{s,p}^2 - q^2 - p^2}$ 是 x 方向的波数, p 是 y 方向的波数, q 是 z 方向的波数; 把式 (4) ~ (6) 中的 $-h_{s,p}$

替换为 $h_{s,p}$, 可得到上行波 f_j^+ ($j=1, 2, 3$) 的表达式。

基于下行波的表达式, 在法方向为 e_x 的平面上的应力表示为

$$t^{(e_x)}(f_1^-) = \mu(-2iph_s \cos py, (h_s^2 - p^2) \sin py \cdot \\ iqp \cos py) e^{i(qz - h_s x)}, \quad (7)$$

$$t^{(e_x)}(f_2^-) = \mu(-2iqh_s^2 \cos py, -2qph_s \sin py \cdot \\ ih_s(k_s^2 - 2q^2) \cos py) e^{i(qz - h_s x)}, \quad (8)$$

$$t^{(e_x)}(f_3^-) = \mu((2k_p^2 - k_s^2 - 2h_p^2) \cos py \cdot \\ 2iph_p \sin py, 2qh_p \cos py) e^{i(qz - h_p x)}. \quad (9)$$

把式 (7) ~ (9) 中的 $-h_{s,p}$ 替换为 $h_{s,p}$, 可得到上行波 $t^{(e_x)}(f_j^+)$ ($j=1, 2, 3$) 的表达式。

基于弹性动力学方程, 外行波的表达式为

$$\chi_{1m}^+ = \nabla \times [\mathbf{e}_z \mathbf{H}_m^{(1)}(g_s r) \sin mj e^{iqz}] = \left(\frac{m}{r} \mathbf{H}_m^{(1)}(g_s r) \cdot \right. \\ \left. \cos mj, -g_s \mathbf{H}_m^{(1)'}(g_s r) \sin mj, 0 \right) e^{iqz}, \quad (10)$$

$$\chi_{2m}^+ = \nabla \times \nabla \times (\mathbf{e}_z \mathbf{H}_m^{(1)}(g_s r) \cos mj e^{iqz}) = (iqg_s \mathbf{H}_m^{(1)'}(g_s r) \cdot \\ (g_s r) \cos mj, \frac{-imq}{r} \mathbf{H}_m^{(1)}(g_s r) \sin mj, g_s^2 \mathbf{H}_m^{(1)}(g_s r) \cdot \\ \cos mj) e^{iqz}, \quad (11)$$

$$\chi_{3m}^+ = \nabla (\mathbf{H}_m^{(1)}(g_p r) \cos mj e^{iqz}) \\ = (g_p \mathbf{H}_m^{(1)'}(g_p r) \cos mj, -\frac{m}{r} \mathbf{H}_m^{(1)}(g_p r) \cdot \\ \sin mj, iq \mathbf{H}_m^{(1)}(g_p r) \cos mj) e^{iqz}. \quad (12)$$

式中 χ_{1m}^+ 为剪切波(SH), χ_{2m}^+ 为剪切波(SV), χ_{3m}^+ 为压缩波(P); $\mathbf{H}_m^{(1)}$ 是第一类 Hankel 函数, $m=0, 1, \dots$; $g_{s,p} = \sqrt{k_{s,p}^2 - q^2}$ 是 r 方向的波数; 把式 (10) ~ (12) 中的第一类 Hankel 函数替换为 Bessel 函数, 可得到非奇异波 χ_{jm}^0 ($j=1, 2, 3$) 的表达式。

基于外行波, 在法方向为 e_r 的柱面上的应力为

$$t^{(e_r)}(\chi_{1m}^+) = m \left[\left(\frac{2mg_s}{r} \mathbf{H}_m^{(1)'}(g_s r) - \frac{2m}{r^2} \mathbf{H}_m^{(1)}(g_s r) \cdot \right. \right. \\ \left. \left. \cos mj, -g_s^2 (2\mathbf{H}_m^{(1)''}(g_s r) + \mathbf{H}_m^{(1)}(g_s r)) \sin mj \cdot \right. \right. \\ \left. \left. \frac{imq}{r} \mathbf{H}_m^{(1)}(g_s r) \cos mj \right) e^{iqz} \right], \quad (13)$$

$$t^{(e_r)}(\chi_{2m}^+) = m(2iqg_s^2 \mathbf{H}_m^{(1)''}(g_s r) \cos mj \cdot \\ 2imq \left[\frac{1}{r^2} \mathbf{H}_m^{(1)}(g_s r) - \frac{g_s}{r} \mathbf{H}_m^{(1)'}(g_s r) \right] \sin mj \cdot \\ g_s(k_s^2 - 2q^2) \mathbf{H}_m^{(1)'}(g_s r) \cos mj) e^{iqz}, \quad (14)$$

$$t^{(e_r)}(\chi_{3m}^+) = m((2k_p^2 - k_s^2) \mathbf{H}_m^{(1)}(g_p r) + 2g_p^2 \mathbf{H}_m^{(1)''}(g_p r) \cdot \\ \cos mj, 2m \left(\frac{1}{r^2} \mathbf{H}_m^{(1)}(g_p r) - \frac{g_p}{r} \mathbf{H}_m^{(1)'}(g_p r) \right) \\ \sin mj, 2iqg_p \mathbf{H}_m^{(1)'}(g_p r) \cos mj) e^{iqz}. \quad (15)$$

通过将式 (13) ~ (15) 中的 $\mathbf{H}_m^{(1)}$ 替换为 \mathbf{J}_m , 可

得到非奇异波表达的法向量为 e_r 柱面上的应力向量 $t^{(e_r)}(\chi_{jm}^0)$ 。

下行波引起的位移可表示为

$$u_1 = \int_{-\infty}^{\infty} dq \int_0^{\infty} dp \sum_{j=1}^3 A_j(q, p) f_j^-(q, p, x). \quad (16)$$

外行波引起的位移可表示为

$$u_2 = \int_{-\infty}^{\infty} dq \sum_{j=1}^3 \sum_{m=0}^{\infty} B_{jm}(q) \chi_{jm}^+(q, r). \quad (17)$$

弹性半空间圆形隧道的位移是下行波引起的位移和外行波引起的位移之和, 可表示为

$$u = u_1 + u_2, \quad (18)$$

式中, A_j 和 B_{jm} 是未知常数, x 和 r 是观察点的位置向量。

第一类 Hankel 函数可表达为

$$\mathbf{H}_m^{(1)}(g_s r) \sin mj = \frac{2i^{-m}}{\pi} \int_0^{\infty} e^{ih_s x} \sin py \times \sin m \alpha_s \frac{1}{h_s} dp, \quad (19a)$$

$$\mathbf{H}_m^{(1)}(g_{s,p} r) \cos mj = \frac{2i^{-m}}{\pi} \int_0^{\infty} e^{ih_{s,p} x} \cos py \times \cos m \alpha_{s,p} \frac{1}{h_{s,p}} dp. \quad (19b)$$

将式 (19) 代入式 (10) ~ (12) 可得

$$\chi_{jm}^+(q, r) = \frac{2}{\pi} \int_0^{\infty} f_j^+(q, p, x) M_{jm}(p) \frac{1}{h_j} dp, \quad (20)$$

式中

$$M_{jm}(p) = \begin{cases} i^{-m} \sin m \alpha_j & (j=1) \\ i^{-m} \cos m \alpha_j & (j=2,3) \end{cases},$$

$$\begin{cases} h_j = h_s, \alpha_j = \alpha_s & (j=1,2) \\ h_j = h_p, \alpha_j = \alpha_p & (j=3) \end{cases}.$$

将式 (20) 代入式 (18) 可得

$$u(x) = \int_{-\infty}^{\infty} dq \int_0^{\infty} dp \sum_{j=1}^3 [A_j(q, p) f_j^-(q, p, x) + \\ \frac{2}{\pi} f_j^+(q, p, x) \sum_{m=0}^{\infty} B_{jm}(q) M_{jm}(p)]. \quad (21)$$

作用在地基表面对称中心处 ($x=d, y=0$) 的单位点荷载可表示为 $F = d(z-ct)d(y)e^{-i2\pi f_0 t} e_x$ 。

在频域中可展开为关于 q 的积分形式,

$$e_x \frac{1}{2\pi c} \int_{-\infty}^{\infty} dq e^{iqz} d \left(q - \frac{w - 2\pi f_0}{c} \right) \cdot \frac{1}{\pi} \int_0^{\infty} \cos py dp. \quad (22)$$

基于式 (21)、(22), 地基表面地基表面对称中心处 ($x=d, y=0$) 应力分量的边界条件可写为

$$\sum_{j=1}^3 (A_j(q, p) t^{(e_x)}(f_j^-(q, p, x=d)) + \frac{2}{\pi} t^{(e_x)} \cdot \\ (f_j^+(q, p, x=d) \sum_{m=0}^{\infty} B_{jm}(q) M_{jm}(p))) \\ = -e_x \frac{1}{2\pi c} d \left(q - \frac{w - 2\pi f_0}{c} \right). \quad (23)$$

对式 (23) 进行化简可得

$$A_j(q, p) = \frac{2}{\pi} \sum_{j'=1}^3 R_{jj'}(q, p) \sum_{m'=0}^{\infty} B_{jm'}(q) M_{jm'}(p) \frac{1}{h_{j'}} - \frac{\mathbf{x}_j \cdot \mathbf{N}}{\Delta_j}, \quad (24)$$

式中, $N = \frac{1}{2\pi c} d \left(q - \frac{w - 2\pi f_0}{c} \right)$; $R_{jj'} = -\frac{r_{jj'}}{\Delta_j}$, $m' =$

0, 1, ..., $j' = 1, 2, 3$, 具体表达式见附录。

$$\text{令 } \frac{2}{\pi} \sum_{j'=1}^3 R_{jj'}(q, p) \sum_{m'=0}^{\infty} B_{jm'}(q) M_{jm'}(p) \frac{1}{h_{j'}} = A_j^0(q, p).$$

则式 (23) 可简化为

$$A_j(q, p) = A_j^0(q, p) - \frac{\mathbf{x}_j \cdot \mathbf{N}}{\Delta_j \cdot \mathbf{m}}. \quad (25)$$

关于 Bessel 函数, 有如下的关系式:

$$e^{-ih_s x} \sin py = \sum_{m=0}^{\infty} e_m i^{-m} J_m(g_s r) \sin m\alpha_s \sin mj, \quad (26a)$$

$$e^{-ih_s x} \cos py = \sum_{m=0}^{\infty} e_m i^{-m} J_m(g_{s,p} r) \cos m\alpha_{s,p} \cos mj. \quad (26b)$$

式中 当 $m=0$ 时, $e_0 = 2$; 当 $m \geq 1$ 时, $e_m = 1$ 。

将式 (25) 代入式 (4) ~ (6) 中得

$$f_j^-(q, p, x) = \sum_{m=0}^{\infty} e_m \chi_{jm}^0(q, r) M_{jm}(p). \quad (27)$$

将式 (26) 代入式 (18) 可得

$$u(r) = \int_{-\infty}^{\infty} dq \int_0^{\infty} dp \sum_{j=1}^3 A_j(q, p) \sum_{m=0}^{\infty} e_m \chi_{jm}^0(q, r) \cdot M_{jm}(p) + \int_{-\infty}^{\infty} dq \sum_{j=1}^3 \sum_{m=0}^{\infty} B_{jm}(q) \chi_{jm}^+(q, r). \quad (28)$$

由于未知数 A_j 已经由 B_{jm} 表示, 将式 (24) 代入式 (27) 得

$$u(r) = \int_{-\infty}^{\infty} dq \sum_{j=1}^3 \sum_{m=0}^{\infty} \left[\sum_{j'=1}^3 \sum_{m'=0}^{\infty} Q_{jm'j'm'}(q) B_{jm'}(q) \chi_{jm}^0(q, r) - T_{jm}(q) \chi_{jm}^0(q, r) + B_{jm}(q) \chi_{jm}^+(q, r) \right], \quad (29)$$

式中,

$$Q_{jm'j'm'}(q) = e_m \frac{2}{\pi} \int_0^{\infty} R_{jj'}(q, p) M_{jm'}(p) \frac{1}{h_{j'}} M_{jm}(p) dp, \\ T_{jm}(q) = e_m \int_0^{\infty} \frac{\mathbf{x}_j \cdot \mathbf{N}}{\Delta_j \cdot \mathbf{m}} M_{jm}(p) dp.$$

在隧道内表面 ($r=a$) 的应力条件可以表示为

$$t(u(r=a)) = \int_{-\infty}^{\infty} dq \sum_{j=1}^3 \sum_{m=0}^{\infty} \left(\sum_{j'=1}^3 \sum_{m'=0}^{\infty} Q_{jm'j'm'}(q) B_{jm'}(q) t(\chi_{jm}^0(q, r=a)) + B_{jm}(q) t(\chi_{jm}^+(q, r=a)) \right) = 0. \quad (30)$$

可由式 (30) 解出未知数 B , 再代入式 (24) 可求得到未知数 A 。上述未知数全部求得后, 可由式 (21) 求得弹性半空间体系频域内解析解, 并通过 Fourier 逆变换求得半空间地基与隧洞动力响应时域解。

2 数值结果

2.1 模型验证

目前未有地面移动荷载作用下地下隧洞动力响应方面研究, 因此本文采用近似的方法与 Hung 等^[23]的结果进行对比, 以验证本模型正确性。Hung 等^[23]通过 2.5 维有限元-无限元结合的方法分析了地下移动点荷载引起弹性半空间地基表面振动响应, 地下荷载移动速度 $c=40$ m/s, 自振频率 $f_0=5$ Hz。本文依据互易定理, 即地表移动荷载在地基中引起的位移响应与地基中移动荷载引起的地表位移响应相等, 来验证本模型的正确性。选取相同的土体参数: 土体剪切模量 $G=1.154 \times 10^7$ (N·m⁻²), 土体泊松比 $n=0.3$, 土体密度 $r=1900$ (kg·m⁻³), 土体黏滞阻尼比 $d=0.02$ 。将圆柱孔洞半径缩小至 $a=0.1$ m 以模拟弹性半空间地基, 将本模型计算结果与 Hung^[23]结果对比, 位移响应如图 2 所示 ($u_x^* = (4\pi G/P)u_x$ 为归一化位移, P 为荷载幅值)。

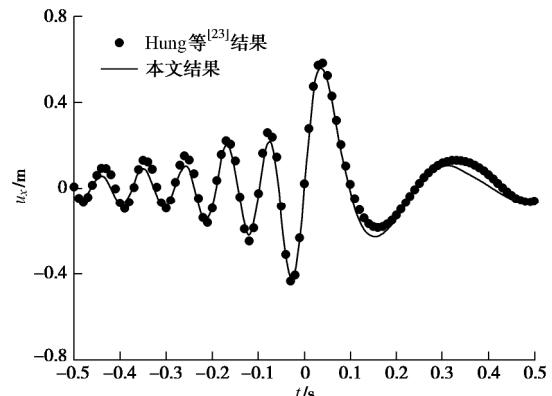
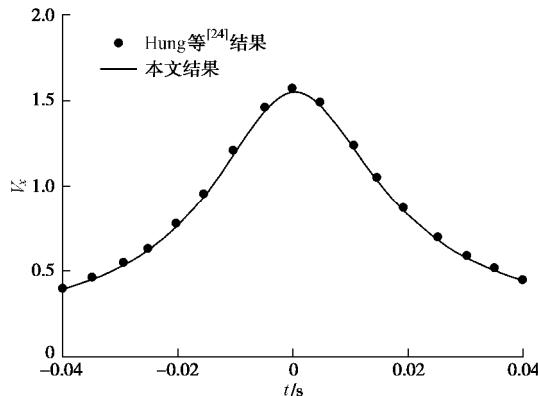


图 2 本文计算结果与 Hung 等^[23]计算结果对比

Fig. 2 Comparison between present work and Hung et al^[23]

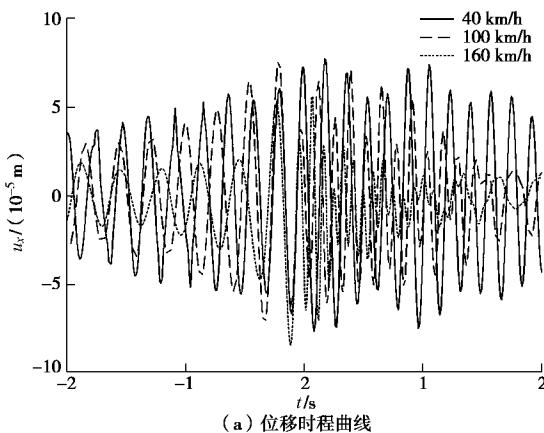
另外, 本文采用同样的方法与 Hung 等^[24]的结果进行对比, Hung 等^[24]通过半解析法分析了地表移动点荷载引起弹性半空间地基内部振动响应, 地表荷载移动速度 $c=50$ m/s, 自振频率 $f_0=0$ Hz。选取相同的土体参数: 土体泊松比 $n=0.25$, 土体剪切波波速 $c_s=100$ m/s, 土体压缩波波速 $c_p=173.2$ m/s, 土体密度 $r=2000$ kg/m³, 土体黏滞阻尼 $d=0.02$ 。将本模型计算结果与 Hung 等^[24]结果对比, 位移响应如图 3 所示 ($V_x = 2\pi m u_x / P$ 为无量纲位移, P 为荷载幅值), 通过将本文模型圆柱孔洞半径缩小至 $a=0.1$ m 以模拟弹性半空间地基, 本文计算结果与 Hung 等^[24]结果吻合良好。上述两组对比证明本解法的正确性。

图 3 本文计算结果与 Hung 等^[24]计算结果对比Fig. 3 Comparison between present work and Hung et al^[24]

2.2 数值计算结果

本文弹性半空间土体参数参考文献[9]选取, Lamé 常数 $m=1.2 \times 10^7 \text{ N/m}^2$, Lamé 常数 $I=3.7 \times 10^7 \text{ N/m}^2$, 土体密度 $r=1900 \text{ kg/m}^3$, 黏滞阻尼比 $d=0.05$ 。本文分别计算了圆柱孔洞埋深为 10, 15, 20 m 三种工况, 孔洞半径为 $a=3 \text{ m}$ 。观察点取圆柱孔洞内表面的拱顶 A 点 ($x=3 \text{ m}$, $y=0 \text{ m}$, $z=0 \text{ m}$), 如图 1 所示。移动荷载的自振频率 $f_0=5 \text{ Hz}$, 荷载幅值 $F=50 \text{ kN}$ 。

图 4 给出了圆柱孔洞埋深为 15 m 时, 移动简谐荷载作用下隧洞拱顶竖向位移时程曲线及相应的频谱曲线, 考虑了 3 种荷载移动速度 $c=40, 100, 160 \text{ km/h}$ 的影响。从图 4 (a) 中可以看出, 竖向位移响应在 $t=0$ 时达到峰值(观察点 A 和荷载作用的位置重合)。荷载移动速度对拱顶竖向位移幅值的影响有限, 且随着荷载速度提高, 其引起的土体振动时间缩短。图 4 (b) 是竖向位移响应的频谱, 当荷载移动速度为 40 km/h 时, 竖向位移响应的频率成分主要分布在 4~6 Hz; 当荷载速度提高到 100, 160 km/h 时, 响应的频谱分别分布在 3~8 Hz 和 2~10 Hz 内。可见低速时, 竖向位移响应的频谱集中在荷载自振频率附近, 并且随着荷载移动速度的提升, 频谱分布在更宽的范围内。这种现象的产生是由于多普勒效应的存在, 移动简谐荷载频谱范围可通过公式 $f_{cr}=f_0/(1 \pm c/c_R)$ 求得, f_{cr} 为频率分布边界, c_R 为 Rayleigh 波速。



(a) 位移时程曲线

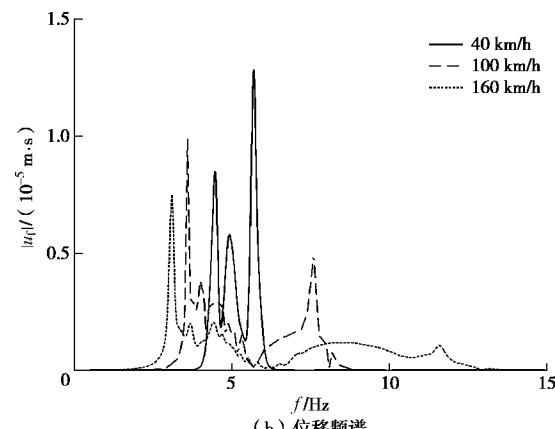
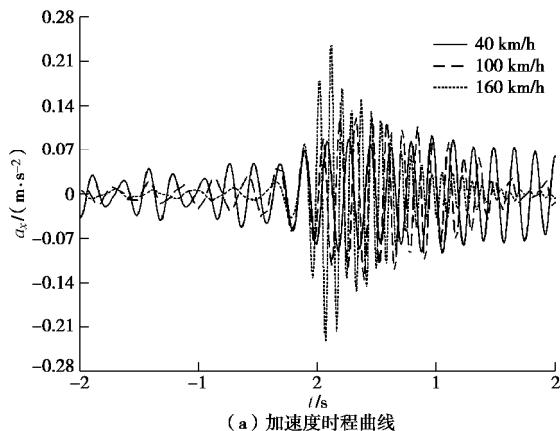


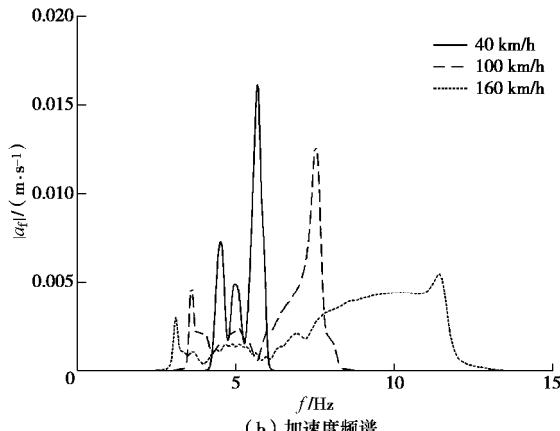
图 4 地表移动荷载下拱顶的竖向位移响应

Fig. 4 Response of vertical displacement of vault under moving surface loads

图 5 给出了不同荷载速度下隧洞拱顶的竖向加速度响应的时程曲线及相应的频谱曲线。如图 5 (a) 所示, 移动荷载速度为 40, 100, 160 km/h 时, 隧洞拱顶的最大加速度响应分别为 0.10, 0.14, 0.21 m/s^2 , 可见随着荷载移动速度的增加, 隧洞土体加速度响应显著增加, 且随着荷载移动速度增加, 加速度响应分布在更高的频率范围, 如图 5 (b) 所示。



(a) 加速度时程曲线



(b) 加速度频谱

Fig. 5 Response of vertical acceleration of vault under moving surface loads

图 6 分别给出了不同荷载移动速度时极坐标和直

角坐标下平面内径向动应力响应(平面选取在 $t=0$ 时 $z=0$ m 平面内距圆柱孔洞中心轴线 $r=6$ m 的径向应力), 圆柱孔洞拱顶距地表 12 m。如图 6 (a) 所示, 地表移动荷载在隧道的顶部引起最大的径向应力, 荷载速度为 40, 100, 160 km/h 时, 拱顶径向应力分别为 600, 750, 1450 Pa。随着荷载速度的提升, 径向应力响应迅速增大。除了隧道顶部, 隧道底部也观察到了较大的径向应力响应。从图 6 (b) 中可以看出, 径向应力随着角度先急速减小, 再缓慢增大, 并在拱腰处达到最小值。

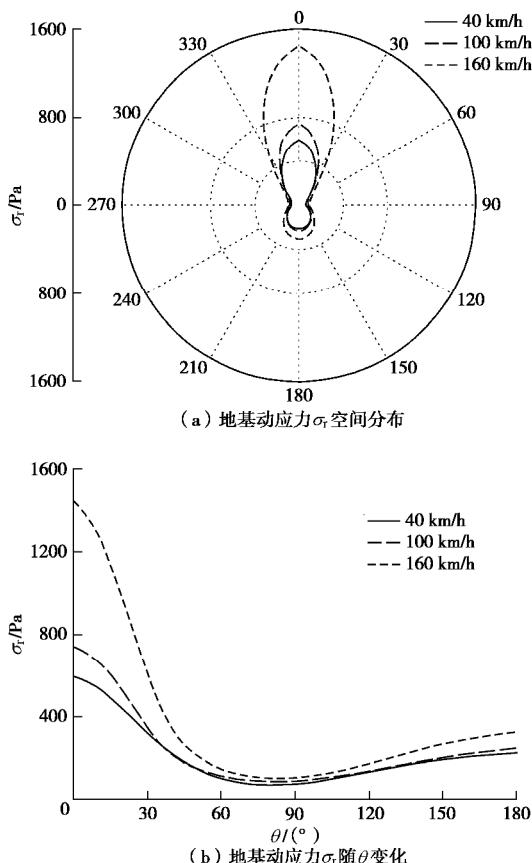


图 6 地表移动荷载下径向应力响应

Fig. 6 Response of radial stress under moving surface loads

图 7 给出了不同荷载速度下隧洞拱顶地基中($r=6$ m)竖向动应力响应随隧洞埋深 d 的变化情况。如图 7 所示, 在隧洞埋深 $d=10$ m 处, 荷载速度为 160 km/h 时隧洞拱顶动应力为 9 kPa, 是荷载速度为 40 km/h 时的 22 倍, 可见当隧道埋深较小时, 低速和高速情形下的土体动应力响应表现出显著差异。随着隧道埋深的增加, 隧洞拱顶地基中动应力响应显著降低, 同时荷载移动速度对动应力影响减弱。当隧洞埋深超过 15 m 时, 地下隧洞的应力响应趋于稳定, 小于 1 kPa, 且荷载速度对动应力响应基本无影响。

图 8 研究了不同荷载速度拱顶竖向加速度响应随隧洞埋深的变化情况。从图 8 可以看出, 当 $d=10$ m

时, 移动荷载在 40 km/h 时引起的隧洞拱顶竖向加速度约为 0.15 m/s^2 。且随着荷载移动速度增加拱顶加速度显著增加, 在荷载移动速度为 160 km/h 时, 拱顶加速度可达到 0.9 m/s^2 , 约为 $c=40 \text{ km/h}$ 时的 5 倍。土体加速度响应随着隧洞埋深的增大显著降低, 且同时荷载速度对隧洞振动响应的影响也进一步减弱。

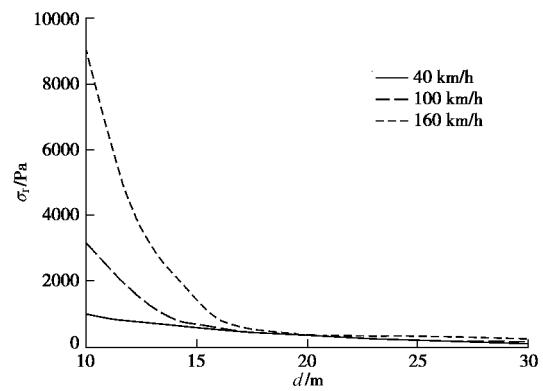


图 7 拱顶地基中应力随深度变化

Fig. 7 Variation of radial stress with depth

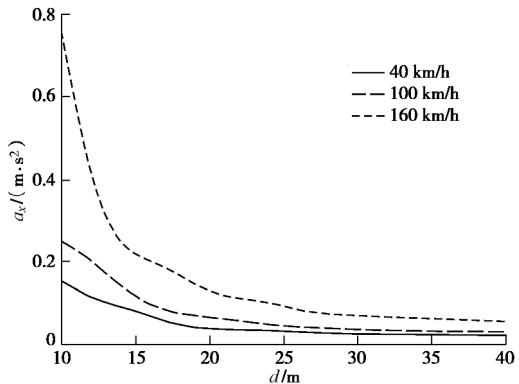


图 8 拱顶的加速度响应随深度变化

Fig. 8 Response of acceleration of vault to depth

中国还未有地表交通荷载引起地下建构筑物振动限制规范, 本文暂时采用中国城市区域环境振动标准 (GB 10070—88)^[25], 据其规定, 交通干线引起的两侧建筑物振禁止超过 75 dB, 其铅垂向振级的定义: $VL_x(a_x) = 20 \lg a_x / a_0$, a_x 为加速度幅值, a_0 为基准加速度, 取值为 10^{-6} m/s^2 。图 9 给出了不同地表荷载速度和埋深下隧洞拱顶铅垂向振级大小。从图 9 可以看出, 当隧道埋深较浅时, 移动荷载引起的隧道振动将超过 75 dB 振动限值, 但当隧道路理深超过某一临界深度, 拱顶振动将衰减到规范振动限值以内。荷载移动速度为 40 km/h 时, 临界深度 d_a 约为 17 m; 100 km/h 时临界深度 d_b 约为 22 m; 160 km/h 时临界深度 d_c 约为 39 m。隧洞拱顶铅垂向振级随隧道路理深进一步增加而逐渐减小。

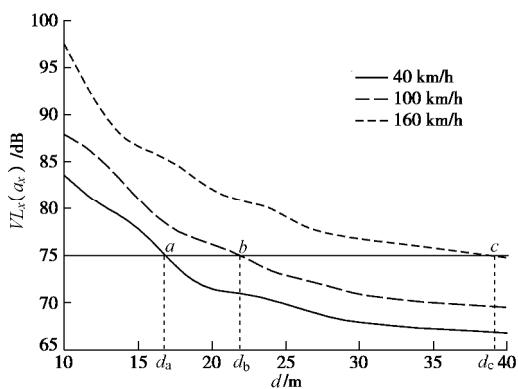


图 9 拱顶铅垂向振级随深度变化

Fig. 9 Variation of vertical vibration level of vault with depth

图 10 给出了隧洞临界深度随荷载移动速度的变化情况。从图 10 可以看出, 当荷载移动速度为 $c=10$ km/h 时, 隧洞的临界深度约为 15 m, 且随着荷载移动速度增加线性增加, 然而当荷载移动速度超过 100 km/h, 隧洞的临界深度加速增大, 在研究范围内与荷载移动速度呈指数型增长。这说明当荷载速度超过 100 km/h 后, 荷载速度增加引起的动力放大系数与影响深度都将显著增加。

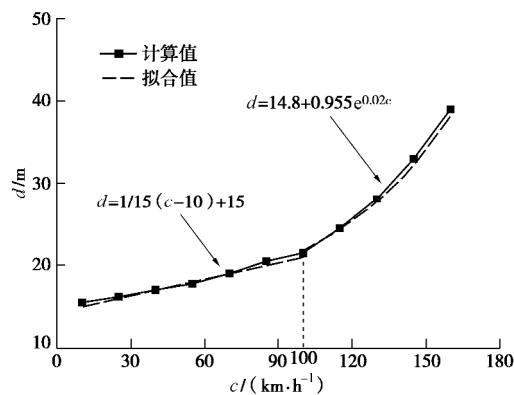


图 10 临界深度随荷载移动速度变化

Fig. 10 Variation of critical depth with load velocity

3 结 论

本文建立了三维弹性半空间模型, 基于弹性控制方程在直角坐标系和柱坐标系下的基本解, 再结合地基表面的应力条件, 首次给出了地表移动荷载作用下三维弹性半空间中无限长圆柱孔洞动力响应封闭解答。计算分析了地表移动荷载作用下隧洞位移、加速度和动应力响应, 并研究了荷载移动速度和隧洞埋深对隧洞动力响应的影响, 主要可得以下结论:

(1) 隧道埋深较浅时, 地表移动荷载速度增加可使拱顶地基中动应力显著增大; 拱顶地基中动应力随着隧道埋深的增加而迅速衰减, 荷载速度对地基动应力影响也相对减弱。

(2) 地表移动荷载引起的隧洞加速度随速度增加显著增大, 随隧洞埋深增加显著减小; 当隧洞埋深超过某临界深度时, 地表荷载引起的隧洞振动可低于规范规定限值。

(3) 在低速范围, 隧洞临界深度随荷载移动速度增加线性增加, 但当荷载速度超过 100 km/h, 隧洞临界深度随着荷载移动速度呈指数型增长。

(4) 本文提出了一种能准确预测地表移动荷载引起地下空间隧洞动力响应的解析解, 可作为地面交通荷载对地下隧洞动力影响评估的一项基本工具。

参 考 文 献:

- [1] LIU G B, XIE K H. Transient response of a spherical cavity with a partially sealed shell embedded in viscoelastic saturated soil[J]. Journal of Zhejiang University (Science A), 2005, **6**(3): 194 - 201.
- [2] SENJUNTICHAI T, RAJAPAKSE R. Transient response of a circular cavity in a poroelastic medium[J]. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 1993, **17**(6): 357 - 383.
- [3] LU J F, JENG D S. Dynamic response of a circular tunnel embedded in a saturated poroelastic medium due to a moving load[J]. Journal of Vibration and Acoustics, 2006, **128**(6): 750 - 756.
- [4] LU J F, JENG D S. Dynamic analysis of an infinite cylindrical hole in a saturated poroelastic medium[J]. Archive of Applied Mechanics, 2006, **76**(5/6): 263 - 276.
- [5] 刘干斌, 谢康和, 施祖元. 黏弹性饱和多孔介质中圆柱孔洞的频域响应[J]. 力学学报, 2004, **36**(5): 557 - 563. (LIU Gan-bin, XIE Kang-he, SHI Zu-yuan. Frequency response of a cylindrical cavity in viscoelastic saturated porous media[J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 2004, **36**(5): 557 - 563. (in Chinese))
- [6] METRIKINE A V, VROUWENVELDER A. Surface ground vibration due to a moving train in a tunnel: two-dimensional model[J]. Journal of Sound and Vibration, 2000, **234**(1): 43 - 66.
- [7] LU J F, JENG D S, LEE T L. Dynamic response of a piecewise circular tunnel embedded in a poroelastic medium[J]. Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 2007, **27**(9): 875 - 891.
- [8] SHENG X, JONES C J C, THOMPSON D J. Prediction of ground vibration from trains using the wavenumber finite and boundary element methods[J]. Journal of Sound and Vibration, 2006, **293**(3): 575 - 586.

- [9] 袁宗浩. 饱和土地区地铁列车运行引起的环境振动影响研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2016. (YUAN Zong-hao. Environmental vibrations induced by underground railways in the saturated soil[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2016. (in Chinese))
- [10] SNEDDON I N. The stress produced by a pulse of pressure moving along the surface of a semi-infinite solid[J]. Rendiconti del Circolo Matematico di Palermo, 1952, 2: 57 - 62.
- [11] BIERER T, BODE C. A semi-analytical model in time domain for moving loads[J]. Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 2007, 27: 1073 - 1081.
- [12] XU B, LU J F, WANG J H. Dynamic response of a layered water-saturated half space to a moving load[J]. Computers and Geotechnics, 2008, 35: 1 - 10.
- [13] HUNG H H, YANG Y B, CHANG D W. Wave barriers for reduction of trains-induced vibrations in soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, 130(12): 1283 - 1291.
- [14] TAKEMIYA H. Field vibration mitigation by honeycomb WIB for pile foundations of a high-speed train viaduct[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2004, 24: 69 - 87.
- [15] CAO Z G, CAI Y Q, BOSTRÖM A. Semi-analytical analysis of the isolation to moving-load induced ground vibrations by trenches on poroelastic half-space[J]. Journal of Sound and Vibration, 2012, 331: 947 - 961.
- [16] HUANG X, SCHWEIGER H, HUANG H. Influence of deep excavations on nearby existing tunnels[J]. International Journal of Geomechanics, 2013, 13(2): 170 - 180.
- [17] ZHANG X M, OU X F, YANG J S, et al. Deformation response of an existing tunnel to upper excavation of foundation pit and associated dewatering[J]. International Journal of Geomechanics, 2017, 17(4): 04016112.
- [18] SHI C, CAO C, LEI M, et al. Effects of lateral unloading on the mechanical and deformation performance of shield tunnel segment joints[J]. Tunnelling & Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research, 2016, 51: 175 - 188.
- [19] POTTS D M, ATKINSON J H. Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil[J]. Géotechnique, 1977, 27(2): 203 - 215.
- [20] KLAR A, VORSTER T E B, SOGA K, et al. Soil-pipe interaction due to tunneling: comparison between Winkler and elastic continuum solutions[J]. Géotechnique, 2005, 55(6): 461 - 466.
- [21] 戴宏伟, 陈仁朋, 陈云敏. 地面新施工荷载对临近地铁隧道纵向变形的影响分析研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(3): 312 - 316. (DAI Hong-wei, CHEN Ren-peng, CHEN Yun-min. Study on effect of construction loads on longitudinal deformation of adjacent metro tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(3): 312 - 316. (in Chinese))
- [22] 王正安, 肖洪天, 闫强刚. 地面列车动荷载对下穿隧道影响的动力学响应分析[J]. 山东科技大学学报(自然科学版), 2016, 35(3): 67 - 72. (WANG Zheng-an, XIAO Hong-tian, YAN Qiang-gang. Analysis of dynamic response of undercrossing tunnels to vibration loads of ground trains[J]. Journal of Shandong University of Science and Technology (Natural Science), 2016, 35(3): 67 - 72. (in Chinese))
- [23] HUNG H H, YANG Y B. Analysis of ground vibrations due to underground trains by 2.5D finite/infinite element approach[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010, 9(3): 327 - 335.
- [24] HUNG H H, YANG Y B. Elastic waves in visco-elastic half-space generated by various vehicle loads[J]. Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 2001, 21: 1 - 17.
- [25] GB 10070—88 城市区域环境振动标准[S]. 1988. (GB 10070—88 Standard of environmental vibration in urban area[S]. 1988. (in Chinese))

附录:

式(24)中参数 r_{jj} 和 D_j :

$$\begin{aligned}
 r_{11} &= e_s^2 [t_{11}(t_{23}t_{32} - t_{22}t_{33}) + t_{12}(t_{23}t_{31} - t_{21}t_{33}) + t_{13}(t_{21}t_{32} - t_{22}t_{31})], \\
 r_{12} &= 2e_s^2 t_{12}(t_{22}t_{33} - t_{23}t_{32}), \quad r_{13} = 2e_p e_s t_{13}(t_{22}t_{33} - t_{23}t_{32}), \\
 r_{21} &= 2e_s^2 t_{11}(t_{23}t_{31} - t_{21}t_{33}), \\
 r_{22} &= e_s^2 [t_{11}(t_{22}t_{33} - t_{23}t_{32}) + t_{12}(t_{21}t_{33} - t_{23}t_{31}) + t_{13}(t_{21}t_{32} - t_{22}t_{31})], \\
 r_{23} &= 2e_p e_s t_{13}(t_{21}t_{33} - t_{23}t_{31}), \\
 r_{31} &= 2e_p e_s t_{11}(t_{21}t_{32} - t_{22}t_{31}), \quad r_{32} = 2e_p e_s t_{12}(t_{22}t_{31} - t_{21}t_{32}), \\
 r_{33} &= e_p^2 [t_{11}(t_{22}t_{33} - t_{23}t_{32}) + t_{12}(t_{21}t_{31} - t_{21}t_{33}) + t_{13}(t_{22}t_{31} - t_{21}t_{32})], \\
 D_1 &= t_{11}(t_{22}t_{33} - t_{23}t_{32}) + t_{12}(t_{23}t_{31} - t_{21}t_{33}) + t_{13}(t_{21}t_{32} - t_{22}t_{31}), \\
 D_2 = D_3 &= t_{11}(t_{23}t_{32} - t_{22}t_{33}) + t_{12}(t_{21}t_{33} - t_{23}t_{31}) + t_{13}(t_{22}t_{31} - t_{21}t_{32}), \\
 X_1 &= e_s(t_{22}t_{33} - t_{23}t_{32}), \\
 X_2 &= e_s(t_{21}t_{33} - t_{23}t_{31}), \\
 X_3 &= e_p(t_{31}t_{22} - t_{21}t_{32})。
 \end{aligned}$$

DOI: 10.11779/CJGE201812015

交通荷载作用下埋地承插口排水管道动力响应分析

王复明^{1, 2, 3}, 方宏远^{*1, 2, 3}, 李斌^{1, 2, 3}, 陈灿^{1, 2, 3}

(1. 郑州大学水利与环境学院, 河南 郑州 450001; 2. 重大基础设施检测修复技术国家地方联合工程实验室, 河南 郑州 450001;
3. 水利与交通基础设施安全防护河南省协同创新中心, 河南 郑州 450001)

摘要: 近年来, 由于市政排水管道灾变导致的道路坍塌事故频发, 水泥混凝土管是目前应用最为广泛的市政排水管道, 其在交通荷载作用下的力学响应特征尚不明确。基于ABAQUS有限元软件, 建立了带承插口结构排水管道三维数值模型。在考虑承插口、橡胶圈和无限元吸收边界等的基础上计算分析了不同脉冲幅值、不同荷载作用位置和不同管道埋深对管道动力响应的影响。结果表明: 管节处受力高度不连续, 交通荷载对其作用位置两侧一节管长范围内的管道影响显著; 承口和插口环向以受拉和受压为主; 交通荷载作用位置对管顶、管底和管侧纵向Mises应力最大值无明显影响, 但对管顶和管底纵向Mises应力分布有影响; 管道纵向Mises应力及环向竖向应力与管道埋深成正比, 应力增量与埋深增量成反比。计算结果为进一步研究交通荷载作用下排水管道的力学机理提供参考。

关键词: 排水管; 承插口; 橡胶圈; 脉冲荷载; 动力响应

中图分类号: TU990.3 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)12-2274-07

作者简介: 王复明(1957-), 教授, 中国工程院院士, 主要从事基础设施致灾机理与检测修复技术研究工作。E-mail: fuming573@126.com

Dynamic response analysis of drainage pipes with gasketed bell and spigot joints subjected to traffic loads

WANG Fu-ming^{1, 2, 3}, FANG Hong-yuan^{1, 2, 3}, LI Bin^{1, 2, 3}, CHEN Can^{1, 2, 3}

(1. College of Water Conservancy & Environmental Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450001, China; 2. National Local Joint Engineering Laboratory of Major Infrastructure Testing and Rehabilitation Technology, Zhengzhou 450001, China; 3. Collaborative Innovation Center of Water Conservancy and Transportation Infrastructure Safety, Zhengzhou 450001, China)

Abstract: In recent years, the road collapse accidents caused by the disasters of municipal drainage pipelines occurred frequently. The concrete pipe is the most widely used in municipal drainage, but its mechanical characteristics under the action of traffic loads are not clear. A three-dimensional numerical model for drainage pipe structures with gasketed bell and spigot joints is established using ABAQUS. The influences of different pulse amplitudes, load positions and pipe buried depths on the dynamic responses of drainage pipes are calculated and analyzed considering the bell, spigot, rubber and infinite element absorption boundary. The results show that the stresses on the joints are highly discontinuous, and the traffic loads have significant influences on the pipes within one pipe length at both sides of its position. The circumference of the bell and spigot is mainly subjected to tension and compression stress. The position of traffic loads has no significant effects on the maximum Mises stress in the crown, invert and springline, but has influences on the Mises stress distribution of the crown and invert. The longitudinal and circumferential stresses are proportional to the buried depth, however, the stress increment is inversely proportional to the depth one.

Key words: drainage pipe; bell and spigot joint; rubber; impulsive load; dynamic response

0 引言

排水管道作为一种重要的城市地下基础设施, 在城市日常运行中扮演着不可或缺的角色。截至2016年底, 中国城市排水管道总里程已超过50万公里。近年来, 随着排水管道使用年限的增加, 老化现象严重, 由于外荷载作用导致的管道破坏普遍存在。研究

外荷载作用下排水管道的力学响应是揭示管道致灾

基金项目: 国家重点研发计划(2016YFC0802400); 河南省重大科技专项(171100310100); 河南省高校科技创新团队支持计划资助项目(18IRTSTHN007); 郑州大学优秀青年教师发展基金项目(1621323001)

收稿日期: 2017-12-01

*通讯作者(E-mail: 18337192244@163.com)

机理的有效手段之一, 而交通荷载是最主要和作用最频繁的活荷载之一。

Lay 等^[1]通过足尺物理试验, 研究了混凝土管道受单一车轮静荷载时的力学响应; Noor 等^[2]研究了静荷载作用下管道埋深与管径对管道力学性状的影响; Fernando 等^[3]通过傅立叶方法对轮胎接地几何形状和材料参数进行了研究, 评估了其对管道行为的影响; 吴小刚等^[4]通过建立交通荷载下管道的 Euler—Beroulli 弹性地基梁模型, 对管道的位移响应进行了解析计算; 张土乔等^[5]在考虑惯性力及水土耦合作用的基础上对饱和土中管道受动载作用下的力学响应进行了分析; 李洵^[6]基于线弹性模型和修正剑桥模型, 通过施加静动交通荷载, 对管道 Mises 应力及竖向位移进行了三维数值分析; 王直民^[7]建立了三维地下管道有限元模型, 分析了管道在静动车辆荷载作用下管顶及管周应力及管壁内力分布规律。

上述研究在交通荷载作用下埋地管道力学和变形规律方面取得了重要成果, 但都将排水管道简化为一根连续管, 没有考虑承插口和橡胶圈, 而实际工程中承插口往往是引起管道破坏的源头之一。此外, 在动力分析时也忽略了边界处的动力反射。

在考虑管道承插口的研究中, 目前主要集中在静载作用下管道的力学特性方面。Rakitin 等^[8]对大管径承插口钢筋混凝土管进行了土工离心试验, 研究了多种交通荷载组合形式下管道垂直位移和管节处的转动; Xu 等^[9]在文献[8]的基础上对大管径承插口混凝土管受静载作用下的力学响应进行了数值模拟, 重点研究了管道纵向沉降和管节处的转动; Becerril 等^[10]通过土工试验和数值模拟, 考虑不同荷载作用位置, 不同管径条件下, 带承插口钢筋混凝土管管节处的沉降和转动。

本文在前人研究的基础上, 建立了道路结构与带承插口管道相互作用三维数值模型, 考虑了承插口橡胶圈的影响。在综合考虑管土接触非线性、材料非线性、材料阻尼、无限元吸收边界等基础上, 对脉冲荷载作用下排水管道的动力响应进行了研究。

1 有限元模型

1.1 道路结构模型

三维数值模型尺寸(长×宽×高)取 13.5 m×10 m×8 m, 道路结构参考文献[11]进行划分, 分别为面层、基层和底基层, 厚度分别为 0.15, 0.32, 0.2 m, 材料采用线弹性本构, 路基材料采用 D-P 弹塑性本构, 材料参数见表 1。模型所有网格均在 Hypermesh 中完成, 采用 C3D8R 单元类型, 并控制了沙漏。整

体结构网格如图 1 所示。

表 1 材料参数表

Table 1 Material parameters

材料	ρ ($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	E /MPa	μ	φ ($^{\circ}$)
沥青混凝土	2.3	1250	0.30	—
水泥稳定碎石	2.2	1400	0.25	—
石灰稳定土	2.0	450	0.35	—
粉质黏土	1.7	10	0.27	25.4

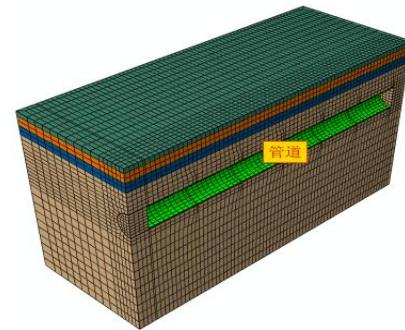


图 1 整体结构网格图

Fig. 1 Mesh of overall structure

1.2 管道模型

整条管线由 6 节管组成, 两端为单节插口和承口。依据规范《混凝土和钢筋混凝土排水管》(GB/T 11836—2009)^[12]选取管道几何参数, 内径为 1.0 m, 壁厚 0.11 m, 有效长度 2.0 m。管道材料为 C30 混凝土管, 抗拉压极限强度分别为 2.0 MPa 和 30 MPa, 采用 Lee 等^[13]提出的混凝土损伤塑性模型。管道承插口模型和整体模型如图 2, 3 所示 (P1, P2, P3, P4, P5, P6 代表第 1, 2, 3, 4, 5, 6 节管道, J1, J2, J3, J4, J5 代表第 1, 2, 3, 4, 5 个承插口)。

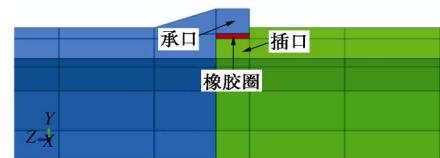


图 2 承插口细部图

Fig. 2 Detail of bell and spigot joints



图 3 排水管道有限元模型

Fig. 3 FEM of drainage pipes

1.3 橡胶圈模型

参考《橡胶圈密封件给、排水管及污水管道用接口密封圈材料规范》(GB/T21873—2008)^[14], 将橡胶圈材料看成是邵氏硬度 THA55 和 THA86 两种材料的

组合体。本文橡胶圈材料应变能函数采用文献[15] Mooney—Rivlin 相关参数, 见表 2。

表 2 THA55、THA86 材料 Mooney—Rivlin 应变能函数参数

Table 2 Parameters of Mooney—Rivlin strain energy function for

THA55 and THA86 (MPa)

材料	D_1	C_{10}	C_{01}
THA55	$3.443778309 \times 10^{-2}$	0.251492371	0.333162807
THA86	$1.289573990 \times 10^{-2}$	0.501031282	1.06027721

1.4 接触面模型

研究发现管周土体既是作用在管道上的荷载, 同时又是增强管道强度和刚度的一种介质^[16]。本文在管土交界面设置接触单元, 以模拟各自间相互作用。切向采用“Penalty”接触方程, Wang 等^[17]指出管土界面切向摩擦系数可表示为

$$m = \frac{A}{H/D - B} + C, \quad (1)$$

式中, A , B 和 C 为拟合参数, 取决于土体的不排水抗剪强度。本文 A , B 和 C 取值采用文献[17]相关参数, 分别为 0.756, 0.461, 0.204。法向采用“硬接触”, 当接触面法向接触距离小于 0, 表征有力的传递。

在橡胶圈和承插口交界面设置接触单元, 如图 4 所示。法向刚度 K_n 和剪切模量 K_t 依据文献[9], 分别取 10000 GPa/m 和 8000 GPa/m。设 F_t 和 F_n 分别为接触单元间的摩擦力和法向力, s 为切向滑动位移, l 为法向接触距离, 则有:

$$\left. \begin{aligned} F_t &= \begin{cases} K_t s, & \\ F'_t & \end{cases} \\ F_n &= \begin{cases} K_n l & (l < 0) \\ 0 & (l > 0) \end{cases} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

1.5 荷载模型

目前中国埋地管道结构设计规范仍将交通荷载简化为静载考虑^[18]。Hyodo 等^[19]通过实测得到了车辆荷载在不同深度地基土体中引起的附加竖向应力随时间的变化, 将其简化为半波正弦曲线来描述。落锤式弯沉仪 (FWD) 可对路面施加脉冲荷载, 其实测波形也

可简化为一条半正弦荷载^[20-21], 说明本文采用的荷载施加形式是可靠的。

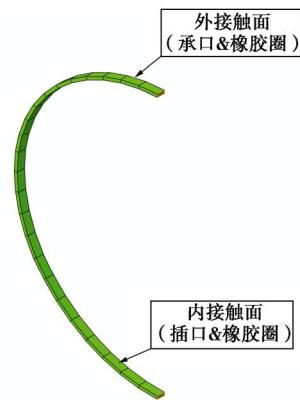


图 4 承插口和橡胶圈接触

Fig. 4 Interface between gasket-bell and gasket-spigot

2 结果分析

2.1 不同轴载作用下排水管道动力响应分析

本节采用了 3 种不同峰值的交通荷载 (0.5, 0.7, 1.0 MPa) 近似表示 3 种不同轴载。管道埋深 2.0 m, 交通荷载作用在管节 J3 正上方。不同幅值交通荷载作用下管顶、管底、管侧 Mises 应力云图如 5 所示。在管顶、管底和管侧两端各取一点确定 3 条路径, 其纵向 Mises 应力分布曲线如图 6 所示。

图 5, 6 显示出管顶、管底和管侧 Mises 应力沿纵向分布并不关于管道纵向中心线对称, 且在管节处高度不连续。这是由于承插口结构几何不对称所致。交通荷载作用下管顶, 管底和管侧纵向 Mises 应力分布呈中间高两边低, 且 P_3 、 P_4 管道 Mises 应力随交通荷载幅值的增加明显增加, 而 P_1 、 P_2 、 P_5 、 P_6 管道 Mises 应力则无明显变化, 说明交通荷载对管道的影响范围大概为一节管道长度。另外, 可以看出管顶 Mises 应力值最大, 说明交通荷载对管顶纵向动力响应的影响较管底和管侧更大。

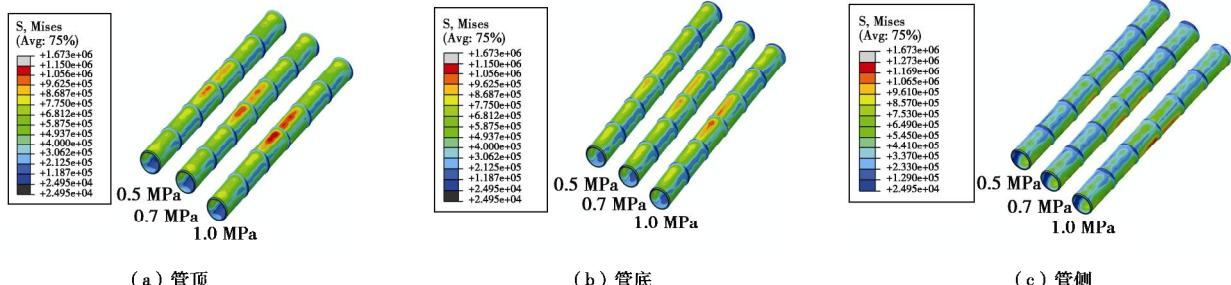


图 5 不同幅值交通荷载作用下管顶、管底、管侧 Mises 应力云图

Fig. 5 Mises stresses of crown, invert, springline under traffic loads with different amplitudes

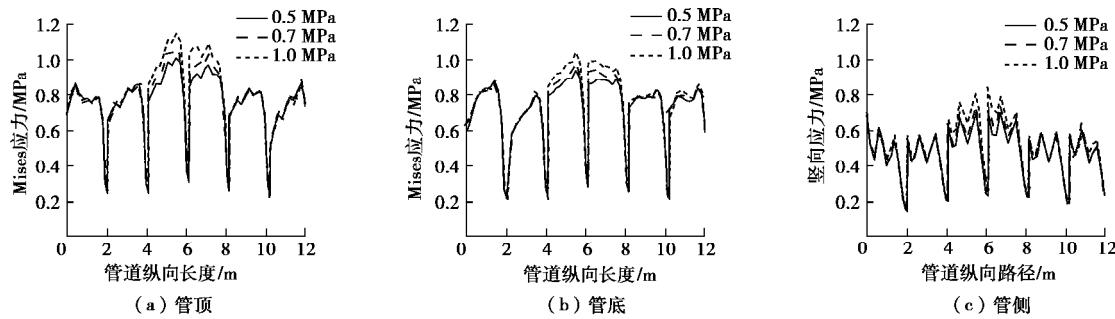


图 6 不同幅值交通荷载作用下管顶、管底、管侧 Mises 应力对比曲线

Fig. 6 Contrast curves of Mises stresses of crown, invert, springline under traffic loads with different amplitudes

为研究管道环向应力分布, 取 J3 处承插口环向路径, 对 3 种幅值交通荷载作用下承插口竖向应力进行分析。其应力对比曲线如图 7 所示。

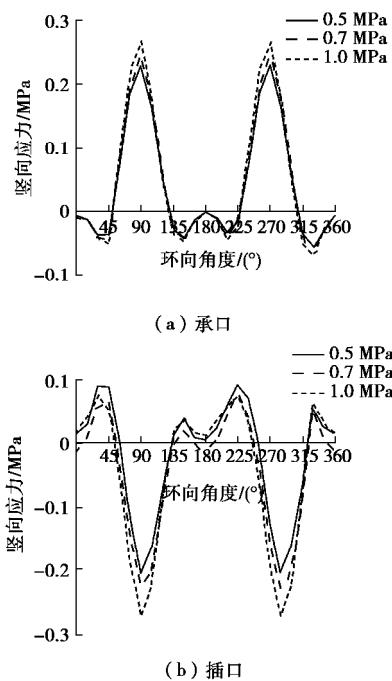


图 7 不同交通荷载幅值作用下承插口竖向应力对比曲线

Fig. 7 Contrast curves of vertical stresses of bell and spigot under traffic loads with different amplitudes

承口处管顶和管底 90° ($315^\circ \sim 45^\circ$, $135^\circ \sim 225^\circ$) 范围内受压, 管肩到管唇 90° ($45^\circ \sim 135^\circ$,

$225^\circ \sim 315^\circ$) 范围内受拉, 管侧 (90° , 270°) 拉应力最大。3 种不同幅值交通荷载作用下承口竖向应力仅在管侧 (90° , 270°) 附近有较大差异; 插口处竖向应力分布规律和承口处正好相反, 只是在数值上有所不同, 不再详述。考虑到混凝土管道抗拉压性能的差异, 承口出现受拉破坏的可能性要远大于插口受压破坏。

2.2 不同交通荷载作用位置下排水管道动力响应分析

本节交通荷载作用位置是在管节 J3 正上方的基础上向 J4 偏移 1 m。交通荷载幅值取 0.5 MPa, 管道埋深为 2.0 m。不同交通荷载作用位置下管顶、管底和管侧 Mises 应力云图如图 8 所示, 其纵向 Mises 应力分布曲线如图 9 所示。

从图 8(a)、9(a), 8(b)、9(b) 可以看出交通荷载作用在 J3+1 处时, 管顶和管底纵向 Mises 应力最大值出现的位置也发生了相应的变化。图 8(c) 和图 9(c) 显示出管侧 Mises 应力仍呈中间高两边低的分布规律, 但三者 Mises 应力最大值相对于交通荷载作用在 J3 处时无明显差别, 说明交通荷载作用位置对管顶和管底纵向 Mises 应力分布规律影响较大, 对管侧纵向 Mises 应力分布规律影响较弱, 但对三者 Mises 应力最大值均无明显影响。

同上, 承插口环向竖向应力曲线如图 10 所示。从图 10 可以看出, 交通荷载作用在管节 J3 位置时,

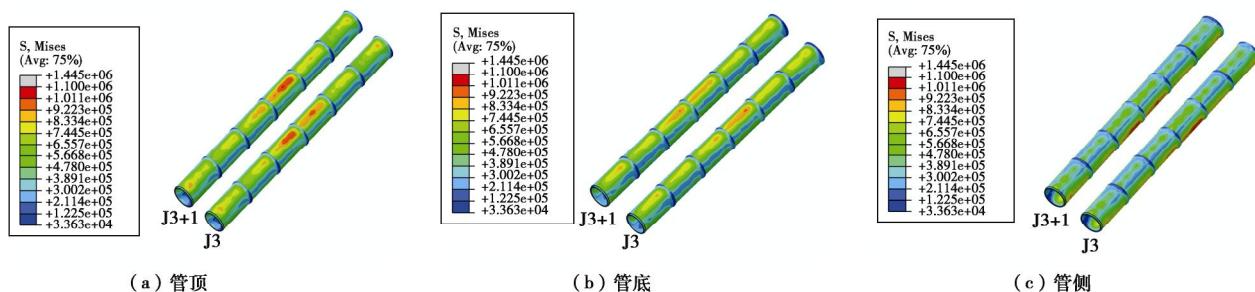


图 8 不同交通荷载作用位置管顶、管底、管侧 Mises 应力云图

Fig. 8 Mises stresses of crown, invert, springline under different locations of traffic loads

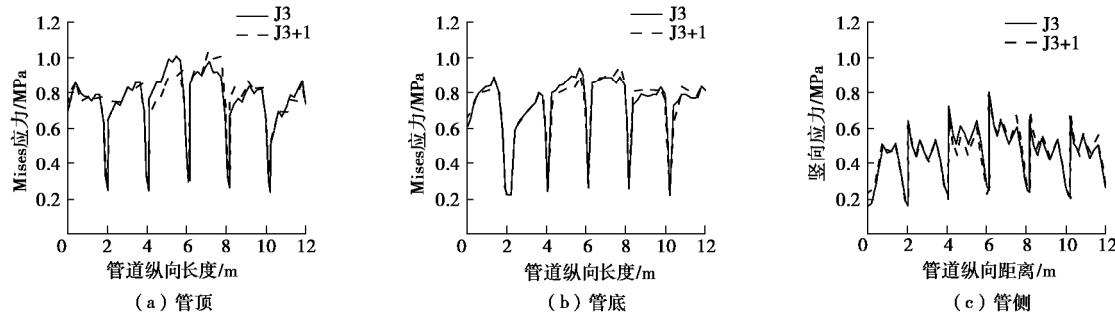


图 9 不同交通荷载作用位置管顶、管底、管侧 Mises 应力对比曲线

Fig. 9 Contrast curves of Mises stresses of crown, invert, springline under different locations of traffic loads

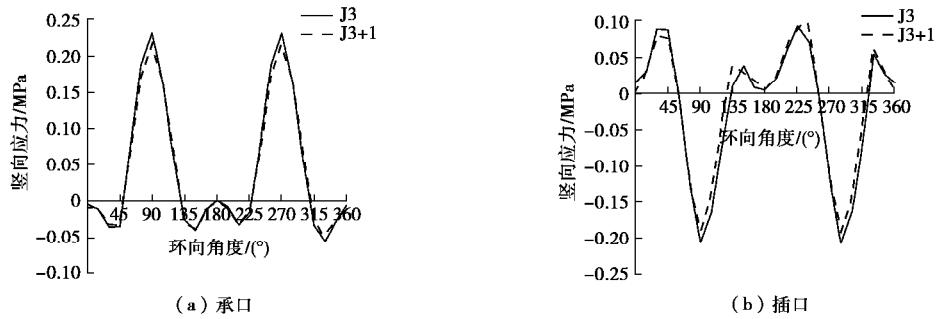


图 10 不同交通荷载作用位置下承插口竖向应力对比曲线

Fig. 10 Contrast curves of vertical stresses of bell and spigot under different locations of traffic loads

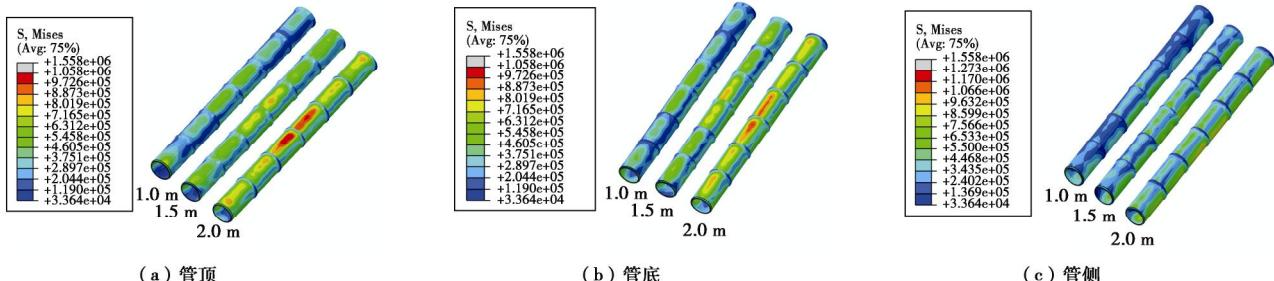


图 11 不同埋深管顶、管底、管侧 Mises 应力云图

Fig. 11 Mises stressses of crown, invert, springline under different buried depths

除承插口管侧位置竖向应力略大于交通荷载作用在 J3+1 位置外, 其余各位置竖向应力曲线几乎重合, 且整个环向竖向应力分布规律基本一致, 说明交通荷载作用位置对管道环向动力响应影响较小。

2.3 不同埋深排水管道动力响应分析

上覆土压力是作用在管道上方最主要的恒载之一。本节将管道埋深设为 1.0, 1.5, 2.0 m, 荷载作用在管节 J3 正上方, 交通荷载幅值取 0.7 MPa。不同管道埋深下管顶、管底和管侧 Mises 应力云图如图 11 所示, 其纵向 Mises 应力分布曲线如图 12 所示。

从图 11, 12 可以看出, 不同埋深管道管顶、管底和管侧纵向 Mises 应力随埋深的增加明显增加, 交通荷载作用位置处 Mises 应力增幅最为明显。埋深从 1.0 m 增加到 1.5 m 时, 交通荷载作用位置处管顶、管底

和管侧 Mises 应力最大值分别增加了 1.50 倍、1.45 倍和 1.18 倍。埋深从 1.5 m 增加到 2.0 m 时, 交通荷载作用位置处管顶、管底和管侧 Mises 应力最大值分别增加了 1.22 倍、1.16 倍和 1.06 倍。说明埋深增量相同时, 随埋深的增加, 管顶、管底和管侧纵向 Mises 应力最大值增量在减小。

同上, 承插口环向竖向应力对比曲线如图 13 所示。

从图 13 可以看出承插口环向竖向应力随埋深的增加而增加, 承口在管侧、管顶到两侧管肩及管底到两侧管臂附近增幅较明显, 插口在整个环向都有明显增加, 说明埋深对排水管道环向竖向应力具有一定的影响。

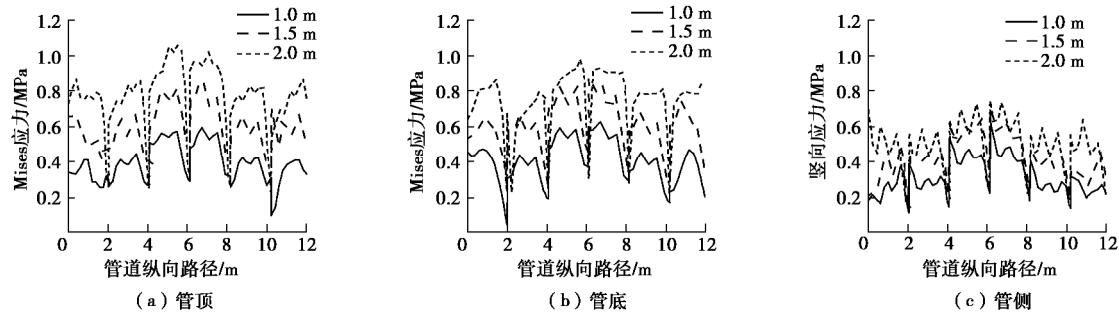


图 12 不同埋深管顶、管底、管侧 Mises 应力对比曲线

Fig. 12 Contrast curves of Mises stresses of crown, invert, springline under different buried depths

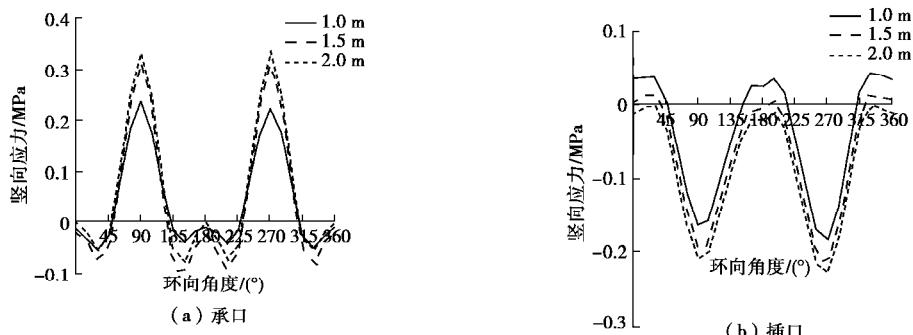


图 13 不同埋深承口竖向应力对比曲线

Fig. 13 Contrast curves of vertical stresses of bell and spigot under different buried depths

3 结 论

本文在排水管道已有研究的基础上, 综合考虑各种因素, 对交通荷载作用下排水管道的动力响应进行了数值计算, 得出以下结论:

(1) 管道纵向 Mises 应力分布在管节处高度不连续, 交通荷载对其作用位置两侧一节管长范围内管道影响显著, 且随交通荷载幅值的增加明显增加。

(2) 承口处管顶和管底两侧各 45° 范围内受压, 管肩到管臀 90° 范围内受拉, 管侧拉应力最大, 易出现受拉破坏, 插口环向受力特征正好与承口相反。

(3) 交通荷载作用位置对管顶和管底纵向 Mises 应力分布规律影响较大, 对管侧纵向 Mises 应力分布规律影响较弱, 但对三者 Mises 应力最大值均无明显影响。

(4) 交通荷载作用下管道纵向 Mises 应力和环向竖向应力与埋深成正比, 其增量与埋深增量成反比。

参考文献:

- [1] LAY G R, BRACHMAN R W I. Full-scale physical testing of a buried reinforced concrete pipe under axle load[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2013, 51(4): 394 - 408.
- [2] NOOR M A, DHAR A S. Three-dimensional response of

buried pipe under vehicle loads[C]// New Pipeline Technologies, Security, and Safety. Baltimore, 2003.

- [3] FERNANDO N S M, CARTER J P. Elastic analysis of buried pipes under surface patch loadings[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, 124(8): 720 - 728.
- [4] 吴小刚, 吴军, 宋洁人. 交通载荷下管道的位移响应分析初探[J]. 仪器仪表学报, 2006, 27(6): 14 - 15. (WU Xiao-gang, WU Jun, SONG Jie-ren. The analysis on displacement respond of the pipelines under traffic loads[J]. Chinese Journal of Scientific Instrument, 2006, 27(6): 14 - 15. (in Chinese))
- [5] 张土乔, 邵煜. 交通荷载作用下饱和土中管道的动力分析[J]. 浙江大学学报(工学版), 2007, 41(1): 48 - 51. (ZHANG Tu-qiao, SHAO Yu. Dynamic analyses of pipes in saturated soil under traffic loads[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2007, 41(1): 48 - 51. (in Chinese))
- [6] 李洵. 交通荷载作用下埋地管道的力学性状分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2004. (LI Xun. Analysis on mechanical characteristics of pipelines buried in soft soil under transportation loads[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2004. (in Chinese))

- [7] 王直民. 交通荷载作用下埋地管道的力学性状研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2006. (WANG Zhi-min. Study on mechanical behaviors of buried pipelines under traffic loads[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2006. (in Chinese))
- [8] RAKITIN B, XU M. Centrifuge testing to simulate buried reinforced concrete pipe joints subjected to traffic loading[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2015, **52**(11): 1762 – 1774.
- [9] XU M, SHEN D, RAKITIN B. The longitudinal response of buried large-diameter reinforced concrete pipeline with gasketed bell and spigot joints subjected to traffic loading[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2017, **64**: 117 – 132.
- [10] BECERRIL GARCÍA D, MOORE I D. Behaviour of bell and spigot joints in buried reinforced concrete pipelines[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2014, **52**(5): 609 – 625.
- [11] 张 浩, 杨 玲, 郭院成. 交通荷载作用下低填道路软土地基的动力响应分析[J]. 郑州大学学报 (工学版), 2017, **38**(1): 11 – 15. (ZHANG Hao, YANG Ling, GUO Yuan-cheng. Analysis of dynamic response of soft soil foundation beneath low embankment under traffic load[J]. Journal of Zhengzhou University (Engineering Science), 2017, **38**(1): 11 – 15. (in Chinese))
- [12] GB/T 11836—2009 混凝土路和钢筋混凝土排水管[S]. 2009. (GB/T 11836—2009 Concrete and reinforced concrete sewer pipes[S]. 2009. (in Chinese))
- [13] LEE J, FENVES G L. Plastic-damage model for cyclic loading of cement structures[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1998, **124**(8): 892 – 900.
- [14] GB/T 21873—2008 橡胶密封件给、排水管及污水管道用接口密封圈材料规范[S]. 2008. (GB/T 21873—2008 Rubber seals-joint rings for water supply drainage and sewerage pipeline specification for material[S]. 2008. (in Chinese))
- [15] 张世杰. 管道橡胶密封圈力学性能试验研究与数值模拟[D]. 郑州: 河南工业大学, 2013. (ZHANG Shi-jie. Experimental research and numerical simulation of the mechanical properties of the pipe rubber seals[D]. Zhengzhou: Henan University of Technology, 2013. (in Chinese))
- [16] 刘全林, 杨 敏. 地埋管与土相互作用分析模型及其参数确定[J]. 岩土力学, 2004, **25**(5): 728 – 731. (LIU Quan-lin, YANG Min. Analytical model and parameters determination of interaction between buried pipe and soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, **25**(5): 728 – 731. (in Chinese))
- [17] WANG J, YANG Z. Axial friction response of full-scale pipes in soft clays[J]. Applied Ocean Research, 2016, **59**: 10 – 23.
- [18] JTGD60—2004 公路桥涵设计通用规范[S]. 2004. (JTGD60—2004. General specification for design of highway bridge and culvert[S]. 2004. (in Chinese))
- [19] HYODO M, YASUHARA K. Analytical procedure for evaluating pore-water pressure and deformation of saturated clay ground subjected to traffic loads[C]// Proceedings of the Sixth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics. Innsbruck, 1988.
- [20] 侯 芸, 郭忠印, 田 波, 等. 动荷载作用下沥青路面结构的变形响应分析[J]. 中国公路学报, 2002, **15**(3): 6 – 10. (HOU Yun, GUO Zhong-yin, TIAN Bo, et al. Dynamic deflection response of layered pavement structure subjected to dynamic load[J]. China Journal of Highway and Transport, 2002, **15**(3): 6 – 10. (in Chinese))
- [21] 魏翠玲, 王复明, 周 晶. FWD 无损检测数值的动态分析[J]. 岩土工程学报, 1999, **21**(4): 495 – 497. (WEI Cui-ling, WANG Fu-ming, ZHOU Jing. Dynamic analysis of FWD nondestructive test data[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1999, **21**(4): 495 – 497. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201812016

恒阻锚杆支护机理数值分析

唐春安¹, 陈 峰^{1, 2}, 孙晓明², 马天辉^{*1, 2}, 杜艳红³

(1. 大连理工大学岩石破裂与失稳研究所, 辽宁 大连 116000; 2. 中国矿业大学(北京)深部岩土力学与地下工程国家重点实验室, 北京 100083; 3. 辽宁工程技术大学力学与工程学院, 辽宁 阜新 123000)

摘要: 为了研究恒阻锚杆的拉伸力学性能, 采用 RFPA 软件对恒阻锚杆进行拉伸数值试验, 试验结果表明, 恒阻锚杆拉伸断裂后塑性应变最大值是弹性应变最大值的 12 倍, 并且在塑性变形过程中应力值在 28.01~38.71 MPa 范围内波动, 且波动较为稳定, 数值试验结果与何满潮院士室内试验结果吻合度较高, 验证了数值试验方法的准确性和可靠性。以此为依据, 进一步采用数值试验方法研究荷载作用下恒阻锚杆和围岩相互作用原理, 分析锚固岩体的受力特征和变形破坏特征, 并对比分析传统锚杆和恒阻锚杆的支护效果, 通过对比分析可知, 恒阻锚杆的支护效果优于传统锚杆, 为易发生大变形破坏的软岩及冲击地压控制提供了有效途径。

关键词: 支护机理; 恒阻锚杆; RFPA; 数值试验

中图分类号: TU45 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)12-2281-08

作者简介: 唐春安(1958-), 男, 博士, 教授, 主要从事岩土体破裂过程数值分析与微震监测等方面的教学和科研工作。E-mail: tca@mail.neu.edu.cn

Numerical analysis for support mechanism of constant-resistance bolts

TANG Chun-an¹, CHEN Feng^{1, 2}, SUN Xiao-ming², MA Tian-hui^{1, 2}, DU Yan-hong³

(1. Institute of Rock Instability and Seismicity Research, Dalian University of Technology, Dalian 116000, China; 2. State Key Laboratory for Geomechanics and Deep Underground Engineering, China University of Mining & Technology (Beijing), Beijing 100083, China;
3. School of Mechanics and Engineering, Liaoning Technical University, Fuxin 123000, China)

Abstract: In order to study the tensile mechanical properties of constant-resistance bolts, the numerical simulation of the tensile strength of a constant-resistance bolt is carried out by using the RFPA software. The experimental results show that the maximum plastic strain is 12 times the maximum value of elastic strain after constant-resistance tensile fracture, and the stress value fluctuates in the range of 28.01~38.71 MPa during plastic deformation, and the fluctuation is stable. The results of numerical experiments are in good agreement with Academician He Manchao's laboratory test results, which verifies the accuracy and reliability of the numerical test method. Based on this, the numerical method is used to study the interaction principle of the constant-resistance bolt and the surrounding rock under loading and to analyze the stress and deformation and failure characteristics of anchored rock mass. The support effects of the traditional and constant-resistance bolts are comparatively analyzed. It is shown by the test results that the support effect of the constant-resistance bolt is better than that of the traditional one, which provides an effective way to control the soft rock with large deformation damage and rock burst.

Key words: support mechanism; constant-resistance bolt; RFPA; numerical experiment

0 引言

锚杆是岩土体支护的杆件体系结构, 通过锚杆杆体的纵向抗拉作用, 克服岩土体抗拉性能远低于其抗压性能的缺点, 进而增强岩土体的承载能力^[1-4]。锚杆支护具有成本低、操作简便、占用施工空间少等优点, 因而广泛的应用于边坡、岩土深基坑等地表工程以及隧道、采场等地下硐室施工中^[5-7]。

在地下工程施工过程中, 穿越高地应力区以及遇到软弱围岩体, 常导致围岩大变形, 造成设备损坏和

人员伤亡, 因传统锚杆的延展性低, 常常被拉断, 已不能应对此种地质灾害^[8-9]。针对此问题, 世界各国学者相继研制出各种新型锚杆, 如 Cone bolt^[10]、Roofex

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(41572249); 国家重点基础研究发展计划项目(“973”)(2014CB047100); 中国矿业大学(北京)深部岩土力学与地下工程国家重点实验室开放基金资助项目(SKLGDEK1825)

收稿日期: 2017-12-08

*通讯作者(E-mail: tianhuima@dlut.edu.cn)

bolt^[11]、D type bolt^[12]、Garford bolt^[13]。这些锚杆的支护阻力往往表现为增阻特征或降阻特征, 无法真正实现恒阻特性, 在工程实践中未能得到广泛应用^[14]。鉴于此, 何满潮等^[15]、李晨等^[16]在国内外首创了恒阻大变形锚杆, 该锚杆具有独一无二的负泊松比效应并通过产生弹塑性结构变形来吸收能量, 因而能良好地适应动态冲击和软岩大变形。

本文采用 RFPA 软件对何满潮院士研制恒阻大变形锚杆的抗拉伸性能进行数值分析, 在此基础上研究恒阻锚杆的支护机理, 并对数值试验结果进行讨论分析, 总结恒阻大变形锚杆的力学特性, 并对比分析恒阻锚杆和传统锚杆的支护效果。

1 RFPA 计算原理简介

RFPA 是一个能够模拟材料渐进破裂直至失稳全过程的数值试验工具^[17-18]。该方法考虑了材料性质的非均匀性, 是一种通过非均匀性模拟非线性、通过连续介质力学方法模拟非连续介质力学问题的材料破裂过程分析新型数值分析方法, 该方法的优点有以下 4 点^[19-22]:

- (1) 将材料的非均质性参数引入到计算单元, 宏观破坏是单元破坏的积累过程。
- (2) 认为单元性质是线弹-脆性或脆-塑性的, 单元的弹模和强度等其他参数服从某种分布, 如正态分布、韦伯分布、均匀分布等。
- (3) 认为当单元应力达到破坏的准则发生破坏, 并对破坏单元进行刚度退化处理, 故可以以连续介质力学方法处理物理非连续介质问题。
- (4) 认为岩石的损伤量、声发射同破坏单元数成正比。

2 恒阻锚杆拉伸力学性能

2.1 恒阻锚杆数值模型

为了研究恒阻锚杆的拉伸力学性能, 利用 RFPA 软件建立恒阻锚杆数值模型并进行单轴拉伸试验, 如图 1 所示, 恒阻锚杆的数值模型大小为 750 mm×34 mm。采用位移加载方式, 位移增量 $\Delta S=0.002$ mm。由于恒阻锚杆在保持一定工作应力时有较大变形量, 具有与时间相关的力学行为, 因此本构关系简化为理想弹塑性模型, 如图 2 所示。相比于恒阻锚杆的传统锚杆变形量小, 故传统锚杆的本构关系简化为弹脆性模型, 如图 3 所示。恒阻锚杆的物理力学参数见表 1。



图 1 恒阻锚杆数值模型

Fig. 1 Numerical model for constant-resistance bolt

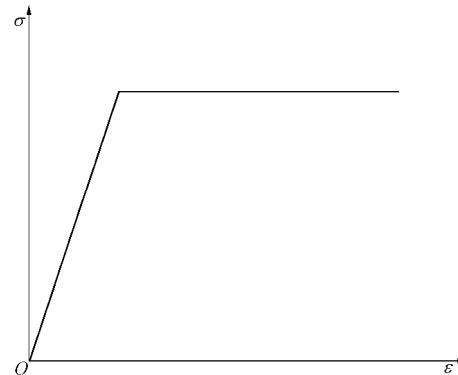


图 2 恒阻锚杆弹-塑性本构关系

Fig. 2 Elastic-plastic constitutive relation of constant-resistance bolt

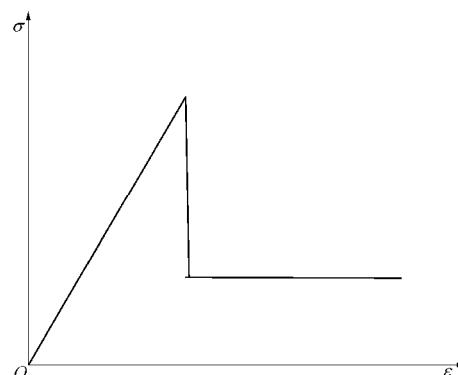


图 3 传统锚杆弹-脆性本构关系

Fig. 3 Elasto-brittle constitutive relation of traditional bolt

表 1 数值试样物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of numerical sample

参数	抗压强度 /MPa	弹性模量 /GPa	泊松比	密度 /($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	摩擦角 /($^{\circ}$)
岩石	165	21.3	0.24	2500	32.7
恒阻锚杆	350	210.0	0.27	7800	30.0
传统锚杆	300	200.0	0.30	7800	30.0

2.2 拉伸模拟试验结果分析

利用拉伸试验可以测定材料在拉伸载荷作用下的一系列拉伸性能指标, 比如: 弹性极限、伸长率等。拉伸试验是检验材料是否符合规定标准的重要方法。通过恒阻锚杆的拉伸模拟试验可知, 恒阻锚杆拉伸断裂后塑性应变最大值是弹性应变最大值的 12 倍, 并且在塑性变形过程中应力值在 28.01~38.71 MPa 范围内波动, 未出现突增突减现象, 波动较为稳定(图 4), 表明该种锚杆具有很好的恒定阻力性能。数值模拟得出的恒阻锚杆拉伸的应力应变关系与何满潮等^[23-24]的试验结果非常相似。

3 恒阻锚杆支护效果分析

3.1 数值模型

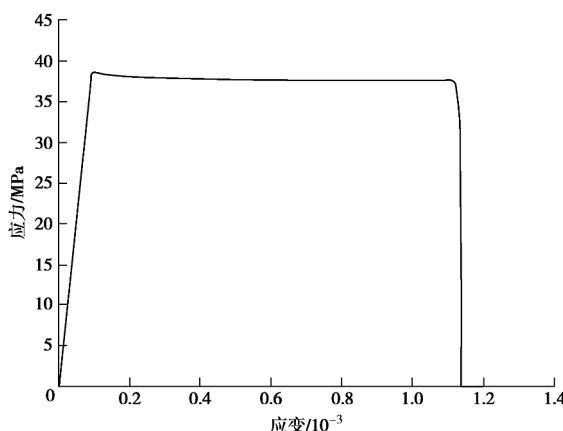
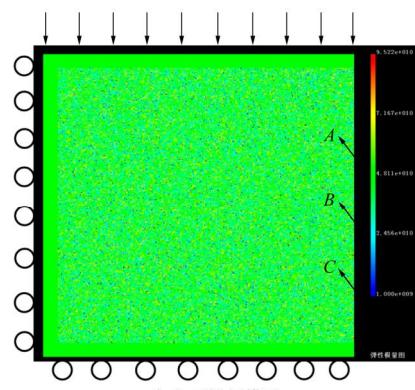


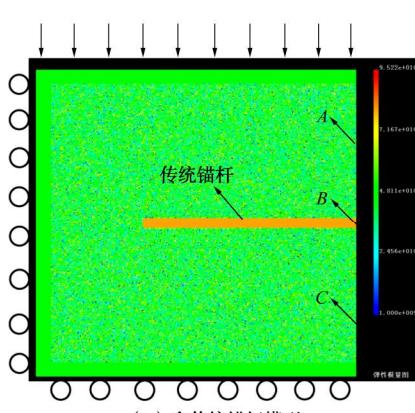
图 4 恒阻锚杆应力-应变曲线

Fig. 4 Stress-strain curves of constant-resistance bolt

为了说明恒阻锚杆的支护效果, 在建立含恒阻锚杆的数值模型 (CRBNM) 同时, 建立了含传统锚杆的数值模型 (TBNM) 和不含锚杆的数值模型 (NBNM), 即纯岩体模型, 如图 5 所示。3 种数值模型尺寸 ($L \times H$) 均为 $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$, 划分的单元数 ($L \times H$) 是 300×300 。每一种模型的左侧和底面被固定, 模型右侧是自由表面, 模型顶面受压, 采用位移加载方式, 每步增量为 0.002 mm/s 。恒阻锚杆和传统锚杆的尺寸 ($L \times f$) 均为 $75 \text{ mm} \times 3.4 \text{ mm}$, 划分的单元数 ($L \times f$) 是 225×102 。数值试样所采用的力学参数见表 1。



(a) 无锚杆模型



(b) 含传统锚杆模型

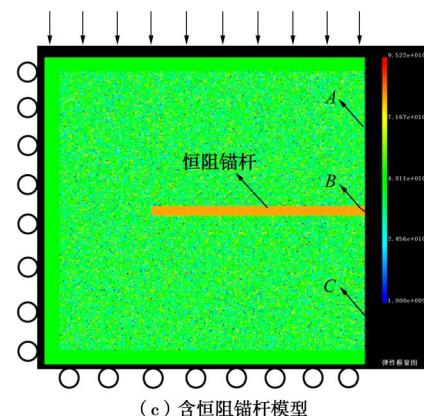
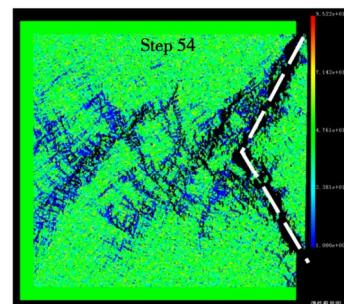


图 5 3 种数值试样模型

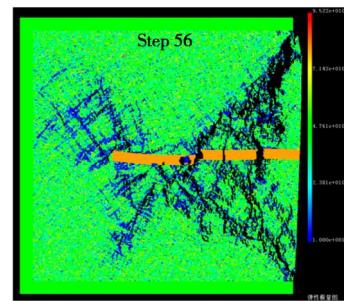
Fig. 5 Models for three numerical specimens

3.2 数值模拟结果分析

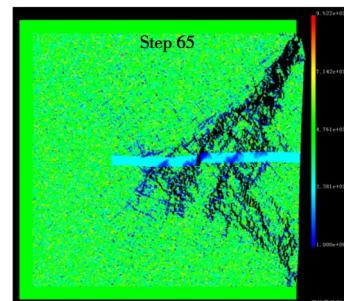
图 6 是 3 种模型的最终破坏形态, 当加载到第 54 步时, NBNM 的右侧 (自由侧) 在竖向压力作用下出现较大的破坏区, 形状为 “V” 型。当加载到第 56 步时, TBNM 完全破坏, 岩体中的传统锚杆多处发生破断。CRBNM 在加载步是 65 时完全破坏, 岩体中的恒



(a) 无锚杆模型



(b) 含传统锚杆模型



(c) 含恒阻锚杆模型

图 6 3 种数值试样破坏形态

Fig. 6 Failure modes of three numerical specimens

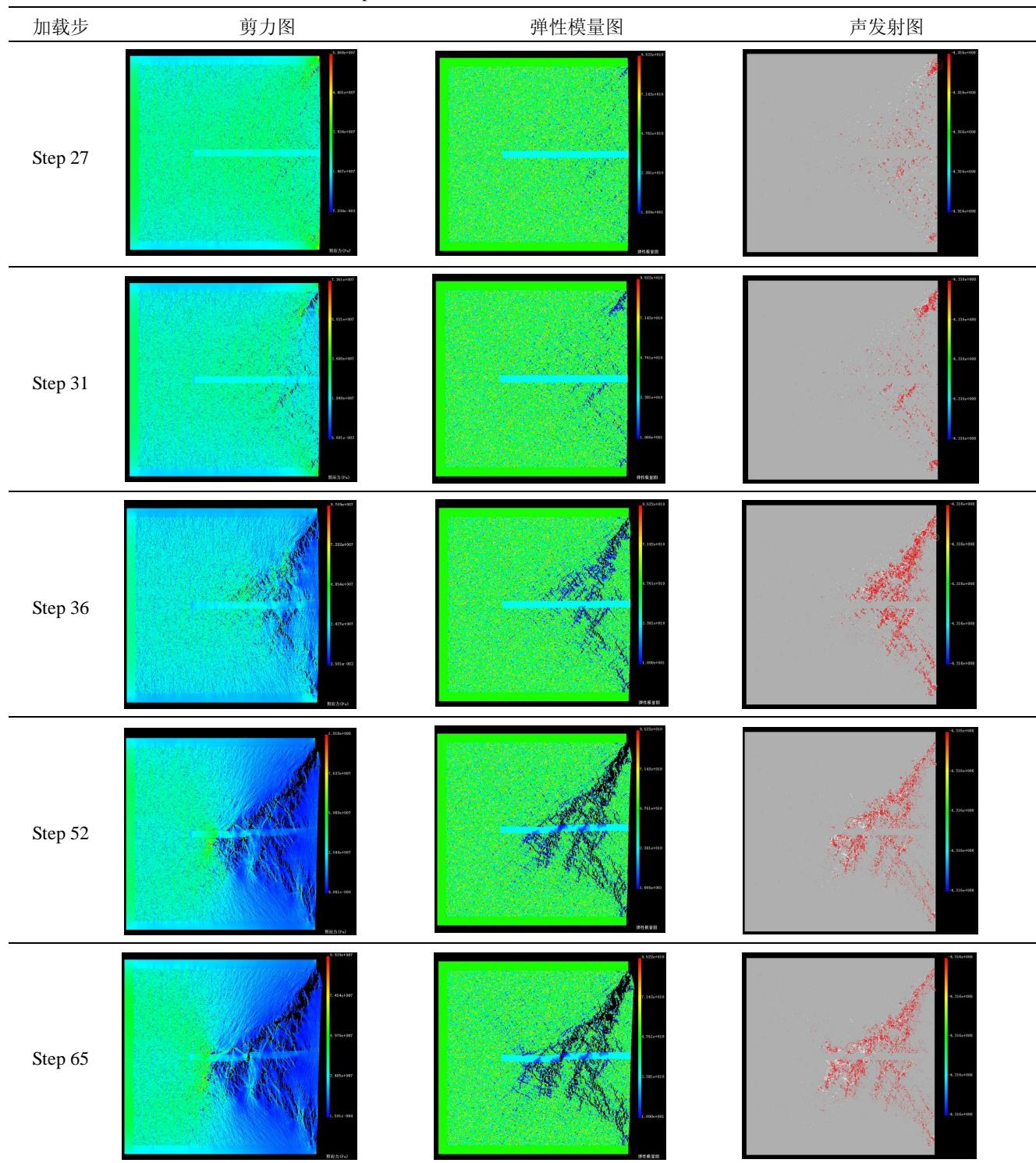
阻锚杆只有一处发生破坏, 说明在相同的工程背景条件下, 使 CRBNM 破坏需要更多的加载步, 即需要更大的荷载, 并且模型破坏时恒阻锚杆的完整性好于传统锚杆, 这意味着在岩体中添加恒阻锚杆后, 在相同的地质条件和荷载作用下, 恒阻锚杆能更好的保护围岩的完整性, 防止地质灾害的发生。

表 2 为含恒阻锚杆模型在竖向压力作用下应力分布、声发射分布、裂纹演化的数值模拟过程。利用声

发射技术研究岩石内部微裂纹的产生与发展, 有助于全面真实地了解岩石破裂过程和变形规律^[25-26]。本文声发射图中圆圈的大小代表相对能量或震级大小, 它与单元的强度成正比, 其中白色圆圈代表剪切破坏, 红色圆圈代表拉伸破坏^[19]。模型在竖向荷载作用前处于稳定状态, 竖向加载后使得岩体应力发生重分布。应力场由原来均匀的初始应力场变为明显的不均匀应力场, 首先在岩体右上端和右下端出现应力集中现象,

表 2 含恒阻锚杆数值模型破坏过程

Table 2 Failure processes of numerical model with constant-resistance bolt



产生声发射并有裂纹出现。随着继续加载, 应力集中区不断向岩体中部转移, 结果在岩体内部形成一定的高应力区, 使得自由侧部位所受的应力较大, 由声发射图可知靠近岩体右侧的破坏区所受的应力为拉应力。当加载步继续增加, 裂纹开始横向发展, 向岩体左侧(固定侧)转移, 因为岩体抗压不抗拉, 此时恒阻锚杆发挥其抗拉特性, 随着围岩变形而发生轴向拉伸的大变形来吸收变形能量, 使得围岩变形能得以缓解放, 进而避免瞬时冲击时出现因锚杆破断而导致支护失效。当应力状态达到恒阻锚杆和岩体极限状态时, 使整个岩体失稳破坏。由声发射图可知模型破坏模式属于张剪复合型破坏。

4 不同锚杆支护效果对比分析

4.1 强度对比分析

本文中峰值强度是指模型(含锚杆模型和无锚杆模型)破坏时所承受的最大轴向压应力。数值模型破裂后仍具有一定的承载能力, 只是保持一较小应力值, 该应力值称为残余强度。由图7可知, 添加恒阻锚杆模型的峰值强度最高, 添加传统锚杆模型的峰值强度次之, 无锚杆模型的峰值强度最低。同时, 3种模型的残余强度变化规律与峰值强度变化规律相同。由表3可知, 添加传统锚杆模型的峰值强度和残余强度是无锚杆模型峰值强度和残余强度的1.13倍和1.28倍, 其峰值强度提高了13.1%, 残余强度提高了28.2%; 添加恒阻锚杆模型的峰值强度、残余强度是无锚杆模型峰值强度、残余强度的1.31倍和1.52倍, 其峰值强度和残余强度分别提高了31.0%和52.3%。由此可知, 由于模型中恒阻锚杆具有高恒阻力特性, 使得其抗拉性能远高于普通锚杆, 改善了岩体的应力状态, 增强了锚固岩体承载能力, 使模型的抗压效果明显优于含传统锚杆的模型, 弥补了传统锚杆的缺陷。

表3 3种数值模型峰值强度和残余强度值

Table 3 Peak and residual intensity values of three numerical models

模型	峰值强度/MPa	残余强度/MPa
添加恒阻锚杆模型	54.1	22.7
添加传统锚杆模型	46.7	19.1
无锚杆模型	41.3	14.9

4.2 应变对比分析

在本文中峰值应变指峰值强度对应的应变, 残余应变指残余强度对应的应变。图8是3种数值模型峰值应变和残余应变变化规律, 由此图可知, 3种数值模型峰值应变和残余应变从高到低依次是添加恒阻锚杆模型、添加传统锚杆模型、无锚杆模型, 与峰值强

度和残余强度表现出相同的变化规律。由表4可知, 添加恒阻锚杆模型和添加传统锚杆模型的峰值应变是无锚杆模型的1.345倍和1.152倍, 分别提高了34.5%和15.2%。添加恒阻锚杆模型和添加传统锚杆模型的残余应变是无锚杆模型的1.207倍和1.037倍, 分别提高了20.7%和3.7%。以上结果表明, 由于恒阻锚杆能发生很大变形而不破坏, 从而使围岩破碎区减小, 改善被锚固岩体的力学性能, 提高了围岩抗变形能力, 增强了锚杆的支护效果, 即很好的满足了工程需求。

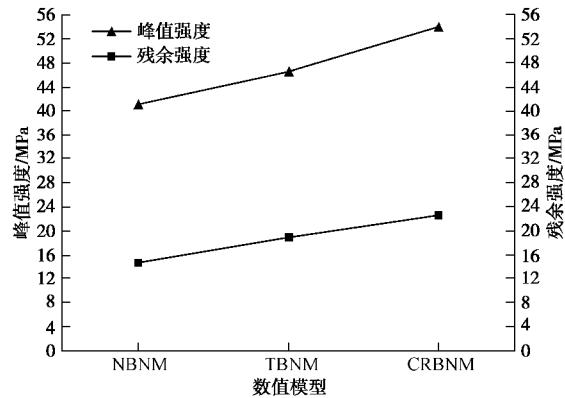


图7 3种数值模型峰值强度和残余强度对比

Fig. 7 Comparison between peak and residual intensities of three numerical models

表4 3种数值模型峰值应变和残余应变值

Table 4 Peak and residual strain values of three numerical models

模型	峰值应变/(10 ⁻³)	残余应变/(10 ⁻³)
添加恒阻锚杆模型	0.636	1.164
添加传统锚杆模型	0.545	1.000
无锚杆模型	0.473	0.964

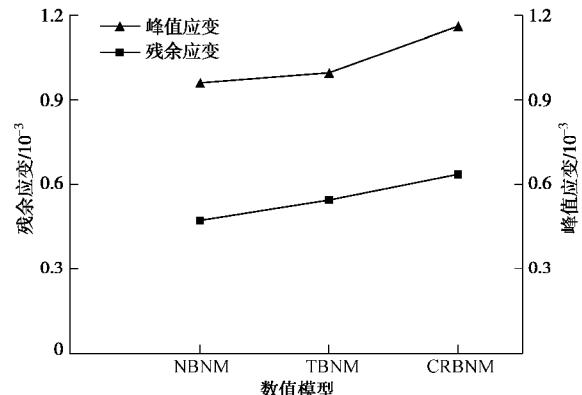


图8 3种数值模型峰值应变和残余应变对比

Fig. 8 Comparison between peak and residual strains for three numerical models

4.3 位移对比分析

位移是巷道、隧道、坝基和边坡工程设计和施工中可以直接测量的物理量, 并且可以采取相应的措施

加以控制, 进而保证位移量是在安全范围之内。数值试验结束后, 分别测定模型右侧 3/4 处 (A 点)、1/2 处 (B 点) 和 1/4 处 (C 点) 的位移值。由图 9 可知, 在加载初期, 添加传统锚杆模型和无锚杆模型的 3 点位移随着加载步的增加而缓慢增加, 当加载步达到某一数值时, 二者的位移-加载步曲线斜率突然增加, 位移增加速率明显加快。而添加恒阻锚杆模型的位移-加载步曲线变化一直比较平缓, 无明显突变情况发生, 说明岩体变形随时间发展缓慢。通过表 5 可知, 当模型发生破坏时, 位移最大值由大到小依次是无锚杆模型、添加传统锚杆模型和添加恒阻锚杆模型。相比于无锚杆模型添加恒阻锚杆后, A, B, C 3 点位移值分别下降 0.105, 0.132, 0.156 mm, 下降率分别为 41.2%, 55.9%, 63.4%, 平均下降率高达 53.5%。含恒阻锚杆模型比含传统锚杆模型 A, B, C 3 点位移值分别下降 0.096, 0.097, 0.045 mm, 下降率分别为 39.0%, 48.3%, 33.3%, 三点位移平均下降率是 40.2%。以上分析说明恒阻锚杆有效的改善围岩的应力应变特性, 当围岩应力达到恒阻锚杆恒定阻力时, 恒阻锚杆产生一定量的滑移变形以吸收和释放围岩体能量, 实现对围岩体变形控制, 降低围岩表面位移量, 使模型右侧破坏处的位移值受到恒阻锚杆的限制, 从而有利于保持巷道围岩的稳定。

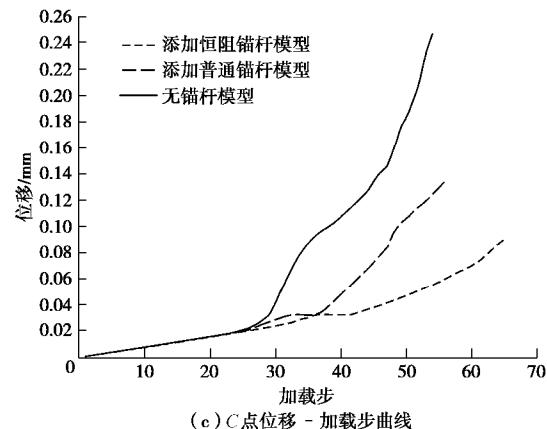
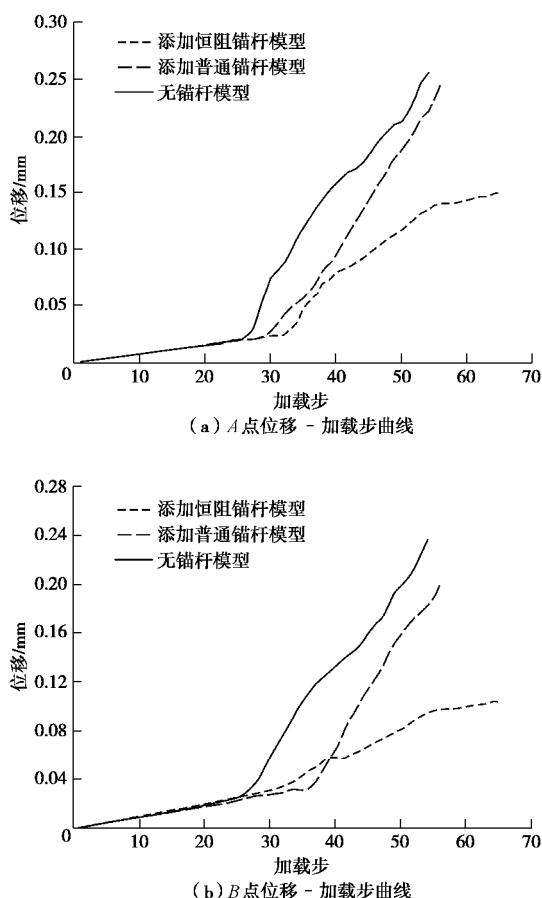


图 9 3 种数值模型 A, B, C 3 点位移-加载步曲线

Fig. 9 Displacement-step curves at three points A, B and C of three numerical models

表 5 3 种数值模型 3 点位移最大值

Table 5 Maximum displacements at three points of three numerical models

模型	A 点位移	B 点位移	C 点位移
	最大值/mm	最大值/mm	最大值/mm
无锚杆模型	0.255	0.236	0.246
添加传统锚杆模型	0.246	0.201	0.135
添加恒阻锚杆模型	0.150	0.104	0.090

5 结 论

(1) 利用 RFPA 软件模拟了恒阻锚杆的单轴拉伸试验, 恒阻锚杆在一定的应力范围内能发生较大的变形, 其塑性应变的最大值是弹性应变的 12 倍, 该试验结果与何满潮等人的室内试验结果有较好一致性, 验证了数值试验的可靠性。

(2) 在竖向荷载作用下, NBNM 破坏区呈 “V” 型, TBNM 中普通锚杆多处发生破坏, 而 CRBNM 中恒阻锚杆只有一处发生破坏, 说明在相同的地质条件和荷载作用下, 恒阻锚杆能更好的保护围岩的完整性, 防止地质灾害的发生。

(3) 通过对 CRBNM 破坏过程分析可知, CRBNM 的破坏区首先发生在模型的右上端和右下端, 并逐渐向模型中部转移。随着加载步的增加, 破坏区向左侧的固定端发展, 此时恒阻锚杆发挥其高恒阻和大变形特性, 抑制岩体破坏, 很好的保护了模型完整性。由声发射图可知模型的破坏模式是拉剪复合型破坏。

(4) 模型中由于添加了恒阻锚杆, 其峰值强度、残余强度、峰值应变、残余应变较含传统锚杆模型的各值都有提升, 分别提升 15.85%, 18.85%, 16.70%,

16.4%, 表明恒阻锚杆具有高恒阻特性, 并通过拉伸大变形吸收冲击能量, 增大了锚固岩体的强度和刚度。

(5) 含恒阻锚杆模型的A, B, C 3点位移比含传统锚杆模型的相应点的位移下降了39.0%, 48.3%, 33.3%, 平均下降率高达40.2%, 说明模型添加恒阻锚杆后, 围岩的应力应变特性得到改善, 降低了围岩塑性区, 控制了围岩破碎区发展, 致使右侧破坏处的位移值受到了恒阻锚杆的限制, 降低了位移量, 很好的控制围岩变形量。

参考文献:

- [1] KANG H, WU Y, GAO F, et al. Fracture characteristics in rock bolts in underground coal mine roadways[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2013, **62**(5): 105 - 112.
- [2] JALALIFAR H. A new approach in determining the load transfer mechanism in fully grouted bolts[D]. Wollongong: University of Wollongong, 2006.
- [3] 侯朝炯. 巷道围岩控制[M]. 徐州: 中国矿业大学出版社, 2013: 186 - 194. (HOU Chao-jiong. Ground control of roadways[M]. Xuzhou: China University of Mining & Technology Press, 2013: 186 - 194. (in Chinese))
- [4] 王 阁. 预应力让压锚杆的数值模拟研究及其应用[D]. 济南: 山东科技大学, 2007. (WANG Ge. Numerical simulation of pre-stressed yield bolt support and its application[D]. Jinan: Shandong University of Science and Technology, 2007. (in Chinese))
- [5] 王连国, 李明远, 王学知. 深部高应力极软岩巷道锚注支护技术研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(16): 2890 - 2893. (WANG Lian-guo, LI Ming-yuan, WANG Xue-zhi. Study on mechanisms and technology for bolting and grouting in special soft rock roadways under high stress[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(16): 2890 - 2893. (in Chinese))
- [6] 何满潮, 景海河, 孙晓明. 软岩工程力学[M]. 北京: 科学出版社, 2002: 21 - 24. (HE Man-chao, JING Hai-he, SUN Xiao-ming. Soft rock engineering mechanics[M]. Beijing: Science Press, 2002: 21 - 24. (in Chinese))
- [7] 柏建彪, 王襄禹, 贾明魁. 深部软岩巷道支护原理及应用[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(5): 632 - 635. (BAI Jian-biao, WANG Xiang-yu, JIA Ming-kuai. Theory and application of supporting in deep soft roadway[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(5): 632 - 635. (in Chinese))
- [8] 李俊平, 连民杰. 矿山岩石力学[M]. 北京: 冶金工业出版社, 2011. (LI Jun-ping, LIAN Min-jie. Mine rock mechanics[M]. Beijing: Metallurgical Industry Press, 2011. (in Chinese))
- [9] 蔡美峰, 何满潮, 刘东燕. 岩石力学与工程[M]. 北京: 科学出版社, 2002. (CAI Mei-feng, HE Man-chao, LIU Dong-yan. Rock mechanics and engineering[M]. Beijing: Science Press, 2002. (in Chinese))
- [10] JAGER A J. Two new support units for the control of rockburst damage[C]// Proceedings of the International Symposium on Rock Support. Sudbury, 1992: 621 - 631.
- [11] CHARETTE F, PLOUFFE M. Roofex-results of laboratory testing of a new concept of yieldable tendon[J]. Deep Mining, 2007(7): 395 - 404.
- [12] LI C C. A new energy absorbing bolt for rock support in high stress rock masses[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2010, **47**(3): 396 - 404.
- [13] VARDEN R, LACHENICHT R, PLAYER J, et al. Development and implementation of the garford dynamic bolt at the Kanowna Belle mine[C]// 10th Underground Operators' Conference. Launceston: Australian Centre for Geomechanics, 2007: 395 - 404.
- [14] 何满潮, 钱七虎. 深部岩体力学基础[M]. 北京: 科学出版社, 2010: 223 - 234. (HE Man-chao, QIAN Qi-hu. The basis of deep rock mechanics[M]. Beijing: Science Press, 2010: 223 - 234. (in Chinese))
- [15] 何满潮, 王 炯, 孙晓明, 等. 负泊松比效应锚索的力学特性及其在冲击地压防治中的应用研究[J]. 煤炭学报, 2014, **39**(2): 214 - 221. (HE Man-chao, WANG Jiong, SUN Xiao-ming, et al. Mechanics characteristics and applications of prevention and control rock bursts of the negative Poisson's ratio effect anchor[J]. Journal of China Coal Society, 2014, **39**(2): 214 - 221. (in Chinese)).
- [16] 李 晨, 何满潮, 宫伟力. 恒阻大变形锚杆负泊松比效应的冲击动力学分析[J]. 煤炭学报, 2016, **41**(6): 1393 - 1399. (LI Chen, HE Man-chao, GONG Wei-li. Analysis on impact dynamics of negative Poisson's ratio effect of anchor bolt with constant resistance and large deformation[J]. Journal of China Coal Society, 2016, **41**(6): 1393 - 1399. (in Chinese))
- [17] TANG C A. Numerical simulation of progressive rock failure and associated seismicity[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1997, **34**(2): 249 - 261.
- [18] TANG C A, KAISER P K. Numerical simulation of cumulative damage and seismic energy release in unstable

- failure of brittle Rock: part I Fundamentals[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1998, **35**(2): 113 - 121.
- [19] 唐春安. 岩石破裂过程数值试验[M]. 北京: 科学出版社, 2003. (TANG Chun-an. Numerical experiments of rock failure process[M]. Beijing: Science Press, 2003. (in Chinese))
- [20] TANG C A, YANG W T, FU Y F, et al. A new approach to numerical method of modelling geological processes and rock engineering problems: continuum to discontinuum and linearity to nonlinearity[J]. Engineering Geology, 1998, **49**(3/4): 207 - 214.
- [21] 梁正召, 杨天鸿, 唐春安, 等. 非均匀性岩石破坏过程的三维损伤软化模型与数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(12): 1147 - 1152. (LIANG Zheng-zhao, YANG Tian-hong, TANG Chun-an, et al. Three-dimensional damage soften model for failure process of heterogeneous rocks and associated numerical simulation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(12): 1147 - 1152. (in Chinese))
- [22] JIA P, TANG C A. Numerical study on failure mechanism of tunnel in jointed rock mass[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, **23**(5): 500 - 507.
- [23] 何满潮, 郭志飚. 恒阻大变形锚杆力学特性及其工程应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(7): 1297 - 1308. (HE Man-chao, GUO Zhi-biao. Mechanical property and engineering application of anchor bolt with constant resistance and large deformation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **31**(7): 1297 - 1308. (in Chinese))
- [24] HE M C, GONG W L, WANG J, et al. Development of a novel energy-absorbing bolt with extraordinarily large elongation and constant resistance[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2014, **67**(1): 29 - 42.
- [25] 李庶林, 尹贤刚, 王泳嘉, 等. 单轴受压岩石破坏全过程声发射特征研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(15): 2499 - 2503. (LI Shu-ling, YIN Xian-gang, WANG Yong-jia, et al. Studies on acoustic emission characteristics of uniaxial compressive rock failure[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(15): 2499 - 2503. (in Chinese))
- [26] 徐 涛, 唐春安, 王述红, 等. 岩石破裂过程围压效应的数值试验[J]. 中南大学学报 (自然科学版), 2004, **35**(5): 840 - 845. (XU Tao, TANG Chun-an, WANG Shu-hong, et al. Numerical tests on confining pressure effect in rock failure process[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2004, **35**(5): 840 - 845. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201812017

新型拉压复合型锚杆锚固性能研究: I 简化理论

涂兵雄¹, 刘士雨¹, 俞 缙¹, 何锦芳¹, 周建峰¹, 贾金青²

(1. 华侨大学福建省隧道与城市地下空间工程技术研究中心, 福建 厦门 361021; 2. 大连理工大学土木工程学院, 辽宁 大连 116024)

摘要: 针对新型拉压复合型锚杆, 假定锚固体与岩土体之间的剪应力呈三角形分布, 对其锚固机理进行了研究。推导得出了拉压复合型锚杆的抗拔承载力计算公式和与拉力型锚杆抗拔承载力之比(承载比)。对承载比的曲线分析结果表明: 承载比随锚固段长度的增加而增加, 当锚固段长度系数 $k_1=2.0$ 时, 承载比达到最大值 2.0; 承载比整体随承压锚固段长度系数 k_2 呈碟碗形对称分布, 且随 k_2 的增加而先增加后减小, 并在 $k_2=0.5$ 时最大; 当 $k_1 \geq 2.0$ 时, 承载比的最大值不再随锚固段长度增加而继续增加, 但是满足承载比达到最大值的 k_2 取值区间变大。对比回拉压复合型锚杆室内试验成果, 推导的承载比计算值与试验值吻合较好。在相同锚固段长度下, 拉压复合型锚杆抗拔承载力可达拉力型锚杆 2.0 倍, 具有良好的工程应用前景。

关键词: 拉压复合型锚杆; 锚固机理; 黏结强度; 抗拔承载力

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)12-2289-07

作者简介: 涂兵雄(1984-), 男, 硕士生导师, 主要从事基坑工程、边坡工程及地下空间工程等领域的教学与科研工作。E-mail: tubingxiong@163.com。

Analysis of anchorage performance on new tension-compression anchor: I simplified theory

TU Bing-xiong¹, LIU Shi-yu¹, YU Jin¹, HE Jing-fang¹, ZHOU Jian-feng¹, JIA Jin-qing²

(1. Fujian Engineering Technology Research Center for Tunnel and Underground Space, Huaqiao University, Xiamen 361021, China;

2. School of Civil Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: The anchorage mechanism of a new tension-compression composite anchor is studied based on the assumption of triangular distribution of the shear stress between anchorage body and rock mass. The formula for calculating the uplift bearing capacity of the tension-compression composite anchor and the bearing capacity ratio of tension-compression composite anchor to tension type anchor (BCA) are derived. The analysis results for BCA show that the value of BCA increases with the increase of the anchorage length. BCA has the maximum value of 2.0 when the anchorage length coefficient $k_1 = 2.0$. The curve, which is like a bowl, of BCA is symmetrical distributed over the compacted anchorage length coefficient k_2 . The value of BCA increases first and then decreases with the increase of k_2 , and it has the maximum value when $k_2 = 0.5$. The maximum value of BCA no longer continues to increase with the increase of the anchorage length when $k_1 \geq 2.0$, but the value range of k_2 expands, with which BCA has the maximum value. The calculated value of the derived BCA agrees better with the test one as compared with the model test results of tension-compression composite anchor. The uplift bearing capacity of tension-compression composite anchor can reach 2.0 times that of the tension type anchor under the same anchorage length. So the tension-compression composite anchor has a very good prospect in engineering application.

Key words: tension-compression composite anchor; anchorage mechanism; bonding strength; uplift bearing capacity

0 引言

近 20 余年, 随着国家建设的飞速发展, 岩土锚固在边坡、基坑、水利、堤坝、矿井以及地下工程等建设中得到广泛应用^[1-2]。大量的岩土锚固工程为锚固技术的应用及创新提供了良好的机遇, 各种新型锚固技术不断创新并应用于实际工程, 为国家的经济建设和城市发展做出了巨大贡献。如郭钢等^[3-4]通过模型实验

研究了均质砂土中扩体锚杆的承载特性。张虎元等^[5]针对楠竹加筋复合锚杆开展现场拉拔试验, 研究了楠竹加筋复合锚杆的静力学指标^[6]。曹佳文^[7]、彭文祥等^[8]等通过模型试验研究了充气锚杆在砂土中的荷载

基金项目: 国家自然科学基金项目(51408242, 51678112, 51679093, 51874144); 中国博士后科学基金项目(2016M592082)

收稿日期: 2017-11-28

位移曲线规律, 得到了充气锚杆极限承载力的理论计算方法。刘钟等^[9]研发了具有多重防腐功能的承压型囊式扩体锚杆。

对于新型锚杆技术, 需要从多个方面进行全面研究, 如锚杆的承载特性、锚固机理、锚固体与岩土体界面剪应力分布规律等。目前已有诸多学者在这些方面进行了研究并取得了较好的成果, 尤其是在锚固体与岩土体界面力学本构关系方面。如 Xiao 等^[10]、何思明等^[11-12]分别建立岩土体弹塑性模型探讨了锚固体的锚固机理。Yang 等^[13]采用分离式模型建立了基于混凝土基质的锚杆二界面分布函数理论。Benmokrane^[14]采用分段线性函数模式来表征锚固体与岩土体界面三个阶段的剪应力-剪切位移关系, 进而描述了锚杆界面的黏结-软化-滑移特性。段建等^[15]采用更为简化的两个阶段的界面本构模型, 对锚杆的松动破坏进行了分析。孔宪宾等^[16], 张洁等^[17]分别采用理想的弹塑性模型作为锚固体与岩土体界面的荷载传递模型, 研究了土-锚相互作用机理及锚杆临界锚固长度。基于众多学者在界面本构关系取得的成果, 诸多锚杆新技术的承载特性及锚固机理研究也取得了较好的研究成果。

本文针对发明的新型拉压复合型锚杆^[18], 对其锚固机理及承载力性能进行了研究, 为拉压复合型锚杆的后续理论试验研究及工程应用提供参考和依据。

1 拉压复合型锚杆

新型拉压复合型锚杆在传统拉力型锚杆锚固段的杆体中固定增设一个承压板, 并通过必要的技术和构造措施, 把传统单一的锚固段划分为同时具有 2 个受力状态不同的锚固段单元的新型锚杆。杆体制作时, 在承压板前端的锚杆杆体上设置套管, 使杆体与锚固体无黏结; 在承压板后端的锚杆杆体上不设置套管, 使杆体与锚固体黏结。当锚杆受力时, 承压板被拉动后, 一方面, 承压板挤压前面的锚固体, 使其处于受压状态, 形成承压锚固段; 另一方面, 拉动承压板后面的锚固体, 使其处于受拉状态, 形成受拉锚固段。拉压复合型锚杆结构示意图如图 1 所示。

传统荷载集中型锚杆受力后, 锚固体与岩土体界面的剪应力都是直接从一端向另一端传递 (拉力型锚杆是从锚固段始端向末端传递, 压力型锚杆是从锚固段末端向始端传递), 使得荷载传递始端的界面存在明显的应力集中现象^[19,20], 当剪应力超过界面的极限黏结强度时, 便会出现界面软化^[21]或渐进性破坏^[22]。另外, 由于界面剪应力的传递沿锚固长度衰减, 导致锚固段后段界面的黏结强度得不到充分发挥, 使得锚杆抗拔承载力偏低。

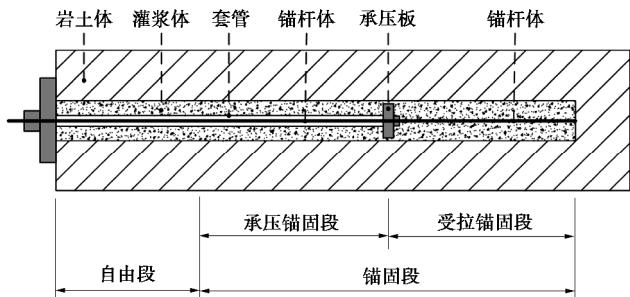


图 1 拉压复合型锚杆结构示意图

Fig. 1 Structure of tension-compression composite anchor

与荷载集中型锚杆相比, 拉压复合型锚杆具有以下优点: ①应力集中小。由于承压锚固段和受拉锚固段共同承担荷载, 使得承压锚固段和受拉锚固段分别承受的荷载大大减小, 大大缓解界面剪应力传递始端的应力集中现象, 同时可大幅减小锚固段界面受到的剪应力。②黏结强度充分发挥。界面剪应力从承压板处同时向承压锚固段和受拉锚固段两侧传递, 荷载传递长度更长, 剪应力分布相对更加均匀, 使得界面的黏结强度发挥更加充分。③抗拔承载力高。拉压复合型锚杆界面的剪应力达到极限黏结强度时, 由于界面应力传递长度大, 且黏结强度充分发挥, 使得其抗拔承载力大大提高。

2 理论假设

为便于对拉压复合型锚杆的锚固机理及承载力进行分析, 在现有研究成果的基础上, 进行如下假设:

(1) 锚固体与岩土体界面的剪应力呈三角形^[23]分布, 拉力型锚杆端头剪应力达到极限时, 端头至剪应力零点的长度为临界锚固长度 l_c ^[23], 如图 2 (a) 所示。

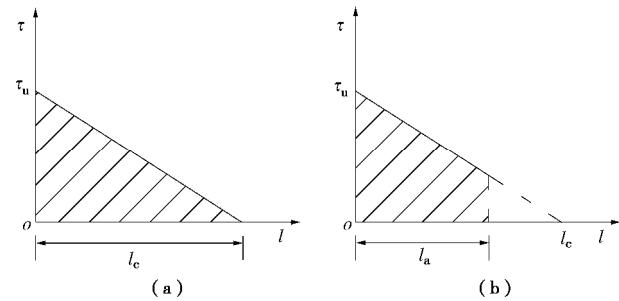


图 2 界面剪应力分布简化模型

Fig. 2 Simplified model for shear stress along anchorage length

(2) 锚固段长度小于临界锚固长度 l_c 时, 界面剪应力仍呈三角形分布, 端头剪应力达到极限时, 剪应力传递直线的斜率不变, 如图 2 (b) 所示。

(3) 承压锚固段和受拉锚固段在承压板处始终变形协调, 且在该处的界面剪应力相等。

(4) 锚杆锚固体与岩土体界面剪应力一旦达到极限黏结强度, 即判定锚杆失效, 此时锚杆受到的拉力

为锚杆的极限抗拔承载力。

3 理论推导

为便于对拉压复合型锚杆及拉力型锚杆的抗拔承载力进行推导及对比分析, 令锚杆的锚固段长度 $l_a = k_1 l_c$, k_1 为锚固段长度系数; 承压锚固段长度为 $k_2 l_a$, k_2 为承压锚固段长度系数; 则受拉锚固段长度为 $(1-k_2)l_a$; 锚固段周长取单位 “1”。

(1) $0 < l_a \leq l_c$, 即 $0 < k_1 \leq 1$

锚固段的应力传递曲线如图 3 所示。图中曲线 1 表示拉力型锚杆, 受拉力的端头为坐标原点 O , 线段 OF 表示锚固段长度 l_a , 线段 AB 表示锚固段上的界面剪应力沿锚固段长度的分布曲线。线段 OM 表示临界锚固长度 l_c 。图中曲线 2 表示拉压复合型锚杆锚固段上的界面剪应力传递曲线, 其中线段 CD 表示承压锚固段上的界面剪应力分布曲线, 线段 DE 表示受拉锚固段上的界面剪应力分布曲线。特别地, 当 $k_2=0$ 时, 表示拉压复合型锚杆没有承压锚固段, 简化为普通拉力型锚杆; 当 $k_2=1$ 时, 表示拉压复合型锚杆没有受拉锚固段, 简化为普通压力型锚杆。

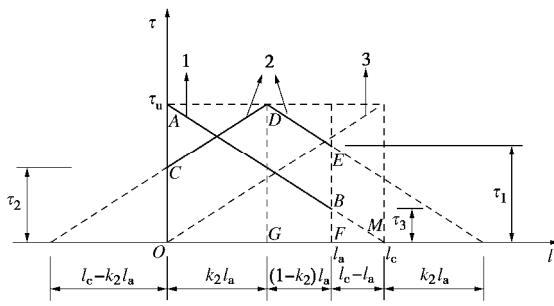


图 3 $l_a \leq l_c$ 时锚固段应力传递曲线

Fig. 3 Curves of stress transfer on anchorage length for $l_a \leq l_c$

图中曲线 3 表示锚固段长度为 l_c 的压力型锚杆的界面剪应力传递曲线, 由于拉力型锚杆和压力型锚杆界面剪应力传递规律的对称性, 则二者承载力相同, 故本文只分析拉力型锚杆即可。图 3 中, 拉压复合型锚杆的受拉锚固段在远离承压板的端头 (E 点) 的剪应力为 t_1 , 承压锚固段在远离承压板的端头 (C 点) 的剪应力为 t_2 , 拉力型锚杆在锚固段末端 (B 点) 的剪应力为 t_3 。

根据三角形相似原理可得

$$t_1 = (1 - k_1 + k_1 k_2) t_u, \quad (1)$$

$$t_2 = (1 - k_1 k_2) t_u, \quad (2)$$

$$t_3 = (1 - k_1) t_u. \quad (3)$$

则拉力型锚杆的抗拔承载力 (OABF 面积) 为

$$T_{u,t} = 0.5 t_u l_c (2 - k_1) k_1. \quad (4)$$

相应地, 拉压复合型锚杆的抗拔承载力 (OCDEF 面积) 为

$$T_{u,tc} = 0.5(t_2 + t_u) k_2 l_a + 0.5(t_1 + t_u)(1 - k_2) l_a. \quad (5)$$

将式 (1)、(2) 代入式 (5) 得

$$T_{u,tc} = 0.5 t_u l_c (-2k_1^2 k_2^2 + 2k_2 k_1^2 - k_1^2 + 2k_1). \quad (6)$$

将式 (6) 除以式 (4) 可得拉压复合型锚杆与拉力型锚杆的抗拔承载力之比 (下文简称承载比):

$$N = \frac{2k_1}{2 - k_1} (k_2 - k_2^2) + 1. \quad (7)$$

式 (7) 中 $k_2=0$ (简化为拉力型锚杆) 和 $k_2=1$ (简化为压力型锚杆) 时, 都有 $N=1$ 。

式 (7) 中 $k_2 \in [0,1]$, $k_1 \in (0,1]$, 故 $\frac{2k_1}{2 - k_1} > 0$,

$(k_2 - k_2^2) \geq 0$ 。式 (7) 对 k_1 和 k_2 求导数得

$$\frac{\partial N}{\partial k_2} = \frac{2k_1}{2 - k_1} (1 - 2k_2), \quad (8)$$

$$\frac{\partial N}{\partial k_1} = \frac{4(k_2 - k_2^2)}{(2 - k_1)^2}. \quad (9)$$

显见, 取值区间内, N 为 k_1 的增函数; N 随 k_2 的增加而先增加后减小, 且在 $k_2=0.5$ 时最大。令

$$\frac{\partial^2 N}{\partial k_1 \partial k_2} = \frac{4(1 - 2k_2)}{(2 - k_1)^2} = 0, \quad (10)$$

得 $k_2=0.5$ 时, N 取极值 $\frac{k_1}{2(2 - k_1)} + 1$ 。当且仅当 $k_1=1$ 时, N 取最大值 1.5。

当 $k_1=0$ 时, 表示锚杆没有锚固段, 锚杆抗拔承载力均始终为零, 则拉压复合型锚杆与拉力型锚杆的抗拔承载力相等, 此时, 令 $N=1$ 。

(2) $l_c < l_a \leq 2l_c$, 即 $1 < k_1 \leq 2$

锚固段的应力传递曲线如图 4 所示。由于锚固段长度 $l_a > l_c$, 受锚固体与岩土体界面剪应力传递规律的影响, 拉力型锚杆锚固段实际发挥作用的长度为 l_c , 故抗拔承载力始终为 $T_{u,t} = 0.5 t_u l_c$ 。

a) 当 $k_2 l_a \leq l_a - l_c$, 即 $k_1 k_2 - k_1 + 1 \leq 0$ 时, 承压板位于图 4 所示的一区, 受拉锚固段实际发挥作用的长度始终为 l_c , 如曲线 2 所示。

$$T_{u,tc} = 0.5 t_u l_c (1 - k_1^2 k_2^2 + 2k_1 k_2), \quad (11)$$

$$N = 1 - k_1^2 k_2^2 + 2k_1 k_2. \quad (12)$$

b) 当 $l_a - l_c \leq k_2 l_a \leq l_c$, 即 $k_1 k_2 - k_1 + 1 \geq 0$ 且 $k_1 k_2 \leq 1$ 时, 承压板位于图 4 所示的二区, 承压锚固段和受拉锚固段都发挥作用, 如曲线 3 所示。根据三角形相似原理可得

$$t_1 = (1 - k_1 + k_1 k_2) t_u, \quad (13)$$

$$t_2 = (1 - k_1 k_2) t_u. \quad (14)$$

则拉压复合型锚杆的抗拔承载力 (OCDEF 面积) 为

$$T_{u,tc} = 0.5(t_2 + t_u) k_2 l_a + 0.5(t_1 + t_u)(1 - k_2) l_a. \quad (15)$$

将式 (13)、(14) 代入式 (15) 得

$$T_{u,tc} = 0.5t_u l_c (-2k_1^2 k_2^2 + 2k_2 k_1^2 - k_1^2 + 2k_1) \quad (16)$$

得承载比:

$$N = 2k_2 k_1^2 - 2k_1^2 k_2^2 - k_1^2 + 2k_1 \quad (17)$$

当 $k_1=1$, 即 $l_a=l_c$ 时, 式 (17) 化简为 $N=-2k_2^2+2k_2+1$, 与 $k_1=1$ 时的式 (7) 同解。

对式 (17) 求 k_1 和 k_2 的二阶导数得

$$\frac{\partial^2 N}{\partial k_1 \partial k_2} = 4k_1(1-2k_2) \quad (18)$$

令式 (18) 等于零, 得 $k_2=0.5$ 时, N 取极值:

$$N = 2k_1 - 0.5k_1^2 \quad (19)$$

显见 $k_1 \in (1, 2]$ 时, 式 (19) 为 k_1 的递增函数。

当 $k_1=2$, $k_2=0.5$ 时, N 取最大值 2.0。另当 $k_1=1$, $k_2=0.5$ 时, N 取最大值 1.5。

c) 当 $l_c \leq k_2 l_a \leq 2l_c$, 即 $1 \leq k_1 k_2 \leq 2$ 时, 承压板位于图 4 所示的三区, 承压锚固段实际发挥作用的长度始终为 l_c , 如曲线 4 所示。

$$T_{u,tc} = 0.5t_u l_c (-k_1^2 k_2^2 + 2k_2 k_1^2 - k_1^2 - 2k_1 k_2 + 2k_1) \quad (20)$$

$$N = 1 - k_1^2 k_2^2 + 2k_2 k_1^2 - k_1^2 - 2k_1 k_2 + 2k_1 \quad (21)$$

当 $k_1=2$, $k_2=0.5$ 时, N 取最大值 2.0。

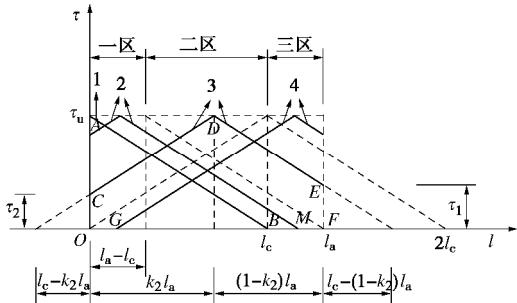


图 4 $l_c < l_a \leq 2l_c$ 时锚固段应力传递曲线

Fig. 4 Stress transfer curve on the anchorage length for $l_c < l_a \leq 2l_c$

(3) $l_a > 2l_c$, 即 $k_1 > 2$

锚固段的应力传递曲线如图 5 所示。拉力型锚杆锚固段实际发挥作用的长度为 l_c , 故拉力型锚杆抗拔承载力始终为 $T_{u,t} = 0.5t_u l_c$ 。

a) 当承压锚固段长度 $k_2 l_a \leq l_c$, 即 $k_1 k_2 \leq 1$ 时, 承压板位于图 5 所示的一区, 则受拉锚固段实际发挥作用的长度始终为 l_c , 如曲线 2 所示。

$$T_{u,tc} = 0.5t_u l_c (1 - k_1^2 k_2^2 + 2k_1 k_2) \quad (22)$$

$$N = 1 - k_1^2 k_2^2 + 2k_1 k_2 \quad (23)$$

b) 当 $l_c \leq k_2 l_a \leq l_a - l_c$, 即 $k_1 k_2 - k_1 + 1 \leq 0$ 且 $k_1 k_2 \geq 1$ 时, 承压板位于图 5 所示的二区, 则承压锚固段和受拉锚固段实际发挥作用的长度均始终为 l_c , 如曲线 3 所示。显见, 恒有 $N=2.0$ 。

c) 当 $k_2 l_a \geq l_a - l_c$, 即 $k_1 k_2 - k_1 + 1 \geq 0$ 时, 承压板位于图 5 所示的三区, 承压锚固段实际发挥作用的长度始终为 l_c , 如曲线 4 所示。

$$T_{u,tc} = 0.5t_u l_c [2 - (k_1 - k_1 k_2 - 1)^2] \quad (24)$$

$$N = 2 - (k_1 - k_1 k_2 - 1)^2 \quad (25)$$

由图 5 可以看出, 在一区内, k_2 增加, 曲线 2 与坐标轴所包围面积增大, 即拉压复合型锚杆抗拔承载力增加; 在二区内, k_2 增加, 曲线 3 与所包围面积不便, 即抗拔承载力不变; 在三区内, k_2 增加, 曲线 4 与所包围面积减小, 即抗拔承载力减小。故承载比 N 随 k_2 的增加而先增加(一区), 达到最大值 2.0(二区)后, 再减小(三区)。特别地, 当 $k_1=2$, $k_2=0.5$ 时, $N=2.0$ 。

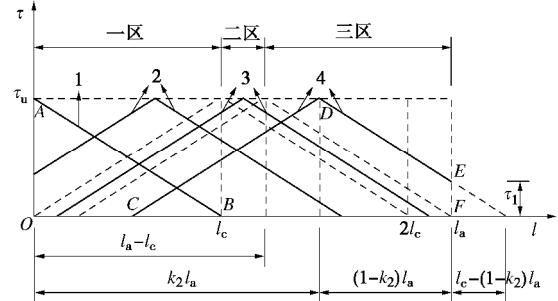


图 5 $l_a > 2l_c$ 时锚固段应力传递曲线

Fig. 5 Curves of stress transfer on anchorage length for $l_a > 2l_c$

4 机理分析

基于上述理论推导结果, 汇总得出拉压复合型锚杆与拉力型锚杆的抗拔承载力之比如表 1 所示, 并绘制承载比 N 成果曲线如图 6 所示。

表 1 承载比 N 计算公式

Table 1 Formulae for bearing capacity ratio N

锚固长度	条件	N 值
$l_a \leq l_c$ ($k_1 \leq 1$)	$k_2 \in [0, 1]$	$\frac{2k_1}{2 - k_1} (k_2 - k_2^2) + 1$
	$k_2 \in [0, 1 - 1/k_1]$	$1 - k_1^2 k_2^2 + 2k_1 k_2$
$l_c \leq l_a \leq 2l_c$ ($1 \leq k_1 \leq 2$)	$k_2 \in [1 - 1/k_1, 1/k_1]$	$2k_2 k_1^2 - 2k_1^2 k_2^2 - k_1^2 + 2k_1$
	$k_2 \in [1/k_1, 1]$	$1 - k_1^2 k_2^2 + 2k_2 k_1^2 - k_1^2 - 2k_1 k_2 + 2k_1$
$l_a \geq 2l_c$ ($k_1 \geq 2$)	$k_2 \in [0, 1/k_1]$	$1 - k_1^2 k_2^2 + 2k_1 k_2$
	$k_2 \in [1/k_1, 1 - 1/k_1]$	2
	$k_2 \in [1 - 1/k_1, 1]$	$2 - (k_1 - k_1 k_2 - 1)^2$

从图 (6) 中可以看出, 拉压复合型锚杆与拉力型锚杆承载力之比 N 值随 k_2 的变化具有明显的对称性, 整体分布呈碟碗形。

当 $k_1 \leq 2.0$ 时, N 值曲线呈倒扣“弧底碗”形, N 值随 k_1 的增加而增加, 但 k_1 值越大, 增幅越小; N 值随 k_2 的增加而先增加后减小, 且当 $k_2=0.5$ 时, N 值最大。 $k_1=1$ 时, N 值在 $k_2=0.5$ 时得到最大值 1.5; $k_1=2$ 时, N 值在 $k_2=0.5$ 时得到最大值 2.0。究其原因, 主要是由于以下几个方面的影响。

(1) 当锚固段长度小于临界锚固长度, 即 $k_1 \leq$

1.0 时, 无论承压板放置在哪个位置, 都能保证界面剪应力在承压锚固段和受拉锚固段上传递, 故锚杆抗拔承载力随锚固段长度的增加而增加, 且承压板设置在锚固段中间, 即 $k_2=0.5$ 时, 能使承压锚固段和受拉锚固上的黏结强度都能得到最充分的发挥, 相应地获得最大的抗拔承载力。

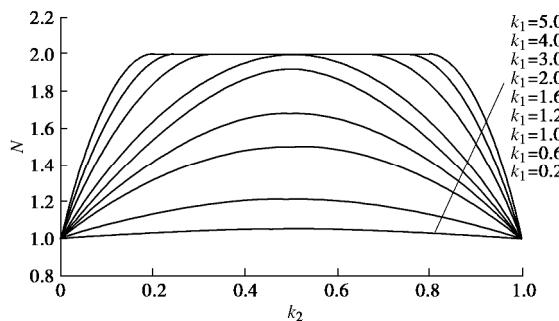


图 6 拉压复合型锚杆与拉力型锚杆承载力之比

Fig. 6 Bearing capacity ratios of tension-compression type anchor to tension type anchor

(2) 当拉压复合型锚杆锚固段长度介于 1~2 倍临界锚固长度之间, 即 $1.0 < k_1 < 2.0$ 时, 如果承压板位置距离锚头太近 (图 4 中一区), 尽管承压锚固段能全部发挥作用, 但会导致受拉锚固长度超过临界锚固长度, 从而使得部分受拉锚固段 (图 4 中 MF 段) 上的黏结强度无法发挥作用, 故承载力较小; 同理, 如果承压板位置距离锚头太远 (图 4 中三区), 尽管受拉锚固段能全部发挥作用, 但会导致承压锚固长度超过临界锚固长度, 从而使得部分承压锚固段 (图 4 中 OG 段) 上的黏结强度无法发挥作用, 故承载力较小。当承压板位置放置在中部合适位置时 (如图 4 中二区), 承压锚固段与受拉锚固段长度均小于临界锚固长度, 从而使锚固段界面黏结强度得到更充分、更合理的发挥, 故承载力较高。

(3) 当拉压复合型锚杆锚固段中长度等于临界锚固长度 2 倍 (即 $k_1=2.0$), 且承压板设置在锚固段中间位置 (即 $k_2=0.5$) 时, 承压锚固段和受拉锚固段长度刚好均为临界锚固长度, 界面黏结强度充分发挥作用, 此时, 拉压复合型锚杆抗拔承载力达到最大值, $N_{\max}=2.0$ 。

当 $k_1 > 2.0$ 时, N 值曲线呈倒扣“平底碗”形, 即 N 值随 k_2 的增加而先增加, 达到最大值 (即 $N_{\max}=2.0$) 后保持不变, 再减小; 锚固段越长, 即 k_1 越大, 使 N 值达到最大值 2.0 的 k_2 取值区间就越大。这是由于锚固段长度超过临界锚固长度 2 倍后, 当承压板位置在锚固段中间一定范围内变化时, 始终能满足承压锚固段和受拉锚固段实际发挥作用的长度均为临界锚固长度 (图 5 中二区), 相应的拉压复合型锚杆抗拔承载力始终为拉力型锚杆的 2.0 倍。且锚固段长度越长, 即 k_1 越大, 满足 $N_{\max}=2.0$ 的图 5 中二区范围越大, 即 k_2

取值区间越大。当承压板位置偏离该区间靠近锚头时 (图 5 中一区), 实际发挥作用的受拉锚固段长度始终为临界锚固长度; 而承压锚固段长度小于临界锚固长度, 但会随 k_2 的增加而增加, 故锚杆抗拔承载力随 k_2 的增加而增加。当承压板位置偏离该区间远离锚头时 (图 5 中三区), 实际发挥作用的承压锚固段长度始终为临界锚固长度; 实际发挥作用的受拉锚固段长度小于临界锚固长度, 且会随 k_2 的增加而减小, 故锚杆抗拔承载力随 k_2 的增加而减小。

综上, 拉压复合型锚杆抗拔承载力可达拉力型锚杆的 2.0 倍。拉力型锚杆锚固段长度不宜超过 l_c , 而拉压复合型锚杆锚固段长度不宜超过 $2l_c$ 。

5 理论验证

为验证本文理论结果的合理性, 将本文理论计算分析结果与拉压复合型锚杆模型试验结果进行对比验证。该模型试验完成锚固长度 360 mm 试件 12 件, 其中 T360 拉力型锚杆 4 件; TC360-12 (拉压长度比为 1:2, 即受拉锚固段长度与承压锚固段长度之比为 1:2) 拉压复合型锚杆和 TC360-21 (拉压长度比为 2:1) 拉压复合型锚杆各 4 件, 试件采用 C30 混凝土。完成锚固长度 300 mm 试件 9 件, 其中 T300 锚杆 3 件; TC300-12 锚和 TC300-21 锚各 3 件; 试件采用 C40 混凝土。

模型试件断面尺寸均为 250 mm×250 mm; 锚杆杆体采用 8.8 级 M18 螺杆, 选用配套的 M18 螺母及配套的钢垫板 (外径 44 mm, 内径 19 mm, 厚度 8 mm) 制作承压板; 试件制作时采用直径 50 mm 的 PVC 管在中心预留注浆孔; 试件成型拆模后, 拔除 PVC 管, 对中放置杆体并灌注水泥浆; 水泥浆采用强度等级为 42.5 的龙泥牌普通硅酸盐水泥制作, 水灰比 0.5, 试验加载过程中, 同期测得水泥浆试块抗压强度平均值为 40.5 MPa。

试验制作过程如图 7 所示。试验加载采用杭州邦威机电控制工程有限公司制造的 MAS-100/250 伺服作动器, 额定最大加载量程为 100~250 kN, 试验全程按位移控制单调加载, 加载速率为 0.01 mm/s。试验采用江苏东华测试技术股份有限公司生产的静态应变测试系统 DH3816N 进行数据采集。汇总模型试验承载力结果如表 2 所示。



图 7 试件制作及加载

Fig. 7 Preparation of test materials and loading schemes

从表 2 中可以看出, 拉压复合型锚杆抗拔承载力相比拉力型锚杆有显著提高。TC360-12 组试验结果实测承载比 N 的平均值 1.78; TC360-21 组试验结果实测承载比 N 的平均值 2.59, 高于 TC360-12 组; 两组承载比 N 平均值 2.19。TC300-12 组试验结果实测承载比 N 的平均值 1.72; TC300-21 组试验结果实测承载比 N 的平均值 1.80, 略高于 TC300-12 组; 两组承载比 N 平均值 1.76。试验结果总体上满足 $N \in [1, 2]$, 理论值与试验值比较吻合。因此, 拉压复合型锚杆抗拔承载力能比传统拉力型锚杆显著提高。

表 2 锚杆试验成果

Table 2 Results of anchor tests

锚固段长度 /m	编号	P_u /kN	\bar{P}_u /kN	极差 /%	N	\bar{N}
360	T360-1	53.64				
	T360-2	53.22				
	T360-3	43.24	51.10	21.47	—	—
	T360-4	54.21				
	TC360-12-1	82.02			1.61	
	TC360-12-2	99.88			1.95	1.78
	TC360-12-3	84.25	91.10	19.60	1.65	
	TC360-12-4	98.24			1.92	
	TC360-21-1	118.6			2.32	
	TC360-21-2	123.8			2.42	
300	TC360-21-3	140.1	132.3	21.39	2.74	2.59
	TC360-21-4	146.9			2.87	
	T300-1	44.74				
	T300-2	50.51	47.32	12.15	—	—
	T300-3	46.70				
	TC300-12-1	87.18			1.84	
	TC300-12-2	80.28	81.42	12.75	1.70	1.72
	TC300-12-3	76.80			1.62	
	TC300-21-1	90.58			1.91	
	TC300-21-2	83.81	85.26	10.77	1.77	1.80
	TC300-21-3	81.40			1.72	

注: 表中承载比 N 为各拉压复合型锚杆的抗拔承载力与拉力型锚杆抗拔承载力平均值之比。

6 结 论

(1) 拉压复合型锚杆由于同时具有承压锚固段和受拉锚固段, 能同时分担荷载, 使得锚固体与岩土体界面的黏结强度充分发挥, 承载力显著提高。

(2) 当锚固段长度不超过临界锚固长度 2 倍时, 承载比曲线呈“弧底碗”状, N 值随承压锚固段长度系数 k_2 的增加而先增大后减小, 且在 $k_2=0.5$ 时最大; N 值随锚固段长度的增加而增大, 且当 $k_1=2$, $k_2=0.5$ 时, $N_{\max}=2.0$ 。

(3) 当锚固段长度超过临界锚固长度 2 倍后, 承载比曲线呈“平底碗”状, N 值随承压锚固段长度系数 k_2 的增加而先增大, 达到最大值 2.0 后保持不变, 随后再减小; N 值随锚固段长度的增加而增大, 但最大值不超过 2.0, 且锚固段越长, k_2 可以在更大区间内变化并获得最大值 2.0。

(4) 本文推导的拉压复合型锚杆与普通拉力型锚杆承载力之比, 与试验结果比较吻合。本文提出的研究方法对拉压复合型锚杆的进一步理论研究和工程应用具有很好的参考价值。

参 考 文 献:

- [1] 程良奎. 岩土锚固的现状与发展[J]. 土木工程学报, 2001, 34(3): 7 - 12. (CHENG Liang-kui. Present status and development of ground anchorages[J]. China Civil Engineering Journal, 2001, 34(3): 7 - 12. (in Chinese))
- [2] 贾 强, 应惠清, 张 鑫. 锚杆静压桩技术在既有建筑物增设地下空间中的应用[J]. 岩土力学, 2009, 30(7): 2053 - 2058. (JIA Qiang, YING Hui-qing, ZHANG Xin. Construction of basement in existing buildings by static bolt-pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(7): 2053 - 2058. (in Chinese))
- [3] 郭 钢, 刘 钟, 邓益兵, 等. 砂土中扩体锚杆承载特性模型试验研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(12): 3645 - 3652. (GUO Gang, LIU Zhong, DENG Yi-bing, et al. Model test research on bearing capacity characteristics of underreamed ground anchor in sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(12): 3645 - 3652. (in Chinese))
- [4] 郭 钢, 刘 钟, 李永康, 等. 扩体锚杆拉拔破坏机制模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(8): 1677 - 1684. (GUO Gang, LIU Zhong, LI Yong-kang, et al. Model test research on failure mechanism of underreamed ground anchor[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(8): 1677 - 1684. (in Chinese))
- [5] 张虎元, 王晓东, 王旭东, 等. 楠竹加筋复合锚杆内部界面黏结滑移模型[J]. 岩土力学, 2011, 32(3): 789 - 796. (ZHANG Hu-yuan, WANG Xiao-dong, WANG Xu-dong, et al. Bond-slip model for bamboo-steel cable composite anchor[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(3): 789 - 796. (in Chinese))
- [6] 王晓东, 张虎元, 吕擎峰. 楠竹加筋复合锚杆静力学性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2011, 44(12): 108 - 115. (WANG Xiao-dong, ZHANG Hu-yuan, LU Qing-feng. Laboratory study of the static properties of bamboo-steel cable composite anchor[J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(12): 108 - 115. (in Chinese))
- [7] 曹佳文, 彭振斌, 彭文祥, 等. 充气锚杆在砂土中的模型试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(7): 1957 - 1962. (CAO Jia-wen, PENG Zhen-bin, PENG Wen-xiang, et al. Model test study of inflated anchors in sands[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(7): 1957 - 1962. (in Chinese))
- [8] 彭文祥, 张 旭, 曹佳文. 充气锚杆极限承载力计算方法

- [J]. 岩土力学, 2013, **34**(6): 1696 – 1702. (PENG Wen-xiang, ZHANG Xu, CAO Jia-wen. Calculation method for ultimate bearing capacity of inflatable anchor[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(6): 1696 – 1702. (in Chinese))
- [9] 刘 钟, 郭 钢, 张 义, 等. 囊式扩体锚杆施工技术与工程应用[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(增刊 2): 205 – 211. (LIU Zhong, GUO Gang, ZHANG Yi, et al. Construction technology and engineering applications of capsule-type under-reamed ground anchor[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(S2): 205 – 211. (in Chinese))
- [10] XIAO Shu-jun, CHEN Chang-fu. Mechanical mechanism analysis of tension type anchor based on shear displacement method[J]. Journal of Central South University of Technology, 2008, **15**(1): 106 – 111.
- [11] 何思明, 李新坡. 预应力锚杆作用机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, **25**(9): 1876 – 1880. (He Si-ming, LI Xin-po. Study on mechanism of prestressed anchor bolt[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, **25**(9): 1876 – 1880. (in Chinese))
- [12] 何思明, 田金昌, 周建庭. 胶结式预应力锚索锚固段荷载传递特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, **25**(1): 117 – 121. (He Si-ming, TIAN Jin-chang, ZHOU Jian-ting. Study on load transfer of bond prestressed anchor rope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, **25**(1): 117 – 121. (in Chinese))
- [13] YANG S T, WU Z M, HU X Z, et al. Theoretical analysis on pullout of anchor from anchor-mortar-concrete anchorage system[J]. Eng Fract Mech, 2008, **75**(5): 961 – 985.
- [14] BENMOKRANE B, CHENNOUF A, MITRI H S. Laboratory evaluation of cement-based grouts and grouted rock anchors[J]. Int J Rock Mech Min Sci Geomech, 1995, **32**(7): 633 – 642.
- [15] 段 建, 言志信, 郭锐剑, 等. 土层锚杆拉拔界面松动破坏分析[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(5): 936 – 941. (DUAN Jian, YAN Zhi-xin, GUO Rui-jian, et al. Failure analysis of soil anchors induced by loose interface under pullout load[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(5): 936 – 941. (in Chinese))
- [16] 孔宪宾, 余跃欣, 李 炜, 等. 土-锚杆相互作用机理的研究[J]. 工程力学, 2000, **17**(3): 80 – 86. (KONG Xian-bin, SHE Yue-xin, LI Wei, et al. The mechanism study of soil-anchor interaction[J]. Engineering Mechanics, 2000, **17**(3): 80 – 86. (in Chinese))
- [17] 张 洁, 尚岳全, 叶 彬. 锚杆临界锚固长度解析计算[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(7): 1134 – 1138. (ZHANG Jie, SHANG Yue-quan, YE Bin. Analytical calculations of critical anchorage length of bolts[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(7): 1134 – 1138. (in Chinese))
- [18] 涂兵雄, 贾金青, 俞 璞, 等. 一种拉压复合型锚杆: 中国, ZL201420450678.5[P]. 2014. (TU Bing-xiong, JIA Jin-qin, YU Jin, et al. A tension-compression composite anchor: China, ZL201420450678.5[P]. 2014. (in Chinese))
- [19] SERRANO A, OLALLA C. Tensile resistance of rock anchors[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1999, **36**(4): 449 – 474.
- [20] KILIC A, YASAR E, ATIS C D. Effect of bar shape on the pull-out load capacity of fully grouted rock bolt[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2002, **18**(1): 1 – 6.
- [21] 郭锐剑, 谌文武, 段 建, 等. 考虑界面软化特性的土层锚杆拉拔受力分析[J]. 中南大学学报, 2012, **43**(10): 4003 – 4009. (GUO Rui-jian, CHEN Wen-wu, DUAN Jian, et al. Pullout mechanical analysis of soil anchor based on softening behavior of interface[J]. Journal of Central South University, 2012, **43**(10): 4003 – 4009. (in Chinese))
- [22] 尤春安, 战玉宝. 预应力锚索锚固段界面滑移的细观力学分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(10): 1976 – 1985. (YOU Chun-an, ZHANG Yu-bao. Analysis of interfacial slip mesomechanics in anchorage section of prestressed anchor cable[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(10): 1976 – 1985. (in Chinese))
- [23] 龙 照, 赵明华, 张恩祥, 等. 锚杆临界锚固长度简化计算方法[J]. 岩土力学, 2010, **31**(9): 2991 – 2995. (LONG Zhao, ZHAO Ming-hua, ZHANG En-xiang, et al. A simplified method for calculation critical anchorage length of bolt[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(9): 2991 – 2995. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201812018

基于三维柔性薄膜边界的土石混合体大型三轴试验 颗粒离散元模拟

金 磊^{1, 2}, 曾亚武²

(1. 湖北理工学院土木建筑工程学院, 湖北 黄石 435003; 2. 武汉大学土木建筑工程学院, 湖北 武汉 430072)

摘要: 为了有效模拟土石混合体室内大型三轴试验侧向柔性乳胶膜的力学行为, 提出了一种可行的三轴试验侧向柔性薄膜边界的三维离散元模拟方法, 即三维组合墙法。结合已开发的不规则块石及土石混合体三维离散元建模方法, 建立了可考虑柔性薄膜边界的土石混合体大型三轴试样三维离散元模型。引入平行黏结模型以更好地模拟胶结土石混合体中颗粒间的胶结作用, 通过开展大型三轴数值试验逐一全面地标定了无胶结土石混合体和胶结土石混合体数值模型的细观力学参数。分析了无胶结土石混合体和胶结土石混合体数值试样的变形破坏过程及特征, 并与室内试验结果进行了对比。结果表明: 所提出的三维柔性薄膜边界建模方法原理简单, 参数较少, 易于实现, 且能节省计算资源; 基于三维柔性薄膜边界的土石混合体大型三轴试验颗粒离散元模拟能较好地再现土石混合体的应力-应变特征、无胶结土石混合体的鼓肚变形破坏特征、胶结土石混合体变形局部化的过程及其剪切带的细观结构特征。

关键词: 土石混合体; 大型三轴试验; 三维柔性薄膜边界; 颗粒离散元; 变形破坏特征

中图分类号: TU411 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)12-2296-09

作者简介: 金 磊(1989-), 男, 博士, 主要从事复杂岩土体三维颗粒离散元建模及其变形破坏机理等方面的研究工作。E-mail: whujinlei@whu.edu.cn。

Numerical simulation of large-scale triaxial tests on soil-rock mixture using DEM with three-dimensional flexible membrane boundary

JIN Lei^{1, 2}, ZENG Ya-wu²

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Hubei Polytechnic University, Huangshi 435003, China; 2. School of Civil Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072, China)

Abstract: In order to effectively simulate the mechanical behavior of lateral flexible latex film used in large-scale triaxial tests on soil-rock mixture (SRM), a feasible three-dimensional discrete element (3-D DEM) modeling method, named 3-D wall-arrangement method for the flexible membrane boundary, is proposed. In conjunction with the previously developed 3-D DEM modeling method for irregularly shaped rock blocks and SRM, the 3-D DEM models of SRM large-scale triaxial specimens are constructed. Then, the parallel-bond model is introduced to better simulate the cementation in cemented SRM, and the meso-mechanical parameters of numerical specimens are calibrated comprehensively by conducting a series of numerical large-scale triaxial tests. Finally, the deformation and failure processes and characteristics of numerical specimens of uncemented and cemented SRMs are analyzed and compared with the results of the corresponding laboratory experiments. The results show that the proposed modeling method for three-dimensional flexible membrane boundary presents many obvious advantages including simple principle, fewer parameters, convenient implementation and saving computing resources. The stress-strain characteristics of SRM, bulging deformation of uncemented SRM, deformation localization process and meso-structural characteristics of shear band of cemented SRM are all well reproduced by carrying out the DEM simulation of large-scale triaxial test on the constructed and calibrated SRM model with the developed three-dimensional flexible membrane boundary.

Key words: soil-rock mixture; large-scale triaxial test; three-dimensional flexible membrane boundary; granular discrete element simulation; deformation and failure characteristic

0 引言

土石混合体 (Soil-rock mixture, 简称 SRM) 是由

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (41272342); 湖北省高等学校优秀中青年科技创新团队计划项目 (T201823); 湖北理工学院校级科研项目 (18xjz14R)

收稿日期: 2017-10-16

较大的块石、细粒土体和孔隙等所构成的一种非均质、非连续、非线性的复杂地质体, 具有独特的力学性质。国内外诸多水电工程、交通工程建设中都遇到了这种特殊地质体, 其稳定性直接影响着工程的安全施工与正常运行。因此, 研究土石混合体的变形破坏机理对于地质工程防灾减灾具有重要的意义。

土石混合体变形破坏机理研究现已成为岩土工程领域一个热点问题, 同时也是一个难点问题。目前主要的研究方法有现场大型推剪试验、室内大型直剪试验和三轴试验及其数值模拟。数值模拟方法主要包括有限元法、有限差分法和离散元法等。其中, 颗粒离散元法在探究岩土材料变形破坏的细观机理方面表现出显著的优越性, 基于颗粒离散元的大型双轴或三轴数值试验作为一种重要的研究手段正被越来越多的学者所采用。

丁秀丽等^[1]、石崇等^[2]基于数字图像处理技术生成了土石混合体真实细观结构的二维颗粒流模型, 并进行了双轴试验颗粒离散元模拟。Graziani 等^[3]、田湖南等^[4]将块石简化为圆形、三角形和四边形等建立了土石混合体随机细观结构的二维颗粒离散元模型, 并开展了双轴数值试验研究。王新^[5]采用球体模拟块石和土颗粒, 建立了土石混合体大型三轴试验三维颗粒离散元模型, 并进行了大型三轴数值试验。金磊等^[6-7]提出了一种不规则块石的三维离散元建模方法, 建立了土石混合体大型三轴试样三维离散元模型, 对大型三轴试验进行了颗粒流模拟, 分析了块石含量和形状对土石混合体力学性能影响的细观机理。值得注意的是上述研究成果中所建立的大型三轴试验模型的侧向边界均是直接采用刚性的直线墙(二维)或圆柱墙(三维)来进行模拟。

室内三轴试验中的侧向边界是柔性乳胶膜, 其作用是既能允许试样发生自由变形同时又能施加和维持一定的围压, 其行为对试样的力学特性和破坏模式均有较大的影响。Cheung 等^[8]分别利用其自行开发的柔性薄膜边界和 PFC 中的圆柱形墙边界开展了颗粒材料三轴试验的颗粒离散元模拟, 对比分析发现这两种边界条件下试样的应力分布和破坏模式都明显不同, 采用不可变形的刚性圆柱墙边界时试样边缘易出现应力集中且会限制变形局部化或剪切带的自由发展, 从而使得破坏模式与室内三轴试验的结果相比有明显差异。因此, 在三轴试验数值模拟中对侧向柔性薄膜的合理模拟并使其能够最大限度地接近实验室实际情况, 对于岩土体三轴试验宏观应力应变特性和破坏模式的准确模拟及微观结构演变的进一步研究等都是至关重要的。

Xu 等^[9]提出在土石混合体双轴试样模型的两侧

加上一定厚度的光滑颗粒集合体来模拟柔性薄膜。但该法可能存在一些问题, 如这部分薄膜颗粒在试样加载后发生较大变形时是否还能保证试样边界处受到均匀的围压; 另外这种方法也使得模型中的颗粒数量大大增加, 降低了计算效率, 尤其是三维情形。

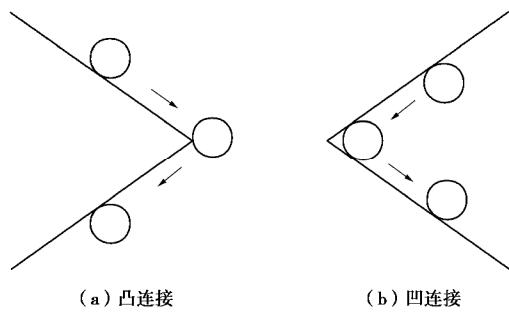
为了更有效地模拟土石混合体大型三轴试验中侧向柔性薄膜的力学行为, 本文在综合分析已有柔性膜边界模拟方法的基础上, 提出一种简单高效的三轴试验侧向柔性薄膜三维离散元模拟方法——三维组合墙法, 在此基础上利用已开发的不规则块石及土石混合体大型三轴试样三维离散元建模方法^[10], 建立考虑柔性膜边界的土石混合体大型三轴试样三维离散元模型; 开展大型三轴数值试验, 分别标定无胶结土石混合体和胶结土石混合体模型的细观力学参数; 分析无胶结土石混合体和胶结土石混合体的变形破坏特征, 并与室内试验结果进行对比以验证所建模型的可靠性, 从而为进一步开展数值模拟深入探究土石混合体变形破坏的细观机理提供有利条件。

1 三维柔性薄膜的离散元模型

1.1 PFC^{3D} 中墙(Wall) 的简介

颗粒离散元软件 PFC^{3D} 中一般是采用墙单元来作为模型边界, 因此有必要介绍一下墙的相关背景知识。PFC^{3D} 中提供了标准墙和广义墙两种墙。标准墙是平面, 可分为有限平面和无限平面两种, 而广义墙指的是圆柱面或螺旋面等其他形式的曲面。在这些类型的墙中, 有限平面墙应用最广, 它是由指定的可构成一个多边形的一系列顶点来定义的。有限平面墙只有一侧处于激活状态, 即只有一侧可以与颗粒发生相互作用, 激活一侧由这些顶点的定义顺序按右手法则确定, 或者说从激活一侧去观察平面墙, 这些顶点是按逆时针顺序来定义的^[11]。

假设现在有两个平面互相连接, 一个球沿着一个平面运动到另一个平面, 接触点的过渡方式将取决于相邻的两个平面的连接方式, 如图 1 所示。由图可见, 当两个平面相对于激活一侧为凸连接, 球与平面的接触点能平稳地从第一个平面经顶点过渡到第二个平面上, 任何时刻球与一个平面只会有一个接触; 而当两个平面相对于激活侧为凹连接, 则球运动到连接处时总是会发生与两个平面同时接触的情形。针对这两种情况的差异, PFC^{3D} 中也采用了不同的处理方式, 针对凸连接可将这两个平面作为一个墙单元来处理; 而针对凹连接则必须将这两个平面分别定义为两个不同的墙单元, 因为一个墙与一个颗粒在任何一个时刻只能有一个接触^[11]。

图 1 PFC^{3D} 中相邻两个平面的连接方式Fig. 1 Connection of two adjacent planes in PFC^{3D}

1.2 柔性薄膜模拟方法回顾

在室内三轴试验中, 边界条件主要包括端部的刚性加载板和侧向的柔性薄膜。端部的刚性加载板可直接采用上节介绍的平面墙来模拟, 只需要将其刚度设置的较颗粒大一些即可模拟其刚性特征, 而柔性薄膜的有效模拟则比较复杂, 尤其是三维模拟。

在已有的岩土材料三轴试验离散元模拟中, 国内外学者们提出了多种模拟柔性薄膜的方法。最初的也是最简单最常用的方法是直接采用刚性墙来进行模拟, 这对直剪试验非常适合, 但它不能有效地模拟柔性薄膜的实际行为。早期另一种常用的方法是采用周期边界^[12], 所谓周期边界指的是颗粒从试样一侧脱离的同时在另一侧增加一个相同的颗粒。显然, 这种方法的边界被视为是无限的, 从而消除了边界的影响, 但它不能体现试样在边界处的破坏形式。

近年来, 一些研究者开始尝试采用新的模拟方法。Wang 等^[13]和蒋明镜等^[14]提出将颗粒用接触黏结联结成颗粒串来模拟胶结砂土双轴试验中的侧向柔性薄膜(柔性联结颗粒法)。Bono 等^[15]和 Cil 等^[16]进一步开发了三维的柔性联结颗粒串薄膜边界并应用于胶结砂土三轴试验的三维颗粒离散元模拟中。这种采用柔性联结的颗粒串来直接模拟柔性薄膜的方法比较接近实际薄膜的行为, 应用效果也较好。但这种方法一方面需要额外增加颗粒来模拟薄膜, 另一方面, 这种方法对三维情形比较复杂, 尤其是当试样加载后发生侧向膨胀变形时需要实时在颗粒串中增加颗粒或按一定算法增大颗粒半径来模拟薄膜的扩展, 这也使得该方法实现起来比较困难。

Cheung 等^[8]提出用试样边界处在理论上与薄膜相接触的范围内的颗粒作为边界颗粒, 然后通过给这些边界颗粒施加一定的力来维持所需要的围压从而可以间接模拟薄膜的行为(边界区域颗粒法)。因此, 这种方法无需增加额外的薄膜颗粒就能较好地模拟薄膜的作用。然而, 在模拟过程中试样变形会引起原来的边界颗粒产生位移而可能不再属于边界颗粒, 所以计

算过程中需要不断更新判断边界颗粒和计算所需施加的力, 这将大大增加计算时间, 且该算法在三维情形下的实现也相当复杂。

Zhao 等^[17]提出用一系列高度较小的圆柱面(常规三轴试验)或平面墙(平面应变试验)堆叠组合来模拟侧向薄膜, 并成功地用于常规三轴试验和平面应变试验的离散元模拟中。在 PFC^{3D} 中, 堆叠墙中的每一个墙都可以独立运动, 从而可以在一定程度上允许试样自由变形, 而围压则可以通过采用数值伺服机制控制每个墙的运动方向和速度来施加和维持^[11]。由于 PFC^{3D} 中墙的计算相对于颗粒的计算要简单得多, 因此这种方法相对于柔性联结颗粒法和边界区域颗粒法算法更为简单、易于实现且计算效率也大大提高。

然而, Zhao 等提出的薄膜模型仍存在一些不足, 一方面其只在竖向上进行了墙的堆叠, 对于三轴试验这可以模拟竖向上不同高度处的差异变形, 但无法模拟试样在横向不同方向的差异变形。另外, 模型中每个圆柱形墙都是没有厚度的, 若其数量不足够多, 试样变形过程中上下相邻两墙的错开距离较大时颗粒就可能会逃逸出去; 若圆柱形墙数量太多, 则不仅会降低计算效率, 而且部分墙单元可能会因没有颗粒接触导致数值伺服机制失效。针对这些不足, 本文在该法的基础上提出一种更加完善的三轴试验柔性薄膜离散元模拟方法, 即三维组合墙法, 以更好地模拟室内三轴试验中柔性薄膜的实际行为。

1.3 柔性薄膜模拟的三维组合墙法

基于已提出的不规则块石和土石混合体三维离散元建模方法^[10], 本文建立了与文献[18]中室内大型三轴试验相对应的各含石量(Mass block proportion, 简称 MBP)的土石混合体大型三轴试样三维离散元模型, 如图 2 所示, 图中青色的团粒(Clumps)表示土颗粒, 浅蓝色的团粒表示块石颗粒。为了更好地模拟土颗粒的形态及提高计算效率, 在建模时将土体颗粒简化为由两个球相切组成的团粒来模拟, 粒径小于 10 mm 的土颗粒由 10~20 mm 粒径的土颗粒进行等量替代, 其他同文献[10]。

在上述所建立的土石混合体数值试样中, 侧向边界是一个刚性的圆柱形墙。为了允许数值试样在轴向不同高度处及横向不同方向上都能自由变形, 本文提出的方法是: 将该圆柱形墙在轴向即高度上进行分层, 每层高度相同; 同时, 在横向将圆形的横截面用外切正多边形近似替代。考虑到计算效率, 通过不同分层数和不同边数多边形的对比表明: 在高度上分 7 层、横截面上用外切正 24 边形时可满足本文模拟的需要, 这样原来的圆柱形墙边界就可以由 168 个平面墙单元按圆柱形排列组合来代替, 如图 3 所示。

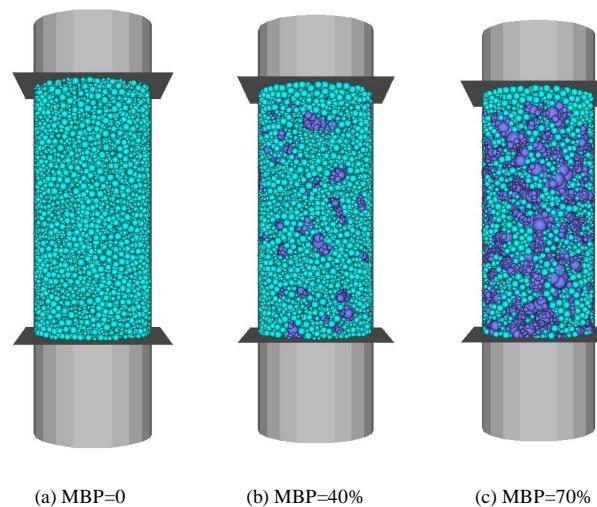


图2 土石混合体大型三轴试样三维离散元模型

Fig. 2 3-D DEM models for large-scale triaxial specimens of SRM

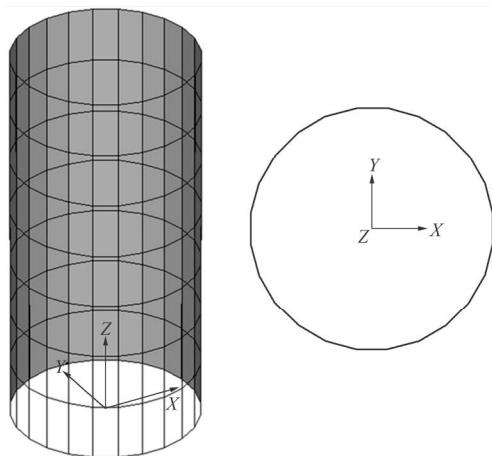


图3 圆柱形边界的平面墙组合替代

Fig. 3 Arrangement substitute of plane walls for cylindrical boundary

在 PFC^{3D} 中围压是通过数值伺服机制控制每个墙的运动方向和速度来施加和维持的^[11]。当对数值试样加载后, 试样会出现变形, 为了维持设定的围压, 这些平面墙单元会发生运动, 这里只允许各墙单元能独立的进行径向运动, 以此来模拟薄膜的变形。为了防止轴向上 (z 向) 相邻的两个墙单元之间错开距离较大造成颗粒从边界逃逸出去, 需将各平面墙单元沿径向外延伸, 即要采用一定厚度的长方体单元来模拟, 本文模型中各平面墙单元向外延伸试样半径的 1/5 长度, 如图 4 (a) 所示。另一方面, 当试样发生变形后, 横截面上相邻的两个墙单元可能会脱开, 这也可能会造成颗粒从模型中逃逸, 若采取不断添加新墙单元的方法则计算量增加且实现起来也比较复杂。实际上, 只要将各墙单元在环向上向两端相应延伸一定长度就能方便且有效地解决这一问题, 本文模型中各墙单元

在环向上各自向两端延伸原来长度的一倍, 如图 4 (b) 所示。

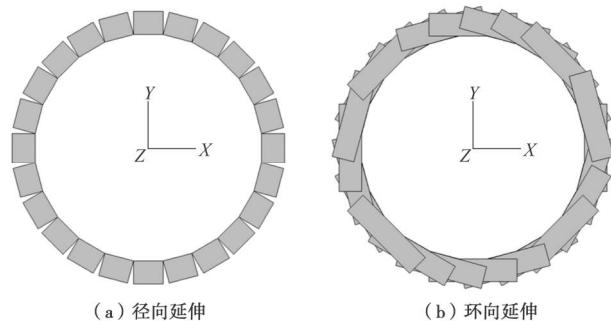


图4 柔性薄膜模型中平面墙单元延伸为长方体单元

Fig. 4 Plane walls arranged to model flexible membrane boundary extended into cuboids

由 1.1 节可知 PFC 中的墙单元只有平面和圆柱面等, 并无长方体的墙, 这里长方体的薄膜单元需由 6 个平面墙作为长方体的 6 个面来模拟。但实际上在数值试验过程中只有内侧的面和上下两个面可能与颗粒发生相互作用, 因此只要生成这 3 个面即可。根据图 1 所示平面墙的两种连接方式可知这里每个薄膜单元的 3 个组成平面为凸连接, 故可作为一个墙单元来处理, 这样一个薄膜单元指的就是由 3 个面组成的一个墙单元。由所有薄膜单元所形成的三维柔性薄膜边界模型及单个薄膜单元如图 5 所示。

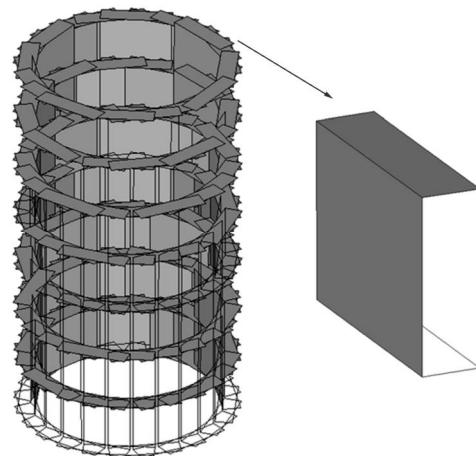


图5 三维组合墙法生成的三轴试验柔性薄膜模型

Fig. 5 Flexible membrane model in triaxial tests generated by 3-D wall-arrangement method

三轴试验中顶部和底部的刚性板可直接由方形的平面墙单元来模拟, 不过也要进行一定的延伸以防试样变形后颗粒逃逸, 图 6 (a) 示出了含石量为 40% 的土石混合体大型三轴试样离散元模型, 其中原来建模时采用的圆柱形墙已替换为三维组合墙柔性薄膜边界。这里, 需要注意的是在后续加围压及试样体变计算时都需要得到墙的有效面积, 所谓墙的有效面积指

的就是与颗粒集合体有作用的那部分面积, 其等于有效宽度与有效高度的乘积。其中, 有效宽度为薄膜模型中内层相邻角点间的距离, 如图 6 (b) 所示, 初始的有效宽度即是图 3 中外切正 24 边形的边长, 加围压及剪切阶段各墙单元会发生位移, 其位移量可由 PFC^{3D} 内置的 FISH 函数 $w_x(wp)$ 和 $w_y(wp)$ 获得, 内层各角点位置相应更新, 由新的角点坐标可求得此时的有效宽度。有效高度对于中部各层薄膜单元即为其高度, 但最上一层和最下一层薄膜单元则要扣除加载板移动的距离。

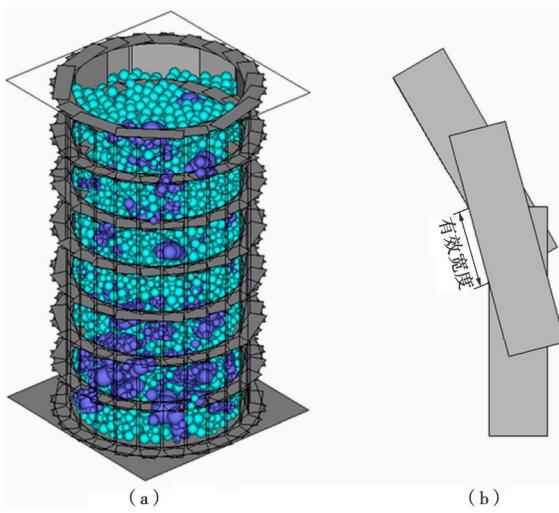


图 6 采用三维柔性薄膜边界的土石混合体大型三轴数值试样及薄膜单元有效宽度示意图

Fig. 6 Numerical large-scale triaxial specimen of SRM with 3-D flexible membrane boundary and schematic diagram of valid membrane width

从提出的三维柔性薄膜模型的建模方法可以看到, 该建模方法较其他方法相比原理更简单, 参数较少, 易于实现, 且能节省计算资源、提高计算效率。

2 模型细观力学参数的标定

2.1 无胶结土石混合体细观力学参数标定

考虑到室内试验中土石混合体的组成结构特征, 选取线性接触刚度模型和滑移模型来模拟无胶结土石混合体颗粒之间的接触本构行为^[11]。因此, 无胶结土石混合体大型三轴试样离散元模型需要确定的细观力学参数有两套, 分别是块石颗粒的法向刚度、法切向刚度比、细观摩擦系数和土体颗粒的法向刚度、法切向刚度比和细观摩擦系数。

本文采用的细观力学参数标定步骤是: 首先, 开展含石量为 100% 的土石混合体即块石集合体的大型三轴数值试验并与相应的室内试验结果对比来标定块石颗粒的细观力学参数; 接着, 利用已标定的块石颗粒参数, 通过开展含石量为 40%、围压为 0.1 MPa 的

无胶结土石混合体的大型三轴数值试验并与相应的室内试验结果对比来标定土颗粒的细观力学参数; 最后, 采用标定的块石和土颗粒细观力学参数, 对含石量为 40%、围压为 0.2 MPa 的无胶结土石混合体的大型三轴试验进行数值模拟, 并与相应的室内试验结果进行对比, 以此来验证所建立的颗粒模型和所标定的细观力学参数的可靠性。

按上述方法所确定的无胶结土石混合体的颗粒细观力学参数如表 1 所示。另外, 上下边界墙的法向刚度和切向刚度均设为 1.0×10^8 N/m, 摩擦系数设为 0.5; 而所有侧向柔性薄膜墙单元的法向刚度都设为 2.8×10^5 N/m, 切向刚度和摩擦系数均设为 0。

表 1 无胶结土石混合体离散元模型的细观力学参数

Table 1 Meso-mechanical parameters of uncemented SRM model

颗粒	密度 ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	法向刚度 ($\text{N} \cdot \text{m}^{-1}$)	法切向 刚度比	摩擦 系数
土	2600	2.8e6	1.5	0.41
块石	2870	1.0e7	1.0	0.45

采用上述细观参数时数值试验和相应室内试验的应力-应变曲线对比如图 7 所示, 图中图例与文献[18]中的规定一样表示试验条件, 后面加上 DEM 表示该室内试验相应的数值试验。

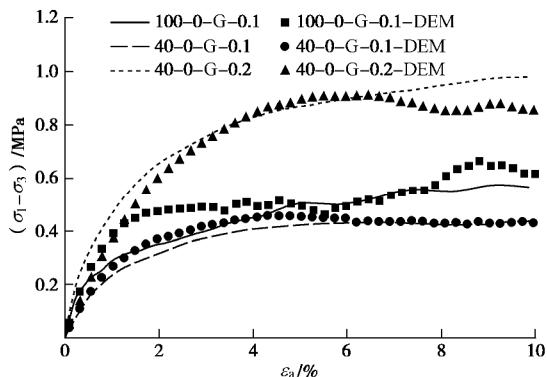


图 7 无胶结土石混合体细观力学参数标定的对比曲线

Fig. 7 Comparison curves for calibration of meso-mechanical parameters of uncemented SRM

由图可见, 含石量为 100%、块石形状为碎石、围压为 0.1 MPa 的无胶结土石混合体数值试验与相应的室内试验结果相比, 初始模量和峰值强度比较接近, 只是数值试样发生明显屈服时的应变要大一些; 含石量为 40%、块石形状为碎石、围压为 0.1 MPa 的无胶结土石混合体数值试验与相应的室内试验结果匹配的较好; 采用标定的参数所进行的含石量为 40%、块石形状为碎石、围压为 0.2 MPa 的无胶结土石混合体数值试验与相应的室内试验结果总体上匹配的也较好。因此, 可以认为所建立的数值模型和标定的细观力学参数是比较可靠的。

2.2 胶结土石混合体细观力学参数标定

胶结土石混合体的土颗粒间及土-石颗粒间形成了一定量的胶结物, 这使得其峰值强度和初始模量较相同条件下无胶结土石混合体试样有大幅提高, 且峰后具有明显的应变软化特性^[18]。文献[2, 7]均采用接触黏结模型来模拟胶结土石混合体颗粒间的胶结作用, 但该模型无法模拟胶结试样较无胶结试样初始模量的大幅提高。为此, 本文采用更能反映胶结物力学特性的平行黏结模型来进行模拟^[11]。胶结土石混合体的细观力学参数标定就是在上述无胶结土石混合体的一套颗粒细观力学参数的基础上再添加一组合适的平行黏结参数即可。

平行黏结模型由 5 个参数定义, 即法向刚度 \bar{k}_n 和切向刚度 \bar{k}_s (量纲: 应力/位移); 法向强度 \bar{s}_c 和切向强度 $\bar{\tau}_c$ (量纲: 应力); 黏结半径 \bar{R} 。其中, 黏结半径是通过设置平行黏结半径因子 \bar{I} 并通过下式确定:

$$\bar{R} = \bar{I} \min(R^{[A]}, R^{[B]}) \quad , \quad (1)$$

式中, $R^{[A]}$, $R^{[B]}$ 分别为相互胶结的两个颗粒的半径。

Potyondy 等^[19]给出了岩石颗粒离散元模拟中所用平行黏结模型参数的标定方法和步骤。由于平行黏结模型参数较多, 需要通过一定的假设来减少需要标定的参数数量, 一般方法是将平行黏结的法向强度和切向强度的比值及半径因子设为 1.0; 将法向刚度和切向刚度的比值与颗粒的法切向刚度比设为相同。另外, 法向刚度可由平行黏结的弹性模量确定, 而平行黏结的弹性模量一般与颗粒间接接触模量取相同值。将颗粒间的弹性接触作用看成是一个两端在颗粒球心处的弹性梁, 它的半径视为两个颗粒的平均半径:

$$R_0 = \frac{R^{[A]} + R^{[B]}}{2} \quad , \quad (2)$$

长度为

$$L = 2R_0 = R^{[A]} + R^{[B]} \quad . \quad (3)$$

由弹性梁的理论推导可得出颗粒间接触模量 E_c 和颗粒法向刚度 k_n 之间的关系为

$$k_n = 4E_c R_0 \quad . \quad (4)$$

颗粒间平行黏结也可作为一个弹性梁处理, 其弹性模量和法向刚度的关系为

$$\bar{k}^n = \frac{\bar{E}_c}{L} \quad . \quad (5)$$

确定了颗粒的法向刚度后根据式 (2) ~ (5) 就可以确定平行黏结的法向刚度了, 根据法切向刚度比可进一步确定平行黏结的切向刚度, 相关公式的推导详见参考文献[11]。

对于本文所研究的胶结土石混合体, 其平行黏结的法向刚度和切向刚度也可采用上述方法确定, 其法向强度和切向强度的比值也设为 1。但值得注意的是

平行黏结半径因子即黏结的半径反映了颗粒间胶结物含量的多少, 岩石中胶结物含量较高, 所以其半径因子取 1.0。而胶结土石混合体中颗粒间胶结物相对较少, 故其半径因子应小于 1.0。由室内试验中胶结土石混合体和无胶结土石混合体力学特性的对比可知, 颗粒间形成的一定量的胶结使得试样模量和强度都有明显提高^[18]。为此, 这里通过调节平行黏结的法向强度使得数值试样的强度达到相应室内试样的强度, 通过调节半径因子来同时调整数值试样的强度和模量, 经多次调试即可确定合适的平行黏结法向强度和半径因子。

根据胶结土石混合体室内试样中颗粒间的胶结情况, 本文暂且忽略块石与块石颗粒间的胶结, 只考虑土颗粒间和土-石颗粒间的胶结并对其分别进行了标定, 具体过程是: 首先, 根据含石量为 0 的胶结土石混合体即均质胶结土体的大型三轴试验结果来确定土颗粒间的平行黏结参数; 然后, 基于已确定的土颗粒间平行黏结参数, 根据含石量为 40% 的胶结土石混合体的大型三轴试验结果进一步确定土-石颗粒间的平行黏结参数; 最后, 采用已标定的平行黏结参数和颗粒细观力学参数对含石量为 70% 的胶结土石混合体大型三轴试验进行数值模拟, 并与相应的室内试验结果进行对比验证, 如图 8 所示。所标定的结果是: 土-土颗粒间平行黏结半径因子为 0.2、法向强度为 10.7 MPa; 土-石颗粒间平行黏结半径因子是 0.4、法向强度为 9.4 MPa。

从图 8 可以看到, 均质胶结土体数值试验的应力-应变曲线与相应室内试验结果有一定差异, 具体表现为初始压密阶段不明显且峰后软化较室内试验更显著, 但初始模量和峰值强度吻合较好。含石量为 40% 和 70% 的胶结土石混合体的数值和室内试验曲线总体上是吻合的。

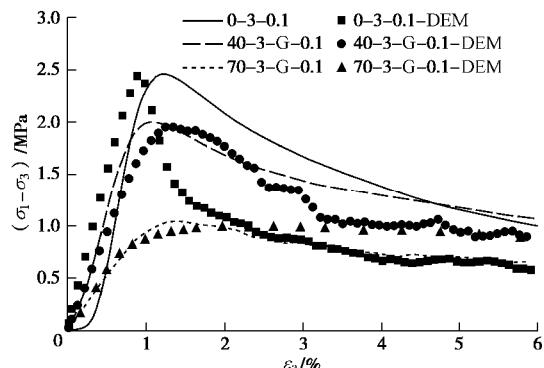


图 8 胶结土石混合体细观力学参数标定的对比曲线

Fig. 8 Comparison curves for calibration of meso-mechanical parameters of cemented SRM

由于土石混合体颗粒离散元模型中需要标定的细

观力学参数相对较多, 且模型中土颗粒级配和形状都进行了一定程度的简化, 所以局部的宏观力学响应与室内试验结果存在一定偏差。但总的来说, 本文所建立的土石混合体数值模型和标定的颗粒及黏结细观力学参数是比较合理的, 能够再现土石混合体主要的宏观应力-应变特征。

3 土石混合体的变形破坏特征

图 9 分别示出了含石量为 40% 的无胶结土石混合体和胶结土石混合体室内大型三轴试样的破坏形态。由图可见, 无胶结土石混合体试样中部有轻微的鼓起, 两端未见明显的变形; 而胶结土石混合体试样剪胀显著, 形成了明显的局部化剪切带^[18]。文献[6, 7]中采用刚性的圆柱形墙边界来模拟土石混合体大型三轴试验的侧向柔性薄膜均未能再现上述无胶结土石混合体和胶结土石混合体的变形破坏特征。基于所提出的三维柔性薄膜模型和所标定的细观力学参数, 通过大型三轴试验的数值模拟, 本文获得了土石混合体的变形破坏过程及特征。



(a) 40-0-G-0.2



(b) 40-3-G-0.2

图 9 土石混合体室内大型三轴试样的破坏形态

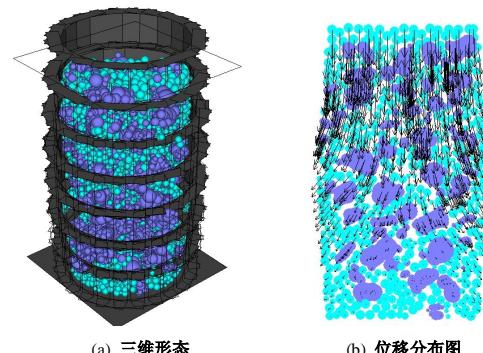
Fig. 9 Failure modes of laboratory SRM specimens

图 10 (a) 给出的是含石量为 40% 的无胶结土石混合体数值试样的三维破坏形态。由图可见, 试样发生了一定的鼓肚变形, 这与图 9 (a) 所示相应室内无胶结土石混合体试样的破坏形态是一致的。

图 10 (b) 进一步示出了试样从加轴压开始到试验结束时中间纵截面上的颗粒平动位移分布图。由图可见, 上部颗粒主要是向下运动, 而中部颗粒分别向两侧与轴向约呈 45° 往左下和右下运动, 呈现出两个共轭的剪切带, 所以宏观的破坏形态为中部的鼓肚变形破坏。

图 11 给出的是含石量为 40% 的胶结土石混合体数值试样在加载到峰值应力 P_u 的 50% 时、峰值应力 P_u 时和试验结束 (End) 时 3 个时刻的微裂纹分布图。这里给出的仍是中间纵截面图, 图中微裂纹用八边形

表示, 黑色八边形表示张拉破裂, 红色八边形表示剪切破裂。



(a) 三维形态

(b) 位移分布图

图 10 无胶结土石混合体数值试样的变形破坏特征

Fig. 10 Deformation and failure characteristics of numerical uncemented SRM specimens

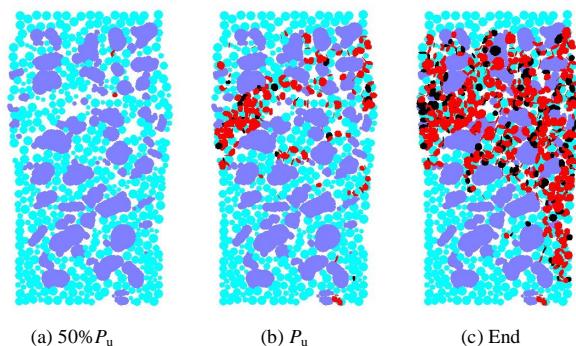


图 11 胶结土石混合体数值试样的变形破坏过程及特征

Fig. 11 Deformation and failure processes and characteristics of numerical cemented SRM specimens

由图 11 可得:

(1) 当加载到峰前 50% P_u 时, 试样中形成的微裂纹很少, 多出现在块石附近, 且主要为剪切微裂纹。这是因为, 块石与土体强度和刚度差异较大, 在外荷载作用下两者界面处易产生应力集中, 土石颗粒易发生错动, 形成剪切微裂纹。

(2) 当加载到峰值应力 P_u 时, 试样中微裂纹数明显增加, 并且已开始在土体中绕过块石扩展, 并呈现出一定的局部化趋势。

(3) 加载结束时, 试样的破坏集中于中上部, 形成了明显的局部化剪切破坏带, 剪切带较宽且剪切面绕过了较大的块石。将数值试样的剪切带与图 9(b)所示相应的室内试样剪切带进行对比可以看到两者的破坏特征是基本相同的。

通过上述分析可以看到基于本文所建立的三维柔性薄膜模型可以较好地模拟出无胶结土石混合体的鼓肚变形破坏特征与胶结土石混合体变形局部化的过程及其剪切带的细观结构特征, 同时也进一步验证了本

文所建立的土石混合体大型三轴试样三维离散元模型的合理性和优越性。

4 结 论

(1) 提出了一种三轴试验三维柔性薄膜模型的建模方法, 即三维组合墙法, 该建模方法原理简单, 参数较少, 易于实现, 且能节省计算资源、提高计算效率。

(2) 引入平行黏结模型来模拟胶结土石混合体中颗粒间的胶结物, 分别给出了无胶结土石混合体和胶结土石混合体模型细观力学参数的标定方法, 通过开展大型三轴数值试验, 全面地标定了模型的细观力学参数, 与室内试验结果进行对比表明所建模型能较好地再现室内试样的宏观应力应变特征。

(3) 基于三维柔性薄膜模型的土石混合体大型三轴数值试验能较好地模拟出无胶结土石混合体的鼓肚变形破坏特征与胶结土石混合体变形局部化的过程及其剪切带的细观结构特征。

本文提出的基于三维柔性薄膜边界的土石混合体大型三轴试验颗粒离散元模型为土石混合体变形破坏机理的精细化模拟奠定了坚实基础。另外, 这一整套方法也可用于其他岩土材料三轴试验的颗粒离散元数值模拟中, 当然模型中涉及的参数可能需要进行适当调整。

参考文献:

- [1] 丁秀丽, 李耀旭, 王 新. 基于数字图像的土石混合体力学性质的颗粒流模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(3): 477 - 484. (DING Xiu-li, LI Yao-xu, WANG Xin. Particle flow modeling mechanical properties of soil and rock mixtures based on digital image[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(3): 477 - 484. (in Chinese))
- [2] 石 崇, 王盛年, 刘 琳, 等. 基于数字图像分析的冰水堆积体结构建模与力学参数研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(11): 3393 - 3399. (SHI Chong, WANG Sheng-nian, LIU Lin, et al. Structure modeling and mechanical parameters research of outwash deposits based on digital image analysis[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(11): 3393 - 3399. (in Chinese))
- [3] GRAZIANI A, ROSSINI C, ROTONDA T. Characterization and DEM modeling of shear zones at a large dam foundation[J]. International Journal of Geomechanics, 2012, 12(6): 648 - 664.
- [4] 田湖南, 焦玉勇, 王 浩, 等. 土石混合体力学特性的颗粒离散元双轴试验模拟研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(增刊 1): 3564 - 3573. (TIAN Hu-nan, JIAO Yu-yong, WANG Hao, et al. Research on biaxial test of mechanical characteristics on soil-rock aggregate based on particle flow code simulation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(S1): 3564 - 3573. (in Chinese))
- [5] 王 新. 土石混合体力学特性影响因素及破坏机制研究[D]. 武汉: 长江科学院, 2010. (WANG Xin. Research on influence factors of mechanical characteristics and failure mechanism of soil-rock mixture[D]. Wuhan: Yangtze River Scientific Research Institute, 2010. (in Chinese))
- [6] 金 磊, 曾亚武, 李 欢, 等. 基于不规则颗粒离散元的土石混合体大三轴数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(5): 829 - 838. (JIN Lei, ZENG Ya-wu, LI Huan, et al. Numerical simulation of large-scale triaxial tests on soil-rock mixture based on DEM of irregularly shaped particles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(5): 829 - 838. (in Chinese))
- [7] JIN L, ZENG Y W, XIA L, et al. Experimental and numerical investigation of mechanical behaviors of cemented soil-rock mixture[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2017, 35(1): 337 - 354.
- [8] CHEUNG G, O'SULLIVAN C. Effective simulation of flexible lateral boundaries in two- and three-dimensional DEM simulations[J]. Particuology, 2008, 6(6): 483 - 500.
- [9] XU W J, HU L M, GAO W. Random generation of the meso-structure of a soil-rock mixture and its application in the study of the mechanical behavior in a landslide dam[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2016, 86: 166 - 178.
- [10] 金 磊, 曾亚武, 叶 阳, 等. 不规则颗粒及其集合体三维离散元建模方法的改进[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(7): 1273 - 1281. (JIN Lei, ZENG Ya-wu, YE Yang, et al. Improving three-dimensional DEM modeling methods for irregularly shaped particles and their assembly[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(7): 1273 - 1281. (in Chinese))
- [11] Itasca Consulting Group, Inc. Universal distinct element code version 3.1[M]. Minneapolis: Itasca Consulting Group, 2006.
- [12] THORNTON C. Numerical simulations of deviatoric shear deformation of granular media[J]. Géotechnique, 2000, 50(1): 43 - 53.
- [13] WANG Y H, LEUNG S C. Characterization of cemented sand by experimental and numerical investigations[J]. Journal of

- Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2008, **134**(7): 992 – 1004.
- [14] 蒋明镜, 张望城, 孙渝刚, 等. 理想胶结砂土力学特性及剪切带形成的离散元分析[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(12): 2162 – 2169. (JIANG Ming-jing, ZHANG Wang-cheng, SUN Yu-gang, et al. Mechanical behavior and shear band formation in idealized cemented sands by DEM[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(12): 2162 – 2169. (in Chinese))
- [15] BONO D, MCDOWELL G R, WANATOWSKI D. Discrete element modelling of a flexible membrane for triaxial testing of granular material at high pressures[J]. Géotechnique Letters, 2012, **2**(4): 199 – 203.
- [16] CIL M B, ALSHIBLI K A. 3D analysis of kinematic behavior of granular materials in triaxial testing using DEM with flexible membrane boundary[J]. Acta Geotechnica, 2014, **9**(2): 287 – 298.
- [17] ZHAO X L, EVANS T M. Discrete simulations of laboratory loading conditions[J]. International Journal of Geomechanics, 2009, **9**(4): 169 – 178.
- [18] 金 磊, 曾亚武, 张 森. 块石含量及形状对胶结土石混合体力学性能影响的大型三轴试验[J]. 岩土力学, 2017, **38**(1): 141 – 149. (JIN Lei, ZENG Ya-wu, ZHANG Sen. Large-scale triaxial tests on effects of rock block proportion and shape on mechanical properties of cemented soil-rock mixture[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(1): 141 – 149. (in Chinese))
- [19] POTYONDY D O, CUNDALL P A. A bonded-particle model for rock[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2004, **41**(8): 1329 – 1364.

第九届深基础工程发展论坛（第一号通知）

深基础工程发展论坛是由中国建筑业协会深基础与地下空间工程分会、中国工程机械工业协会桩工机械分会、中国工程机械学会桩工机械分会及中国土木工程学会土力学及岩土工程分会桩基础专业委员会联合主办。论坛主题紧扣行业发展方向、环节丰富多彩、规模逐年攀升，专业化、市场化突出，堪称工程界、学术界每年一度的高级论坛，是国内具有较大影响力的深基础工程领域交流与合作的最佳平台。

第九届论坛定于 2019 年 3 月下旬在江苏无锡召开。本届论坛旨在面向新时代深基础工程的发展需求，将围绕该领域勘察、设计、施工、科研、装备生产制造中面临的关键技术和产融合作进行探讨和交流。

主办单位：中国建筑业协会深基础与地下空间工程分会；中国工程机械工业协会桩工机械分会；中国工程机械学会桩工机械分会；中国土木工程学会土力学及岩土工程分会桩基础专业委员会。

承办单位：北京金山基础工程咨询有限公司。

论坛主题：新时代引领深基础工程新发展。

征文内容：

（1）深基础与地下空间工程先进理念与设计

超大超深基坑及地下结构建造关键技术深基坑工程的事故预防与处理对策；机械化建造装配式大型矩形断面地下工程综合技术研究；地下基础设施非开挖修复及地下空间开发技术；城市地下空间综合体一体化规划设计施工管理关键技术；城市地下停车场规划施工技术。

（2）桩基础绿色高效施工技术

桩基础绿色高效施工技术、设备与软件的创新发展；海上风电基础工程设计面临的挑战；桩基检测技术、新设备应用。

（3）软弱地基处理技术

软弱地基处理技术的最新进展和工程应用；复合地基理论与实践新发展；岩溶复杂地质地基处理技术的研究与应用；软土地基排水固结与加固的新材料、新设备与测试技术的发展围海造陆工程的环境监控与生态保护。

（4）其他

国家和地方标准规范研讨；国家重大工程案例研究；典型工程事故案例剖析。

论坛录用论文将在《第九届深基础工程发展论坛论文集》上刊登，并由国家出版社正式出版。论文字数不宜超过 8000 字（包括图表、公式），页数控制在 6 页以内，采用全文投稿方式，要求以电子邮件方式向组委会提供全文电子文档。论文格式严格参照附件，请务必注明作者详细通讯地址、邮编、联系电话及 E-mail。

①论文要有一定的学术价值或应用推广价值，可以是已正式发表或尚未发表的学术研究论文及经验报告。如论文已发表，须在文中予以详细说明（发表时间、发表刊物），论文不收取版面费、评审费。②本届论坛采用先投稿、先审、先推荐的原则。③所有论文将由论坛学术委员会统一组织进行评审，评选出优秀论文一、二、三等奖，并由主办方、承办方颁发证书和奖金。④投稿邮箱 zgjgc@vip.163.com，请注明“第九届深基础工程发展论坛会议投稿”，电话 010-80771169，郭亚红 18210293639，贾景燕 13810551979。⑤2018 年 12 月 31 日提交论文截止；2019 年 1 月 1 日发出第二号通知，开始接受报名；2019 年 1 月 31 日开始向作者发出修改（录用）意见的通知；2019 年 3 月下旬会议召开。⑥联系方式：张德功 13910861502，沙安 13701097952，黄志明 18017903317，郭传新 13501215039，孙金山 18612335855，辛鹏 15295025088。

（大会组委会 供稿）

DOI: 10.11779/CJGE201812019

基于土壤转换函数 (PTF) 预测不同初始孔隙比 土的土-水特征曲线

叶云雪¹, 邹维列^{*1, 2}, 袁斐³, 刘家国⁴

(1. 武汉大学土木建筑工程学院, 湖北 武汉 430072; 2. 西京学院土木工程学院, 陕西 西安 710123;

3. 上海岩土工程勘察设计研究院有限公司, 上海 200093; 4. 深圳地质勘查局, 广东 深圳 518015)

摘要: 提出了预测 van Genuchten (VG) 模型参数 n 的一个土壤转换函数 (pedotransfer function, PTF), 该函数是一个非线性回归方程, 结合 VG 模型参数 a 与初始孔隙比 e_0 的回归方程, 来预测不同初始孔隙比土的土-水特征曲线 (SWCC)。 n 和 a 回归方程中的拟合参数 (a, b 和 A, B) 只需通过 3 组常规的 SWCC 试验数据即可校正。将选取的具有代表性的各个文献中的试验数据均分成两部分: 一部分用于校正拟合参数 (a, b 和 A, B), 另一部分用于验证基于 PTF 预测 SWCC 方法的准确性。结果表明, 基于 PTF 所预测得 SWCC 与文献中的试验数据具有很好的一致性。PTF 只需引入一个预测变量即初始孔隙比 e_0 ; 它不仅适用于变形土, 也适用于非变形土。

关键词: 土壤转换函数; 土水特征曲线; VG 模型; 初始孔隙比

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)12-2305-07

作者简介: 叶云雪(1988-), 男, 博士研究生, 主要从事非饱和土特性方面的研究工作。E-mail: yeyunxue@163.com。

Predicating soil-water characteristic curves of soils with different initial void ratios based on a pedotransfer function

YE Yun-xue¹, ZOU Wei-lie^{1, 2}, YUAN Fei³, LIU Jia-guo⁴

(1. School of Civil Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072, China; 2. School of Civil Engineering, Xijing University, Xi'an 710123,

China; 3. Shanghai Geotechnical Investigation & Design Institute Co., Ltd, Shanghai 200093, China; 4. Shenzhen Geology Survey Bureau,
Shenzhen 518015, China)

Abstract: A pedotransfer function (PTF), which is a nonlinear regression equation, is proposed for predicting the parameter n of the van Genuchten (VG) model. Considering the regressive relationship between the parameter a of the VG model and the initial void ratio e_0 , the soil-water characteristic curves (SWCCs) of soil specimens with different initial void ratios can be accurately predicted. The fitting parameters (i.e., a, b and A, B) of the regression equations corresponding to the parameters n and a can be calibrated using the test data obtained from three sets of conventional SWCC tests. The test data in each reference available are divided into two parts. One part is used for the calibration of the fitting parameters (i.e., a, b and A, B), and the other part is employed for the verification of the predicted SWCCs based on PTFs. The results show that the SWCCs, which are predicted by using the proposed nonlinear regression equation (PTF) concerning the parameter n of the VG model, have good agreement with the test data in the references. Only one predictive variable (i.e., initial void ratio, e_0) is needed in the proposed PTF. This PTF is suitable for both rigid and deformable soils.

Key words: pedotransfer function; soil-water characteristic curve; VG model; initial void ratio

0 引言

在岩土工程中, 基质吸力与含水率 (质量含水率, 体积含水率或饱和度) 的关系被称为土-水特征曲线 (SWCC) 或者持水特性曲线 (SWRC)。SWCC 与非饱和土的强度、渗透系数、孔径分布及植物的蒸腾作用等有着密切的联系^[1-4], 并已逐渐应用到实际工程中^[5-6]。为了定量地描述 SWCC, 很多学者提出了 SWCC 的本

构模型^[7-8]。由于直接测量 SWCC 不仅需要专门的仪器, 而且耗时费力。本文着重介绍一种间接测量 SWCC 的方法。最常用的间接法是土壤转换函数 (pedotransfer functions, PTFs), 它将较容易获得的土壤理化性质指

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51479148, 51779191)

收稿日期: 2017-10-24

*通讯作者 (E-mail: zwilliam@126.com)

标(如土的粒度成分、密度和有机质含量)与土壤水力特性(如 SWCC、渗透系数)通过不同的方法联系起来。PTFs 常用于点预测(如田间持水量(33 kPa), 萎蔫含水率(1500 kPa))和参数预测(如 Brook-Corey 模型和 VG 模型参数)。PTFs 的研究方法一般有回归分析法和人工神经网络法, 每种方法都有各自的优点。对于 VG 模型的参数预测, 非线性回归分析法被认为是最合适的^[9]。

本文在前人研究的基础上, 基于 PTFs 提出了 VG 模型参数 n 的非线性回归方程。该方程只需要考虑初始孔隙比 e_0 这一个变量, 且只引入两个参数 a 和 b 。VG 模型的参数 a 可通过线性方程进行预测, 同样也只引入两个参数 A 和 B 。这 4 个参数 a , b , A 和 B 可以通过 3 组常规的 SWCC 试验数据进行校正。将每个文献的 SWCC 试验数据分成两部分, 一部分用于回归方程中参数的校正, 另一部分用于验证回归方程预测 SWCC 的准确性。结果表明本文所提出的回归模型具有较为广泛的适用性。

本文研究的主要目的是利用 3 组已知的 SWCCs, 对该土样在其它初始孔隙比下的 SWCC 进行预测, 从而解决下面两种情况: ①对某一种土样, 需要若干个不同孔隙比的 SWCC, 避免所有孔隙比的试样全部都做 SWCC 试验; ②对某一种土样, 目前可能只需要三组不同孔隙比的 SWCC, 但是未来可能会需要该土样在其它孔隙比下的 SWCC。

1 VG 模型及其参数 a

在已有的 SWCC 模型中, VG 模型是较早提出且可以涵盖整个吸力范围内的连续封闭方程。VG 模型

表 1 VG 模型参数 n 的 PTFs

Table 1 PTFs of parameter n in VG model

参考文献	PTFs
Wösten 等 ^[11]	$\ln(n-1)=a_0+a_1Cl+a_2Cl^2+a_3Sa+a_4Sa^{-1}+a_5\ln(Sa)+a_6D+a_7D^{-1}+a_8D^2+a_9\ln(D)+a_{10}OM+a_{11}OM^2+a_{12}OM^{-1}+a_{13}\ln(OM)+a_{14}D\cdot Cl+a_{15}D\cdot OM+a_{16}topsoil\cdot Cl$
Hodnett 等 ^[12]	$\ln(n-1)=A_0+A_1Sa+A_2Si+A_3Cl+A_4OC+A_5BD+A_6CEC+A_7pH+A_8Sa\cdot Si+\cdots+A_iSi\cdot Cl+A_{i+1}Sa^2+\cdots+A_nCl^2$
Rajkai 等 ^[13]	$\ln(n)=b_0+b_1BD+b_2OM+b_3Cl^2+b_4\ln(Cl)+b_5BD\cdot Sa+b_6BD^2\cdot Cl+b_7Sa/Si+b_8BD^2\cdot Cl^2$
Matula 等 ^[14]	$\ln(n-1)=c_0+c_1Cl+c_2Cl^2+c_3Sa+c_4Sa^{-1}+c_5\ln(Sa)+c_6D+c_7D^{-1}+c_8D^2+c_9\ln(D)+c_{10}OM+c_{11}OM^{-1}+c_{12}\ln(OM)+c_{13}D\cdot OM+c_{14}topsoil\cdot Cl$
Tirzah 等 ^[15]	输入变量: Cl, Si, Sa, P , P_d , BD
Ebrahim-Zadeh 等 ^[16]	输入变量: Cl, Si/Sa, BD, OC, TS

注: Sa 为砂粒含量(%); Si 为粉粒含量(%); Cl 为黏粒含量(%); BD 为密度 (kg/cm^3); D 为干密度 (kg/cm^3); OM 为有机质含量(%); OC 为有机碳含量(%); CEC 为阳离子交换量($cmol/kg$); topsoil 为 0 或 1; ln 为自然对数; P 为总孔隙率; P_d 为颗粒密度; Si/Sa 为粉粒含量与砂粒含量的比; TS 为抗拉强度; 其余参数均为拟合值。

的表达式如下所示:

$$S_e = \frac{S - S_r}{1 - S_r} = \left[1 + \left(\frac{s}{a} \right)^n \right]^{-m} \quad (1)$$

式中 S 为饱和度; S_r 为残余饱和度; S_e 为有效饱和度; a 约等于进气值 (kPa); s 为基质吸力 (kPa); n 为与孔隙大小分布有关的参数; m 为与 SWCC 整体几何形状有关的参数, 且 $m=1-1/n$ 。饱和度还可以用质量含水率或体积含水率代替。

已有学者研究发现, 参数 a 与初始孔隙比 e_0 成幂函数关系^[10], 通过对数变换, 其表达式如下:

$$\lg a = \lg A - B \lg e_0 \quad (2)$$

式中, A , B 为参数。

对于同一种土样, 如果已知两组不同初始孔隙比试样的 SWCC 试验数据, 那么利用式 (2) 可求出参数 A 和 B , 进而可利用该式预测与初始孔隙比有关的参数 a 。然而, 式 (2) 需要不少于 3 组不同初始孔隙比试样的 SWCC 试验数据。其原因在于: ①保证必要的预测精度。理论上, 两组 SWCC 试验数据就能确定式 (2) 中的参数 A 和 B , 但增加 SWCC 试验数据组数可以提高预测精度。②同时考虑模型要简单实用。参考的 SWCC 试验数据组数增多, 所提高的预测精度却有限, 得不偿失。

2 VG 模型参数 n 的 PTFs

表 1 总结了近几十年来文献中已有的 VG 模型参数 n 的 PTFs。

从表 1 中可以看出, 研究 VG 模型参数的 PTFs 预测或输入变量主要集中在土的粒度成分和密度。

表 2 不同初始孔隙比下简化 VG 模型的参数值

Table 2 Values of parameters of simplified VG model under different initial void ratios

土的类型	砂粒/%	粉粒/%	黏粒/%	e_0	a/kPa	n	R^2
尾矿粉砂 ^[18]	30.1	55.7	14.2	0.695	46.470	1.610	0.980
				0.746	39.000	1.630	0.958
				0.802	33.725	1.541	0.970
Columbia 砂壤土 ^[19]	54.0	35.0	11.0	0.845	7.866	5.633	0.987
				0.984	6.197	3.726	0.992
				1.075	4.917	3.542	0.985
Barcelona 粉土 ^[10]	25.3	52.5	22.2	1.193	4.298	3.556	0.988
				0.500	552.240	1.328	0.984
				0.540	432.339	1.335	0.983
冰碛土 ^[20]	52.5	37.5	10.0	0.620	122.400	1.211	0.986
				0.444	347.254	1.202	0.973
				0.474	185.982	1.183	0.980
钙质膨润土 ^[21]	0.0	0.0	100.0	0.514	79.017	1.162	0.987
				0.517	66.732	1.159	0.992
				0.940	1265.918	1.288	0.992
Tirzah 等 ^[15]				1.126	471.501	1.261	0.987
				1.765	93.158	1.271	0.976

Tirzah 等^[15]利用神经网络对 10 种不同的 SWCC 模型 (包括 VG 模型) 进行敏感性分析, 发现密度和粒组含量对 SWCC 的形状参数 (如 a , n 和 m) 的预测具有大致相同的贡献。其他一些学者所提出的 SWCC 模型中, 也只引入了密度或孔隙比这一个变量^[17]。由此可见密度或孔隙比对 SWCC 模型构建的重要性。

对于相同地点的土样, 若假设其粒组含量、矿物质成分和有机质含量等为常数, 仅考虑密度或孔隙比对 VG 模型参数 n 的影响, 则表 1 中所列出的 PTFs^[11, 13-14]将是密度或孔隙比的非线性回归方程。通过观察这些 PTFs, 可以发现主要以 4 种数学形式存在, 即: 线性、平方、倒数和对数。为了防止过拟合, 本文提出 VG 模型参数 n 的 PTFs 如下所示:

$$\ln[n + \exp(1)] = a \left(1 + e_0 + \frac{d}{e_0} \right) + b \left[e_0^2 + \frac{d}{e_0^2} + \ln(e_0) \right]. \quad (3)$$

式中 $d=0$ 或 1 , 与土的埋置深度有关; a 和 b 是模型参数, 与粒度成分和有机质含量等有关, 其余同上。

由于 PTFs 本身是一种经验公式, 因此式 (3) 被看成是左右两个近似相等的函数。需要注意的是, 在拟合参数时, 不要对其进行任何化简; 为了提高预测精度, 同样需要不少于 3 组不同初始孔隙比的 SWCC 试验数据。

3 模型的验证

3.1 参数 a 和 n 的拟合效果

为了验证本文所提出的 VG 模型参数 n 的 PTFs 的可靠性, 式 (3) 需要具备两种基本特性: ①能较好地拟合已有的数据; ②合理地预测未知的数据。为此, 要求选用的数据范围广泛, 即从粗粒土 (砂土) 到细粒土 (黏土)。

表 2 中列出了 5 种土的 VG 模型参数值 a (依据式 (2)) 和 n (依据式 (3))。图 1 是表 2 中所有土的 VG 模型参数 a 与初始孔隙比 e_0 以对数的形式在直角坐标系上的关系。可见, 对于同一种土, 它们均成明显的线性关系, 验证了式 (2) 的合理性。

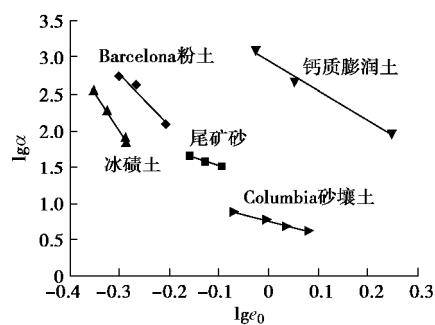
图 1 $\lg e_0$ 与 $\lg a$ 的关系Fig. 1 Relationship between $\lg e_0$ and $\lg a$

图 2 给出了表 2 中所有土在不同初始孔隙比条件下, 参数 n 的计算值与拟合值的比较。可见式 (3) 能够较好地拟合已有的参数 n 。

3.2 不考虑体变的预测效果

为了检验式 (3) 是否能够合理地预测 VG 模型参

数 n , 本文选取文献中的试验数据, 按照如下步骤进行:

(1) 利用式(1)对任意3组不同初始孔隙比的SWCC试验数据进行拟合并获得3对参数 a 和 n 。

(2) 将所获得的参数 a 和相应的初始孔隙比 e_0 带入式(2)中, 得参数 A 和 B 。

(3) 将所获得的参数 n 和相应的初始孔隙比 e_0 , 分别代入到 $d=0$ 和 $d=1$ 的式(3)中, 进行非线性拟合, 得到两对参数 a 和 b 。

(4) 将每一对参数 a 、 b 及所对应的 d 值分别带入式(3)中, 并对第(1)步所选的3个初始孔隙比进行反算, 得到3个不同的 n 值。

(5) 将第(4)步与第(1)步所得到的3个 n 值分别进行比较, 选取误差较小的那组参数 a 和 b 及所对应的 d 值。

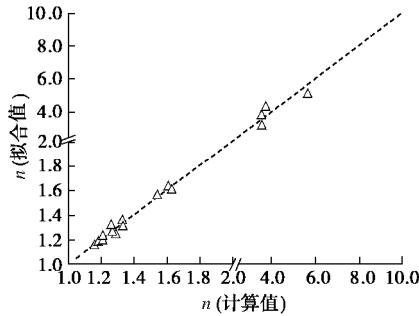


图 2 参数 n 的计算值与拟合值的比较

Fig. 2 Comparison between estimated and fitted values of parameter n

表3中列出了所选取文献中土的类型, 参考文献及参数 a 、 b 、 d 、 A 和 B 的值。

表3 土的类型、参考文献及参数 a 、 b 、 A 和 B 的值

Table 3 Soil types, references and values of corresponding parameters a , b , A and B

土的类型	A	B	a	b	d
冰碛土 ^[20]	0.052	10.887	0.812	0.316	0
粉质砂土 ^[22]	1.678	4.511	0.899	0.839	0
Columbia 砂壤土 ^[19]	5.912	1.759	1.319	0.684	0

(1) 冰碛土

冰碛土是一种砂质黏土。试样在固结仪中获得不同的初始孔隙比。图3是利用式(1)对其中3组SWCC试验数据进行拟合并获得参数 a 和 n 。

对于孔隙比 $e_0=0.514$ 的试样, 利用式(2)、(3)可分别得参数 $a=72.819$ kPa 和 $n=1.161$ 。图4即为SWCC预测曲线与 $e_0=0.514$ 试验数据的比较, 可以发现拟合精度很高。

同理, 对于文献[20]中的4组SWCC试验数据, 任选其中3组对模型参数进行校正, 并将每种组合剩

余的一组试验数据与预测的SWCC曲线进行对比。从图5可见, 拟合精度很高。

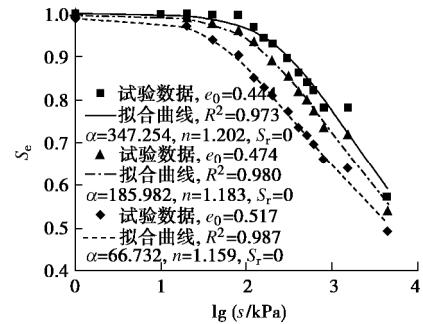


图3 SWCC模型的参数校准

Fig. 3 Calibration of parameters of SWCC model

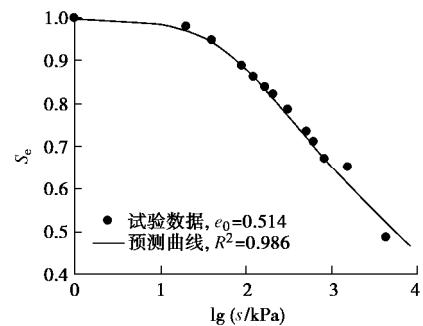


图4 预测的SWCC与实测数据的比较

Fig. 4 Comparison between predicted SWCCs and measured data

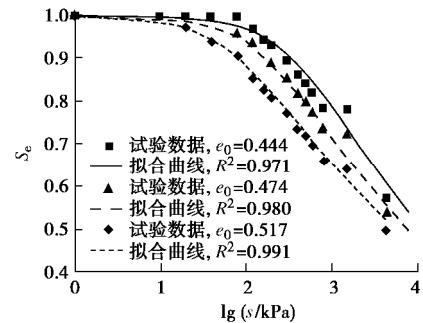


图5 预测的SWCC与试验数据的比较

Fig. 5 Comparison between predicted SWCCs and measured data

(2) 粉质砂土

试样在三轴仪中完成固结, 然后在压力板中施加竖向应力获得不同初始孔隙比的SWCC。

图6是利用式(1)对任意3组SWCC试验数据进行拟合获得参数 a 和 n 。对于初始孔隙比 e_0 为0.483, 0.501, 0.54的试样, 利用式(2)、(3)可分别得参数 a 为44.721, 37.917, 27.038 kPa及 n 为3.029, 2.863, 2.528。图7为预测曲线与试验数据的对比, 可见拟合精度也很高。

(3) Columbia 砂壤土

Columbia 砂壤土是一种混合矿物、超活性和非酸性的粗壤土。图8是利用式(1)对任意3组SWCC

试验数据进行拟合并获得参数 a 和 n 。

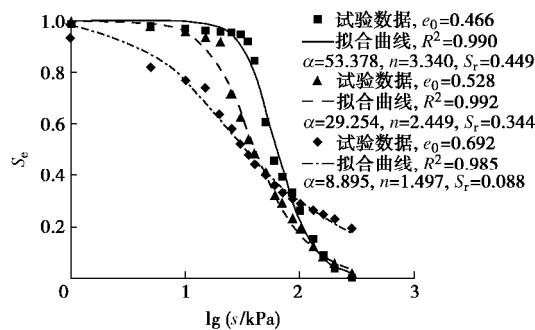


图 6 SWCC 模型的参数校准

Fig. 6 Calibration of parameters of SWCC model

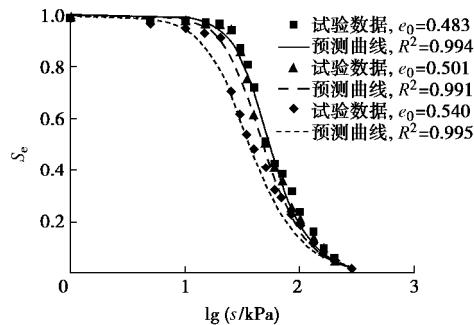


图 7 预测的 SWCCs 与试验数据的比较

Fig. 7 Comparison between predicted SWCCs and measured data

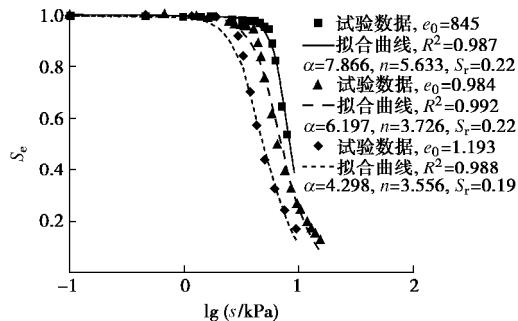


图 8 SWCC 模型的参数校准

Fig. 8 Calibration of parameters of SWCC model

对于初始孔隙比 $e_0=1.075$ 的试样, 利用式 (2)、(3) 可分别得参数 $a=5.205$ 及 $n=3.942$ 。图 9 为预测曲线与试验数据的比较, 可以发现拟合精度很高。

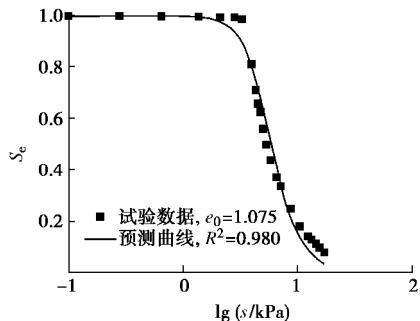


图 9 预测的 SWCC 与试验数据的比较

Fig. 9 Comparison between predicted SWCCs and measured data

综上所述, 式 (2)、(3) 可以很好地预测 VG 模型参数 a 和 n 。

在使用的过程中有一点需要注意: 为了保证参数 a 的预测精度, 在选择 3 组常规的 SWCC 试验数据时, 尽可能选择一组较小孔隙比和一组较大孔隙比的 SWCC 试验数据, 第三组 SWCC 试验数据的孔隙比则可以在已选定的较小和较大孔隙比之间任意选择。

3.3 考虑体变的预测效果

土样来自德国, 名称分别记为黑钙土 (SC), 典型黑土 (HP) 和不饱和潜育土 (DG)^[23]。表 4 给出了 3 种土样的类型、取样深度及粒组含量。

表 4 土样的类型、取样深度及粒组含量

Table 4 Soil types, sample depths and particle-size fractions

土的 类型	取样深度 /cm	砂粒 /%	粉粒 /%	黏粒 /%
SC (A _p)	0~30	2.9	78.8	18.3
SC (A _h)	30~50	2.1	78.6	19.2
HP (A _p)	0~25	74.5	19.5	6.0
HP (A _{sh})	30~48	71.5	20.5	8.0
HP (B _v C _v)	>70	75.0	19.0	6.0
DG (A _h)	0~5	63.0	33.4	3.6

图 10 表示在表 4 中所有土的 $\lg a$ 和 $\lg e_0$ 的线性关系, 验证了式 (2) 的合理性。

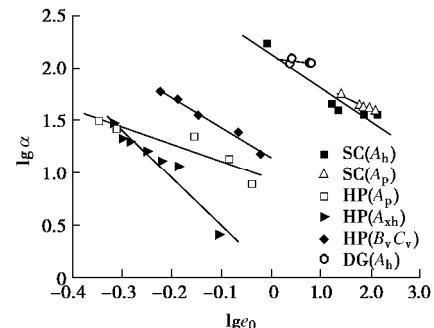
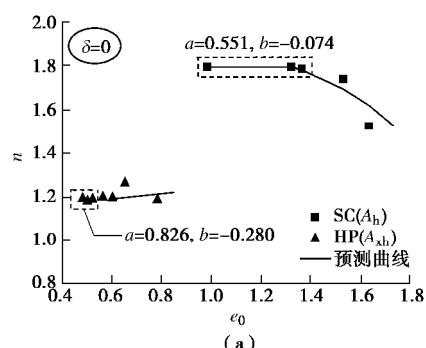


图 10 表 4 中 $\lg a$ 和 $\lg e_0$ 的线性关系

Fig. 10 Linear relationship between $\lg a$ and $\lg e_0$ in Table 4

图 11 (a) ~11 (c) 是表 4 中所有土在不同初始孔隙比下, 参数 n 的计算值与预测值的比较 (符号表示来自文献[23]中表 4 的计算值)。利用式 (3) 对参



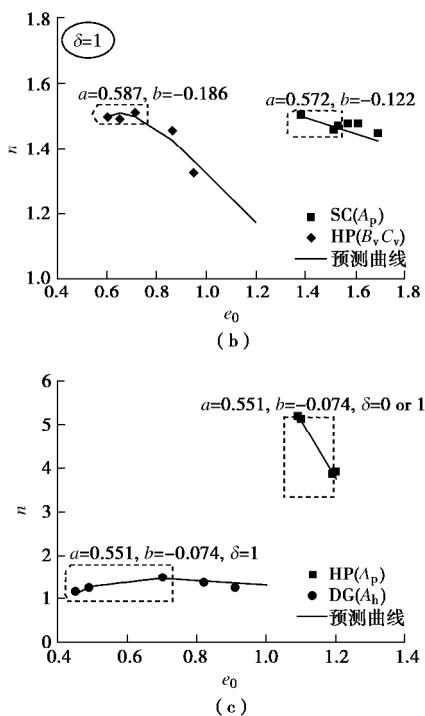


图 11 表 4 中所有土的参数 n 的计算值与预测值的比较

Fig. 11 Comparison between estimated and predicted values of parameter n for all soils in Table 4

数 n 的计算值 (虚线框中的符号所代表) 进行拟合, 获得校正参数 a 和 b , 然后对不同初始孔隙比的参数 n 进行预测。可见参数 n 的预测曲线与计算值有很好的一致性。这说明式 (3) 同样也可以预测变形土的 VG 模型参数 n 。结合表 4 和图 11, 证实了 d 的取值与土样的埋置深度有关。

4 结 论

(1) 本文提出了基于土壤转换函数 (pedotransfer functions, PTF) 预测不同初始孔隙比土的土-水特征曲线 (SWCC) 的简单方法。对于既定的土样, 只需获取 3 组常规的 SWCC 试验数据即可校正 VG 模型参数 a 和 n 的回归方程参数, 进而对具有不同初始孔隙比土的 SWCC 进行预测。

(2) 通过已有文献中的数据, 验证了本文所提出的预测 VG 模型参数 n 的 PTF 方程的合理性和准确性。

(3) VG 模型参数 n 的 PTFs 方程不仅适用于非变形土的 VG 模型参数 n 的预测, 而且适用于变形土。

参考文献:

- [1] 陈正汉. 非饱和土与特殊土力学的基本理论研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(2): 201 - 272. (CHEN Zheng-han. On basic theories of unsaturated soils and special soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(2): 201 - 272. (in Chinese))

- [2] 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))
- [3] 孙德安, 高游, 刘文捷, 等. 红黏土的土水特性及其孔隙分布[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(2): 351 - 356. (SUN De-an, GAO You, LIU Wen-jie, et al. Soil-water characteristics and pore-size distribution of lateritic clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(2): 351 - 356. (in Chinese))
- [4] 吴宏伟. 大气-植被-土体相互作用:理论与机理[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(1): 1 - 47. (CHARLES Wang-Wai Ng. Atmosphere-plant-soil interactions: theories and mechanisms[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(1): 1 - 47. (in Chinese))
- [5] 孔令伟, 陈建斌, 郭爱国, 等. 大气作用下膨胀土边坡的现场响应试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(7): 1065 - 1073. (KONG Ling-wei, CHEN Jian-bin, GUO Ai-guo, et al. Artificial rainfall infiltration tests on a well-instrumented unsaturated expansive soil slope[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(7): 1065 - 1073. (in Chinese))
- [6] 谢妮, 邹维列, 严秋荣, 等. 黄土路基边坡降雨响应的试验研究[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2009, 41(4): 31 - 36. (XIE Ni, ZOU Wei-lie, YAN Qiu-rong, et al. Experimental research on response of a loess subgrade slope to artificial rainfall[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2009, 41(4): 31 - 36. (in Chinese))
- [7] 赵成刚, 韦昌富, 蔡国庆. 土力学理论的发展和面临的挑战[J]. 岩土力学, 2011, 32(12): 3521 - 3540. (ZHAO Cheng-gang, WEI Chang-fu, CAI Guo-qing. Development and challenge for soil mechanics[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(12): 3521 - 3540. (in Chinese))
- [8] VAN Genuchten M T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soil[J]. Soil Science Society American Journal, 1980, 44: 892 - 898.
- [9] MINASNY B, MCBRATNEY A B, BRISTOW K L. Comparison of different approaches to the development of pedotransfer functions for water-retention curves[J]. Geoderma, 1999, 93(3/4): 225 - 253.

- [10] TARANTINO A. A water retention model for deformable soils[J]. *Géotechnique*, 2009, **59**(9): 751 – 762.
- [11] WÖSTEN J H M, LILLY A, NEMES A, et al. Development and use of a database of hydraulic properties of european soils[J]. *Geoderma*, 1999, **90**(3/4): 169 – 185.
- [12] HODNETT M G, TOMASELLA J. Marked differences between van Genuchten soil water-retention parameters for temperate and tropical soils: a new water-retention pedo-transfer functions developed for tropical soils[J]. *Geoderma*, 2002, **108**(3/4): 155 – 180.
- [13] RAJKAI K, KABOS S, GENUCHTEN M T V. Estimating the water retention curve from soil properties: comparison of linear, nonlinear and concomitant variable methods[J]. *Soil & Tillage Research*, 2004, **79**(2): 145 – 152.
- [14] MATULA S. Pedotransfer function application for estimation of soil hydrophysical properties using parametric methods[J]. *Plant Soil & Environment*, 2007, **53**(4): 149 – 157.
- [15] TIRZAH M D M, CORREA P O. Artificial neural networks for estimating soil water retention curve using fitted and measured data[J]. *Applied & Environmental Soil Science*, 2015: 1 – 16.
- [16] EBRAHIM-ZADEH G, BAYAT H, SINEGANI A A S, et al. Investigating the correlation between soil tensile strength curve and soil water retention curve via modeling[J]. *Soil & Tillage Research*, 2017, **167**: 9 – 29.
- [17] ASSOULINE S. Modeling the relationship between soil bulk density and the water retention curve[J]. *Vadose Zone Journal*, 2006, **5**(2): 554 – 563.
- [18] AUBERTIN M, RICARD J F, CHAPUIS R P. A predictive model for the water retention curve: application to tailings from hard-rock mines[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1998, **35**(35): 55 – 69.
- [19] LALIBERTE G E, COREY A T, BROOKS R H. Properties of unsaturated porous media[D]. Fort Collins: Colorado State University, 1966.
- [20] VANAPALLI S K, PUFAHL D E, FREDLUND D G. The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristic of a compacted till[J]. *Géotechnique*, 1999, **49**(2): 143 – 159.
- [21] SUN W J, LIU S, SUN D, et al. Hydraulic and mechanical behavior of GMZ Ca-bentonite[J]. *Geotechnical Special Publication*, Reston, VA, 2014, **236**: 125 – 134.
- [22] HUANG S, FREDLUND D G, BARBOUR S L. Measurement of the coefficient of permeability for a deformable unsaturated soil using a triaxial permeameter[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1998, **35**(3): 426 – 432.
- [23] STANGE C F, HORN R. Modeling the soil water retention curve for conditions of variable porosity[J]. *Vadose Zone Journal*, 2005, **4**(3): 602 – 613.

欢迎订阅《勘察科学技术》

《勘察科学技术》是由中勘冶金勘察设计研究院有限责任公司(原冶金勘察研究总院)主办的学术—技术类双月刊,是中国科技论文统计源期刊,中国地质文摘引用期刊,中国学术期刊(光盘版)、中国期刊网万方数据科技期刊群全文收录期刊,多次被评为河北省优秀期刊。

《勘察科学技术》主要介绍岩土工程设计与施工、工程地质、环境地质、水文地质及地下水评价、工程测量及地理信息系统、工程物探、岩土测试、工程检测及地下管网探测等专业的科研成果、生产经验、工程实录以及新理论、新技术、新方法。

《勘察科学技术》内容丰富,理论结合实际,适于从事岩

土工程及勘察的广大科研、设计、施工、监理、教学的专业技术人员及高等院校学生阅读、收藏。

《勘察科学技术》国内外公开发行,双月刊,大16开本,双月20日出版。每期定价10.0元,全年60元。邮发代号18-153。全国各地邮局均可订阅,也可随时汇款到本编辑部订阅。

本刊兼营广告,价格适中,印制精良,注重实效。

欢迎广大读者投稿、订阅和广告惠顾。

地址:河北省保定市东风中路1285号《勘察科学技术》编辑部邮编:071069, Tel:0312-3020887, 3094054, Fax:0312-3034561, E-mail: kckxjs@163.com, kckxjs@126.com。

(《勘察科学技术》编辑部 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE201812020

土压平衡盾构刀盘环向开口率研究

杨志勇¹, 江玉生¹, 张晋勋²

(1. 中国矿业大学(北京)力学与建筑工程学院, 北京 100083; 2. 北京城建集团有限责任公司, 北京 100088)

摘要: 盾构刀盘开口率是指刀盘开口部分的面积与刀盘总面积的比值, 是盾构选型时需要考虑的重要指标, 但这一指标无法反映刀盘开口位置是否合理。为了更好地反映刀盘开口状况, 提出了刀盘环向开口率的概念。运用环向开口率特征曲线对北京地铁 9 号线军事博物馆站—东钓鱼台站区间土压平衡盾构刀盘环向磨损事件进行了分析, 阐明了刀盘发生环向磨损的主要原因是刀盘上某一区域环向开口率过小, 部分渣土淤积在此区域, 另外渣土从开口率小的区域向开口率大的区域流动也造成了刀盘的环向磨损。刀盘环向开口率特征曲线是判断刀盘开口位置合理性的重要依据, 开口位置合理的刀盘, 除刀盘中心区域外其环向开口率特征曲线应该是平缓的, 以保证刀盘上每一个区域都有合理的开口区域, 确保渣土顺畅进入土舱, 土压平衡盾构刀盘设计时应充分考虑环向开口率这一指标。

关键词: 土压平衡盾构; 刀盘; 环向开口率; 刀盘磨损

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)12-2312-06

作者简介: 杨志勇(1980-), 男, 讲师, 博士, 主要从事盾构/TBM 隧道技术研究工作。E-mail: yangzy1010@126.com。

Radial opening ratio of EPB TBM cutterheads

YANG Zhi-yong¹, JIANG Yu-sheng¹, ZHANG Jin-xun²

(1. School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining and Technology (Beijing), Beijing 100083, China; 2. Beijing

MTR Construction Administration Corporation, Beijing 100088, China)

Abstract: The opening ratio of cutterheads, the area ratio of the cutterhead openings to the entire cutterhead, is an important index for selection of earth pressure balanced (EPB) TBM. However, the opening ratio of cutterheads alone cannot fully reflect whether the positions of the cutterhead openings are reasonable or not. To solve this problem, the concept of radial opening ratio of cutterheads is proposed. Based on the characteristic curve of the radial opening ratio, the radial abrasion events of TBM cutterheads during construction of Military Museum Station to East Diaoyutai Station of Beijing Metro Line 9 are analyzed. The main reason of radial abrasion is that the radial opening ratio is too small in a certain area on the cutterhead, and part of the soil deposits in this area. Besides, it also causes the cutterhead to abrade when soil flows from the small opening ratio area to the large one. The characteristic curve of the radial opening ratio can be used to evaluate the rationality of opening position on the cutterhead. For the TBM cutterhead with reasonable opening positions, the characteristic curve of the radial opening ratio should be gentle without large fluctuations except for the central area of the cutterhead so as to ensure the reasonable opening positions in each part of the cutterhead and smooth soil moving into the chamber. The radial opening ratio should be fully considered when designing TBM cutterheads.

Key words: EPB TBM; cutterhead; radial opening ratio; cutterhead abrasion

0 引言

盾构刀盘开口率是指刀盘开口部分的面积与刀盘总面积的比值, 刀具切屑下来的渣土通过开口部分进入土舱, 刀盘开口率越大, 渣土进入土舱越容易, 但越不利于开挖面的稳定; 刀盘开口率越小, 渣土进入土舱越困难, 越有利于开挖面的稳定。刀盘的开口率是土压平衡盾构选型时需要考虑的重要指标之一。

国内外部分学者对刀盘开口率与盾构穿越地层的适应性进行了大量的研究工作。Burger^[1]分析了泥水

平衡盾构和土压平衡盾构刀盘设计应考虑的主要问题, 提出了软土地层刀盘的设计原则。李向红等^[2]采用直径 1.8 m 的模型盾构在软土、砂土、砂砾土层中进行掘进试验, 研究了不同刀盘开口率对盾构总推力、刀盘扭矩及出土率的影响规律, 得出了刀盘开口率较大的盾构对土层适应性更好的结论。王洪新^[3]在分析

基金项目: 国家自然科学基金煤炭联合基金重点项目 (U1261212)

收稿日期: 2017-12-18

刀盘开口率对出土率影响的基础上, 提出了定量分析刀盘开口率对地层适应性的计算方法, 并采用该计算方法, 对上海典型土层中土压平衡盾构刀盘开口率提出了建议值。Zhao 等^[4]对土压平衡盾构在土岩复合地层中掘进遇到的问题及解决措施进行了研究, 发现增大刀盘开口率能够提高土压平衡盾构在复合地层中的利用率。

部分学者结合实际工程, 对土压平衡盾构的设计进行了研究: Maidl^[5]针对 Botlek Rail Tunnel 的高水压的复杂地层条件, 对该隧道的土压平衡盾构的设计和渣土改良技术进行了研究; Ates 等^[6]在统计和分析 262 台盾构使用情况的基础上, 分析了盾构刀盘扭矩、推力等参数的影响因素, 建立了不同地层盾构设计的数据数据库, 提出了土耳其不同地层盾构主要参数的设计范围。Carrieri 等^[7]、江华等^[8]学者对卵石地层中盾构选型、刀盘设计、渣土改良技术进行了研究, 研究结论表明: 卵石地层中土压平衡盾构应采用开口率较大的刀盘, 以减小刀盘扭矩, 降低刀具的磨损。

部分学者对刀盘开口率与刀盘扭矩及土舱压力变化关系进行了相关的研究工作。Xu 等^[9]采用直径 0.4 m 的微型盾构在上海软土地层中进行了一系列试验研究, 研究结果表明刀盘开口率越大, 土舱压力与刀盘扭矩的线性关系越强。刘建琴等^[10]采用流体力学方法模拟了土体-盾构刀盘系统流场静压力和流场速度分布, 并研究了不同开口率对刀盘前后压差变化的影响, 研究表明刀盘前后压力差随着开口率增大而逐渐减小。王洪新^[11-12]推导了土舱压力与开挖面处压力差的计算方法, 定量的分析了开口率对土舱压力差的影响。

刀盘开口率仅仅是一个平均化指标, 难以反映刀盘开口位置是否合理。同样开口率的刀盘, 刀盘开口位置不合理, 会造成刀盘上某一区域开口部分过小, 导致这一区域渣土不能进入土舱内, 黏附或板结在刀盘上, 堵塞刀盘开口区域, 影响盾构推进速度, 增大刀盘扭矩, 严重时会引起刀盘和刀具的异常磨损, 因此刀盘开口位置比开口率更重要。

本文讨论了刀盘环向开口率问题, 并提出通过刀盘环向开口率特征曲线来判断刀盘开口位置是否合理, 对北京地铁 9 号线 06 标段军事博物馆站—东钓鱼台站区间土压平衡盾构刀盘环向磨损事件进行了分析, 解释了刀盘发生环向磨损的原因。研究结果对土压平衡盾构刀盘设计具有参考价值。

1 环向开口率及其特征曲线

盾构刀盘切削土体, 刀具的旋转带着渣土在一定的环状区域上流动, 这一环状区域的开口大小决定了

渣土能否顺利进入土舱。刀盘环向开口率是刀盘上某一环状区域上开口部分的面积与这个环状区域面积的比值。

如图 1 所示, 图中环状区域面积 $S_i = \pi(R_i^2 - r_i^2)$, 环向开口面积为 ΔS_i , 环向开口率 $K_i = \Delta S_i / S_i$ 。环向开口率特征曲线是以刀盘中心为圆心, 将刀盘划分为若干个环距 (环距 $\Delta R_i = R_i - r_i$) 相等的环状区域, 测量并计算每个环状区域的环向开口率 K_i , 然后以刀盘半径 R_i 为横轴, 以环向开口率 K_i 为纵轴, 做出其环向开口率特征曲线, 图 2 是图 1 所示刀盘在环距 $\Delta R_i = 100$ mm 下的环向开口率特征曲线。环向开口率特征曲线就是环向开口率随刀盘半径的分布情况, 可以良好的反映刀盘各个区域开口的分布状况。

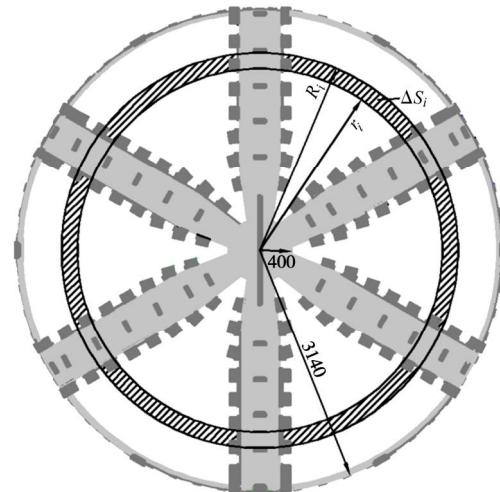


图 1 刀盘环向开口率示意图

Fig. 1 Schematic diagram of radial opening ratio of cutterhead

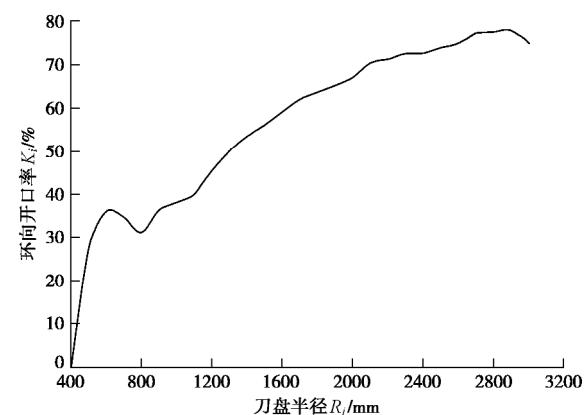


图 2 环向开口率特征曲线

Fig. 2 Characteristic curve of radial opening ratio

2 刀盘环向磨损实例分析

2.1 工程概况

北京地铁 9 号线 06 标军事博物馆站—东钓鱼台站区间 (简称军—东区间), 盾构从军事博物馆北侧的盾

构开始发,下穿玉渊潭后继续向北至东钓鱼台站接收,隧道埋深 11.3~25.8 m,全长 1206.8 m,区间穿越地层主要为砾岩和卵石地层,局部夹杂泥岩,详见图 4 所示,隧道穿越地层详细情况如表 1 所示。

表 1 盾构穿越地层详细情况

Table 1 Detailed conditions of tunneling strata

地层	详细情况
砾岩	强风化,松散胶结,砾石成分主要为花岗岩、安山岩、石英岩等,亚圆形,粒径40~80 mm,充填物为黏土,水理性质很差,强度低,浸水后易崩解破碎。
泥岩	强风化,部分风化为黏土,结构大部分破坏,强度极低,具有膨胀性,易崩解破碎。
卵石	密实,饱和,最大粒径不小于300 mm,一般粒径30~80 mm,粒径大于20 mm颗粒含量约为总质量的60%~70%,亚圆形,中粗砂充填。

区间采用一台面板式土压平衡盾构施工,刀盘开口率 33%,刀盘结构详见图 3。

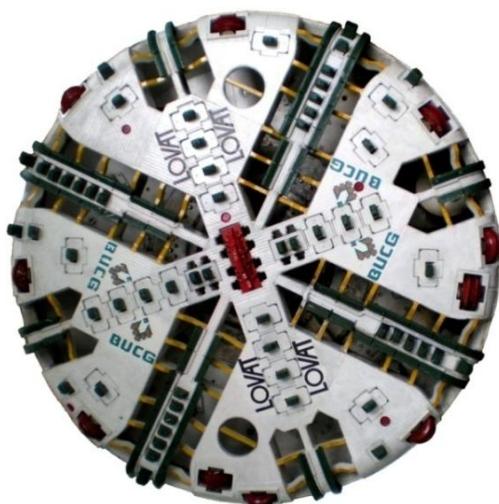


图 3 盾构刀盘结构

Fig. 3 Cutterhead structure of shield machine

盾构刀盘开挖直径 6.26 m,额定扭矩 5660 kN·m,脱困扭矩 7070 kN·m,最大推力 37800 kN。隧道采用

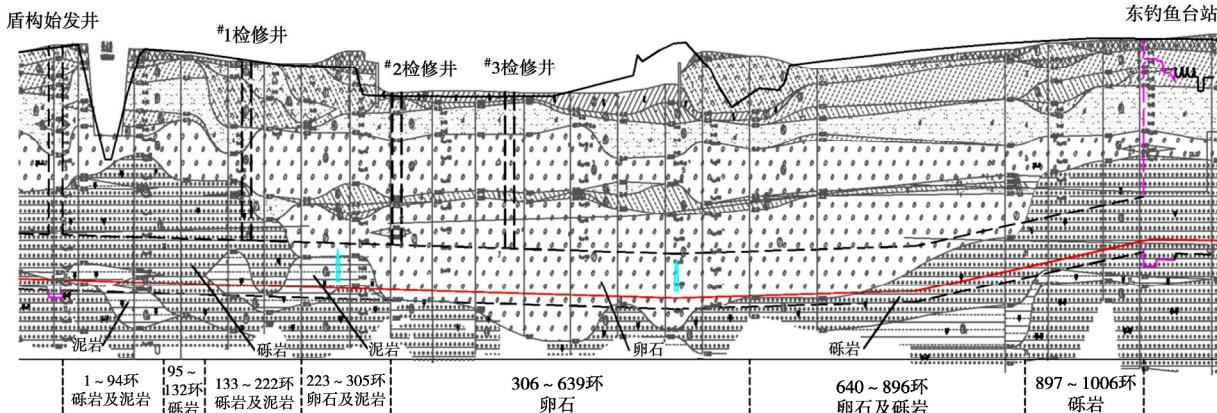


图 4 军—东区间地质剖面图

Fig. 4 Geological section of Military Museum Station-East Diaoyutai Station

钢筋混凝土管片,管片外径 6 m,内径 5.4 m,环宽 1.2 m。

2.2 刀盘环向异常磨损情况

盾构在#2 检修井换完刀具后,从 315 环开始掘进至 412 环时(共掘进 98 环,117.6 m),刀盘磨损检测装置报警,盾构停止掘进,从地面开挖#3 检修井至盾构刀盘,发现刀盘环向磨损严重。#2 检修井—#3 检修井隧道埋深 16.8~17.4 m,穿越的地层为全断面卵石层,局部含漂石,如图 4 所示。

刀盘上出现了两个环状磨损区域,磨损位置及范围见图 5 所示,现场磨损照片见图 6 所示。刀盘的环向磨损可以分为#1 磨损区域和#2 磨损区域,刀盘环向磨损位置、磨损深度与刀盘半径的关系,详见表 2 所示。

表 2 刀盘磨损深度测量表

Table 2 Measurement of cutter abrasion depth

磨损区域	磨损位置 (距刀盘中心距离/mm)	磨损深度 /mm
#1 磨损区域	1191	0
	1421	-40
	1685	-130
	1861	0
#2 磨损区域	2371	0
	2569	-38
	2701	0

各个磨损区域基本情况如下:

(1) #1 磨损区域距离刀盘中心 1191~1861 mm,磨损宽度 670 mm,最大磨损深度 130 mm。

(2) #2 磨损区域距离刀盘中心 2371~2701 mm,磨损宽度 330 mm,最大磨损深度 38 mm。

2.3 刀盘环向磨损分析

该刀盘上主要布置了先行刀和刮刀,先行刀与刀盘高差 150 mm,刮刀与刀盘高差 100 mm。刀盘旋转开挖土体时,先行刀预先疏松土体,刮刀将疏松后的

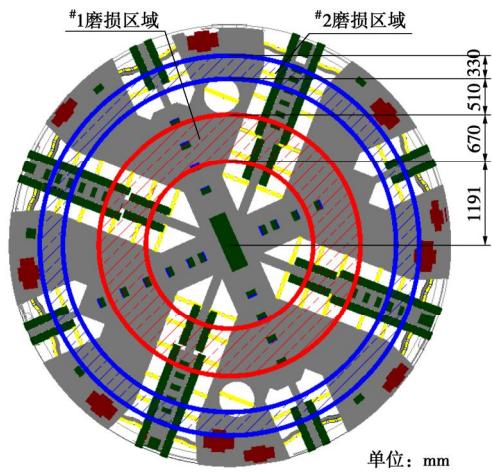


图 5 磨损区域位置图

Fig. 5 Locations of abrasion area

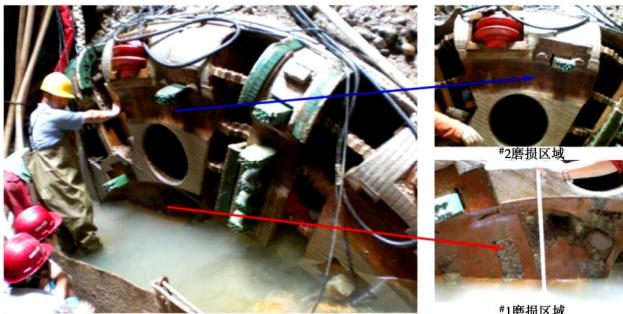


图 6 刀盘磨损照片

Fig. 6 Photos of cutter abrasion

土体刮入土舱。盾构正常掘进过程中, 切削后的渣土直接从紧邻刮刀的刀盘开口处进入土舱, 刀盘与渣土摩擦较少, 不会导致较大的磨损。即使由于推力过大, 导致刀盘与开挖面压紧, 由于地层磨蚀性较强, 会导致整个刀盘发生磨损, 不会出现某些环状区域发生磨损的情况。

为进一步分析刀盘发生环向磨损的原因, 该刀盘在环距 ΔR_i 为 50, 100, 200 mm 下的环向开口率特征曲线与磨损深度的对应关系如图 7 所示。各个磨损区域与刀盘环向开口率相关性如下:

(1) #1 磨损区域, 环向磨损发生在 $R_i=1191\sim1861$ mm 区域, 该区域刀盘环向开口率曲线起伏很大 ($K_i=16.5\%\sim45.6\%$), 在 $R_i=1630\sim1880$ mm 区域, 环向开口率只有 $16.5\%\sim23.4\%$, 这一区域也是刀盘发生较深磨损的区域, #1 磨损区域刀盘环向磨损最深处 $R_i=1685$ mm (磨损深度 130 mm), 与环向开口率最小处 $R_i=1680$ mm 基本吻合, 可以肯定在 $R_i=1630\sim1880$ mm 区域处, 刀盘淤积了部分渣土, 且环向开口率越小的区域, 渣土淤积越多, 对该处刀盘的环向磨损也越厉害, 磨损深度越大。在 $R_i=1191\sim1630$ mm 区域, 环向开口率在 $24.5\%\sim45.6\%$, 刀盘环向开口率起伏较大, 且临近环向开口率较小的 $R_i=1630\sim1880$ mm 区

域, 这一区域渣土流动状态比较复杂, 在 $R_i=1630\sim1880$ mm 区域淤积的渣土, 会从环向开口率小的区域向环向开口率大的区域流动, 渣土的流动导致 $R_i=1191\sim1630$ mm 区域发生环向磨损。

(2) #2 磨损区域, 环向磨损发生在 $R_i=2371\sim2701$ mm 区域, 由图 7 可知刀盘上 $R_i=2530\sim2580$ mm 区域, 环向开口率只有 $10.5\%\sim20.3\%$, 这一环状区域环向开口率太小, 渣土不能顺利进入土舱, 淤积在这一区域, 但由于临近区域开口率较大, 渣土向临近区域流动, 因此发生环向磨损区域 ($R_i=2371\sim2701$ mm) 大于环向开口率较小的区域 ($R_i=2530\sim2580$ mm)。#2 磨损区域刀盘环向磨损最深处 $R_i=2530$ mm (磨损深度 38 mm), 处于环向开口率最小区域 ($R_i=2530\sim2580$ mm)。

通过分析 #1 磨损区域和 #2 磨损区域与刀盘环向开口率特征曲线的相关性发现如下规律和结论:

(1) 发生环向磨损的区域刀盘环向开口率均较小, 且环向开口率小的区域越大, 发生环向磨损的区域也越大, 磨损深度也越深。

(2) 刀盘发生环向磨损的主要原因是刀盘上某一区域环向开口率过小, 部分渣土淤积在此区域, 造成刀盘的环向磨损。

(3) 刀盘环向磨损的区域大于环向开口率小的区域, 这是由于渣土从环向开口率小的区域向环向开口率大的区域流动造成的。

所取环距越小所得到的环向开口率特征曲线越能细致的反映刀盘开口状况。由图 7 可见, 环距 $\Delta R_i=50$ mm 和环距 $\Delta R_i=100$ mm 下的环向开口率特征曲线与刀盘磨损区域有较好的对应关系, 且 $\Delta R_i=50$ mm 下的环向开口率特征曲线与刀盘磨损区域的相关性要优于 $\Delta R_i=100$ mm 下的。环距 $\Delta R_i=200$ mm 下的环向开口率曲线与刀盘磨损区域相关性并不强, 这主要是因为环距太大所得到的环向开口率特征曲线不能细致反映刀盘环向开口状况所致。

造成刀盘环向开口率曲线起伏较大的主要原因是刀盘上设置了数量较多的格筛条。卵石地层中, 为防止大粒径漂石进入土舱, 堵塞螺旋输送机进土口, 某些盾构在设计刀盘时在开口处设置了格筛条, 但是这种设计是值得商榷的, 主要是存在 2 个问题:

(1) 格筛条会导致刀盘上某部分环状区域开口过小, 造成渣土无法正常进入土舱; 或者刀盘上相邻环状区域开口差异较大, 影响渣土的运动路径。

(2) 格筛条限制大粒径漂石进入土舱, 漂石会随着刀盘的旋转在开挖面上滚动, 会对刀具造成冲击损伤。

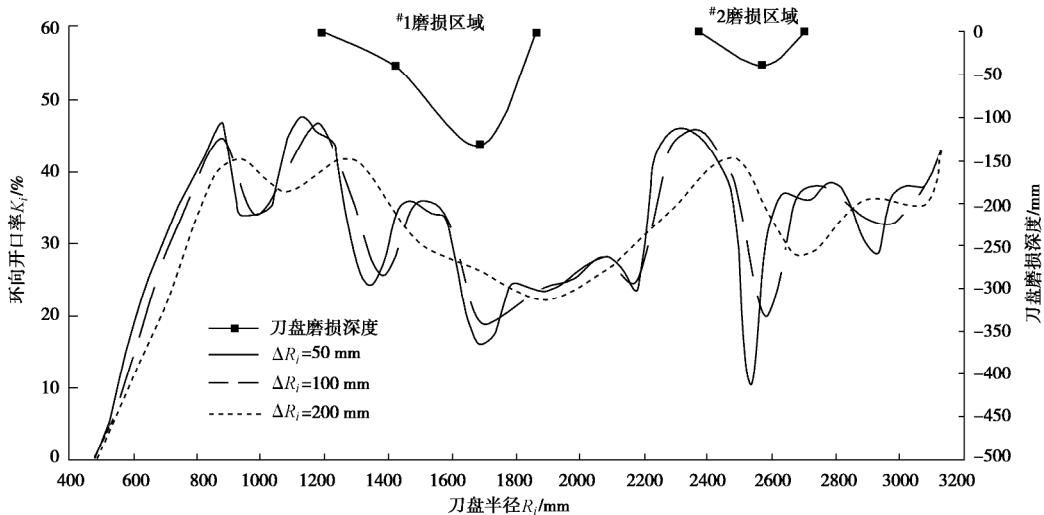


图 7 环向开口率特征曲线与环向磨损区域关系图

Fig. 7 Relationship between characteristic curve of radial opening ratio and radial abrasion area

2.4 磨损地层分析

如图 4 所示, 该标段盾构在^{#2}检修井以前在砾岩层、砾岩与泥岩的混合层中掘进, 切削下来的渣土对刀盘磨损性不强, 未发生刀盘环向磨损的现象。盾构从^{#2}检修井到^{#3}检修井进入全断面卵石层且为中粗砂充填, 地层和切削下来的渣土对刀盘磨损性较强, 造成了刀盘的环向磨损。

土压平衡盾构在磨蚀性较强的地层 (如砂层、圆砾层、卵石层) 中掘进, 由于刀盘上某一区域开口较小或开口位置不合理, 渣土淤积在刀盘某一区域不能顺利进入土舱, 会增大刀盘扭矩, 加速刀具的磨损, 严重时易导致刀盘环向磨损的发生。对于磨蚀性较弱的黏性土层 (如黏土、粉质黏土、粉土), 刀盘上某一区域开口较小或开后位置不合理会导致渣土黏附在刀盘上, 导致进土不畅, 影响掘进速度, 但由于渣土磨蚀性不强, 一般不会造成刀盘的磨损。

通过刀盘环向开口率曲线来判断土压平衡盾构刀盘开口位置是否合理, 对于所有地层的盾构选型均具有参考意义。

2.5 处理措施

鉴于刀盘上设置的格栅条造成渣土不能顺利进入土舱, 影响渣土的运动路线, 导致刀盘的环向磨损。因此盾构在^{#3}换刀井进行了刀盘的改造, 割除了全部的格栅条, 改造后的刀盘开口率到达 36%, 改造后盾构刀盘如图 8 所示, 改造后刀盘的环向开口率特征曲线如图 9 所示。

由图 9 可知改造后刀盘提高了^{#1}环向磨损区域和^{#2}磨损区域的开口率, 渣土进入土舱更加顺畅。而且改造后刀盘的环向开口率特征曲线变得更加平滑, 没有大的波浪起伏, 防止刀盘上某一区域渣土的淤积。改造后的刀盘随后在全断面卵石地层中掘进 364.8 m

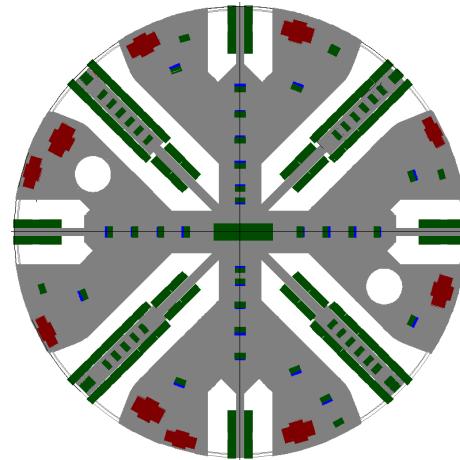


图 8 改造后刀盘结构

Fig. 8 Cutterhead structure after modification

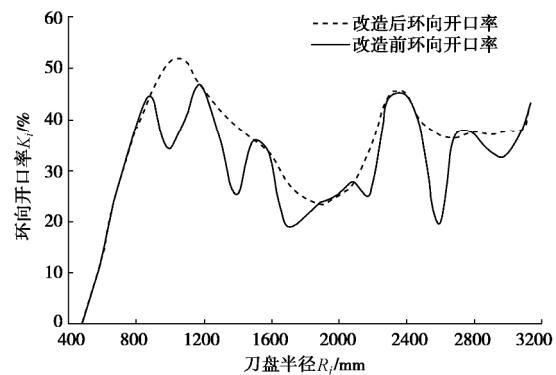


图 9 改造后刀盘环向开口率特征曲线

Fig. 9 Characteristic curve of radial opening ratio of cutterhead after modification

(304 环) 在卵石与砾岩的混合地层中掘进 308.4 m (257 环)。掘进过程中, 刀具磨损比较严重, 每隔 200~250 m 需施做 1 个检修井 (检修井间距与地面环境位置相关), 对磨损的刀具进行更换。每次检修刀具时, 均对刀盘的磨损程度进行了检查, 发现刀盘的磨损量非常的小, 测量刀盘的厚度近乎没有变化。在隧

道贯通后, 对刀盘的厚度又进行了测量, 发现刀盘厚度最大仅减小 1.5 mm。改造后的刀盘没有发生环向磨损现象, 且正常掘进过程中刀盘磨损量小, 表明改造措施合理。

3 结 论

本文提出了刀盘环向开口率的概念, 运用环向开口率特征曲线对土压平衡盾构刀盘环向磨损事件进行了分析, 主要得出了以下结论:

(1)造成刀盘发生环向异常磨损的主要原因是刀盘上某一区域环向开口率过小, 部分渣土淤积在此区域, 另外渣土在刀盘上从开口率小的区域向开口率大的区域流动也会造成刀盘的环向磨损。

(2)刀盘环向开口率特征曲线能够判断刀盘开口位置是否合理, 土压平衡盾构刀盘设计时应充分考虑环向开口率这一指标, 尤其是在磨蚀性较大的卵石、圆砾等地层。

(3)刀盘开口型式合理的盾构, 除刀盘中心区域外其环向开口率特征曲线应该是平缓的, 没有大的起伏, 这样才能保证刀盘上每一个区域都有合理的开口区域, 确保渣土顺畅进入土舱。

(4)环距 ΔR_i 越小, 所得到的环向开口率特征曲线越能细致的反映刀盘环向开口情况, 根据本工程实例, 环距 ΔR_i 应小于等于 100 mm。

卵石地层中, 土压平衡盾构刀盘的开口位置、环向开口率计算所取宽度(即环距 ΔR_i)与卵石级配相关, 如果能确定卵石的特征粒径, 通过特征粒径合理表征卵石地层的特性, 将对卵石地层盾构选型带来极大的便利, 这是一个值得深入研究的问题。

参考文献:

- [1] BURGER W. design pinciples for soft ground cutterheads[C]// Proceedings, Rapid Excavation and Tunneling Conference. 2007: 784 - 792.
- [2] 李向红, 傅德明. 土压平衡模型盾构掘进试验研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(9): 1101 - 1105. (LI Xiang-hong, FU Deming. Experimental study on excavation behaviour using model epb shield with a diameter of 1.8 m[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(9): 1101 - 1105. (in Chinese))
- [3] 王洪新. 土压平衡盾构刀盘开口率选型及其对地层适应性研究 [J]. 土木工程学报, 2010(3): 88 - 92. (WANG Hong-xin. Type selection of the head aperture ratio of EPB shield cutterheads and adaptability to stratum characteristics[J]. China Civil Engineering Journal, 2010(3): 88 - 92. (in Chinese))
- [4] ZHAO J, GONG Q M, EISENSTEN Z. Tunnelling through a frequently changing and mixed ground: a case history in Singapore[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2007, 22(4): 388 - 400.
- [5] MAID U. Design features of the botlek rail tunnel in the betuweroute[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1999, 14(2): 135 - 140.
- [6] ATES U, BILGIN N, COPUR H. Estimating torque, thrust and other design parameters of different type TBMs with some criticism to TBMs used in Turkish tunneling projects[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2014, 40(Supplement C): 46 - 63.
- [7] CARRIERI G, FORNARI E, GUGLIELMETTI V, et al. Torino metro line 1: use of three tbm-epbs in very coarse grained soil conditions[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2006, 21(3): 274 - 275.
- [8] 江华, 张晋勋, 苏艺, 等. 砂卵石地层土压平衡盾构隧道施工土体改良试验研究[J]. 中国铁道科学, 2013, 34(4): 40 - 45. (JIANG Hua, ZHANG Jin-xun, SU Yi, et al. Study on soil conditioning experiments during earth pressure balance shield tunneling in sand gravel strata[J]. China Railway Science, 2013, 34(4): 40 - 45. (in Chinese))
- [9] XU Q, ZHU H, DING W. Laboratory model tests and field investigations of epb shield machine tunnelling in soft ground in Shanghai[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2011, 26(1): 1 - 14.
- [10] 刘建琴, 郭伟, 黄丙庆, 等. 土压平衡盾构刀盘开口率与刀盘前后压差的关系[J]. 天津大学学报, 2011, 44(8): 659 - 664. (LIU Jian-qin, GUO Wei, HUANG Bing-qing, et al. Relationship between aperture ratio and fore-and-back pressure of EPB shield cutter head[J]. Journal of Tianjin University, 2011, 44(8): 659 - 664. (in Chinese))
- [11] 王洪新. 土压平衡盾构刀盘开口率对土舱压力的影响[J]. 地下空间与工程学报, 2012, 8(1): 89 - 93, 104. (WANG Hong-xin. Influence of aperture ratio of cutterhead of EPB shield on earth pressure in the chamber[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2012, 8(1): 89 - 93, 104. (in Chinese))
- [12] 王洪新. 土压平衡盾构刀盘挤土效应及刀盘开口率对盾构正面接触压力影响[J]. 土木工程学报, 2009(7): 113 - 118. (WANG Hong-xin. Effect of cutterhead compressing the front soil and influence of head aperture ratio on contact pressure of EPB shield to the front soil[J]. China Civil Engineering Journal, 2009(7): 113 - 118. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201812021

游离氧化铁对红黏土持水特性的影响

牛 庚^{1, 2, 4}, 孙德安^{3, 4}, 韦昌富⁴, 邵龙潭^{1, 2}

(1. 大连理工大学工程力学系, 辽宁 大连 116085; 2. 大连理工大学工业装备结构分析国家重点实验室, 辽宁 大连 116085;
3. 上海大学土木工程系, 上海 200444; 4. 桂林理工大学广西建筑新能源与节能重点实验室, 广西 桂林 541004)

摘要: 分别以红黏土去铁前后的原状样为研究对象, 采用压力板仪和饱和盐溶液蒸气平衡法测得全吸力范围内的土水特征曲线并同时量测体变; 利用压汞试验测量不同吸力下的孔径分布, 以探讨去铁前后红黏土的孔隙结构, 并解释宏观持水特性。试验结果表明: 低吸力范围(0~1 MPa), 去铁前原状样的持水曲线下降较为明显, 而去铁后原状样的持水曲线较平缓, 尤其是吸力-饱和度的关系, 到1 MPa时基本上仍为饱和状态, 所以去铁后土样进气值增大; 去铁后的原状样随着吸力的增大收缩明显, 而原状样的收缩相对较缓, 主要原因是游离氧化铁以包膜和桥的形式分布在颗粒表面, 加强了颗粒之间的连接和包裹作用, 使得土骨架抵抗变形的能力增强。高吸力范围(9~367 MPa), 去铁前后红黏土持水和收缩特性相差不大, 此时游离氧化铁的作用不明显。去铁前后的红黏土原状样基本上存在单峰孔隙结构, 主要原因是在自然经过无数次胀缩变形, 相对较大的孔隙收缩, 最终使孔径分布相对均匀; 随着吸力的增加, 这两种土样孔隙结构基本上不变。

关键词: 游离氧化铁; 红黏土; 持水特性; 压汞试验; 原状样

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)12-2318-07

作者简介: 牛 庚(1991-), 男, 博士研究生, 主要从事非饱和土力学的研究工作。E-mail: niugeng@mail.dlut.edu.cn。

Effects of free iron oxide on water retention behavior of lateritic clay

NIU Geng^{1, 2, 4}, SUN De-an^{3, 4}, WEI Chang-fu⁴, SHAO Long-tan^{1, 2}

(1. Department of Engineering Mechanics, Dalian University of Technology, Dalian 116085, China; 2. State Key Laboratory of Structural Analysis of Industrial Equipment, Dalian University of Technology, Dalian 116085, China; 3. Department of Civil Engineering, Shanghai University, Shanghai 200444, China; 4. Guangxi Key Laboratory of New Energy and Energy Conservation for Architecture, Guilin University of Technology, Guilin 541004, China)

Abstract: In order to obtain the soil-water characteristic curve (SWCC) of two types of undisturbed lateritic Guilin specimens with and without free iron oxide in full suction range, two measurement methods are used: the pressure plate method and the vapor equilibrium method with saturated salt solution, and the volumes of specimens are measured during the process. The mercury intrusion porosimetry (MIP) tests are used to investigate the pore-size distributions. The test results show that in the low suction range, the SWCC of undisturbed specimens where the free iron oxide is removed is gentle. Especially in the relationship of suction-saturation, it's still saturated when the suction is 1 MPa. But the SWCC of undisturbed specimens declines obviously. Compared with the undisturbed specimens, the undisturbed specimens where the free iron oxide is removed shrink obviously. The main reason is that the free iron oxide is distributed on the particle surface in the form of film enveloping and bridge, which strengthens the connection and the coat effect between particles, so as to enhance the capability of the soil skeleton to resist deformation. In the high suction range, the water retention and shrinkage characteristics of the two types of undisturbed specimens have little difference, indicating that the absorbed water in the soil is dominant. The undisturbed specimens with and without free iron oxide exhibit a unimodal pore-size distribution, and they are different from the traditional understanding of a double-porosity microstructure. There are mainly intergranular pores with a diameter of 40 nm in compacted samples.

Key words: free iron oxide; lateritic clay; water retention behavior; MIP; undisturbed specimen

0 引言

红黏土作为一种典型的特殊土, 是不同种类母岩经过风化、红土化和水合化而形成的高塑性土, 主要

基金项目: 国家自然科学基金项目(51479023, 11372078); 广西建筑新能源与节能重点实验室项目(桂科能17-J-22-1)

收稿日期: 2017-10-17

分布在两广、湖南、贵州和云南等地区^[1]。红黏土的工程性质与一般黏土有较大的差异, 自然状态红黏土具有高含水率、低密实度等较差的物理性质, 但却有强度高和压缩性低的力学特性^[2]。已有研究表明, 红黏土的这种特殊性质主要由游离氧化铁所形成的胶结作用和其颗粒间特殊的连接形式所决定^[3-4]。游离氧化物将黏粒胶结在一起, 显著地影响黏土的许多理化性质^[5] (如积聚体稳定性提高、颗粒分散性降低、胀缩性减弱等)。近几十年来, 人们对于红黏土进行了很多的研究, 如孙德安等对桂林红黏土原装样和压实样的持水特性和孔径分布进行了对比研究^[6]; 谈云志等利用改进的装置研究了红黏土的湿化变形规律及其湿化变形模量^[7]以及基于微观机制红黏土膨胀力的研究^[8]。

大量研究证明, 红黏土中游离氧化铁含量和存在形式直接影响到工程地质性质^[1,3,9]。王继庄^[10]利用选择性溶解法去除红黏土中的游离氧化铁, 证实了游离氧化铁对红黏土特殊工程地质性质所产生极其重要的作用; 王继庄^[10]、高国瑞^[4]、罗鸿禧^[3]也都证实了游离氧化铁在红黏土中的结构胶结作用。已有研究表明, 亚热带地区土壤游离氧化铁含量和存在形态在不同发生层存在着分异, 出露表层的氧化铁含量和分布特性等也不尽相同^[11], 刘鹏等^[12]认为自然环境中铁离子的迁移对黏土的力学性质影响甚大, 并深入研究了水环境条件下红黏土中铁离子的迁移特性和机理。对于高温、潮湿、多雨的亚热带地区, 红黏土边坡由于其矿物成分和理化性质的特殊性, 含水率的变化所引起的强度改变和边坡失稳特点也与一般土质边坡差异较大。造成红黏土物理指标与力学指标相互矛盾的根本原因是土中含有一定量的游离氧化铁, 环境物理化学因素的变化会使起胶结作用的游离氧化铁破坏、变性和迁移, 此时土的物理力学性质也会发生相应的变化。目前, 水环境状态下游离氧化铁的迁移对红黏土持水特性的影响尚未引起岩土工作者的重视, 所以, 游离氧化铁对黏土持水特性的影响需进一步研究。

鉴于以上研究现状, 在发现桂林滑坡土中存在游离氧化铁迁移对其理化和力学特性产生显著影响的背景下, 对红黏土去铁前后的原状样全吸力范围的土水特征曲线和变形进行了量测; 并根据压汞试验得到的孔径分布进行比较和分析。

1 土样基本物理指标及试样制备

1.1 土样基本物理指标

本试验所用的红黏土取自广西桂林市一处边坡, 取土深度0.5 m。为了减少烘干作用对红黏土颗粒间胶结结构的影响, 所有试样均在自然条件下风干, 经X

衍射分析法知其矿物成分主要为高岭石(56.59%)、三水铝石(11.44%)、针铁矿(15.61%), 还含有一定量的石英(12.45%); 其基本物理指标如表1所示; 颗粒级配分布曲线如图1, 其黏粒含量超过45.6%。按照细粒土的分类标准, 该土样属于高液限红黏土。桂林红黏土全化学元素分析试验结果见表2。

表 1 桂林红黏土基本物理指标

Table 1 Basic physical properties of Guilin lateritic clay

天然含水率 /%	天然干密度 /(g·cm ⁻³)	天然饱和度/%	液限 /%	塑限 /%	塑性指数
36.8	1.30	91	76.2	41.8	34.4
自由膨胀率 /%	最大干密度 /(g·cm ⁻³)	最优含水率/%	天然孔隙比	土粒相对密度	
28.7	1.52	28	1.11	2.74	

表 2 桂林红黏土物质化学组成^[17-18]

Table 2 Chemical compositions of Guilin lateritic clay

土样	化学成分/%						游离氧化铁	
	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	SiO ₂	CaO	MgO	K ₂ O		
桂林红黏土	29.85	14.03	38.77	0.08	0.47	1.18	0.092	5.47

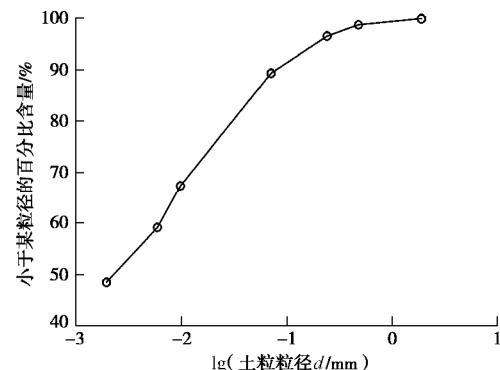


图 1 桂林红黏土的颗粒级配曲线

Fig. 1 Particle-size distribution curve of Guilin lateritic clay

1.2 试样制备

(1) 原装样制备

取土时, 先清除约0.5 m表层土, 用环刀缓慢垂直向下压, 提取原状样, 并用保鲜膜进行包裹。经计算, 其干密度为1.30 g/cm³, 天然含水率为36.8%。

(2) 去铁原装样制备

利用特制环刀在边坡上取环刀样, 将传统的渗透仪改装成淋滤装置对土中游离氧化铁选择性溶解和去除。参照[13, 14]的方法, 分别用0.1 mol/L的NaCl、0.05 mol/L的Na₂CO₃和0.05 mol/L的EDTA-连二亚硫酸钠3种溶液配制成渗透液, 再进行不间断淋滤60d, 然后以蒸馏水作为渗透液继续渗透30 d, 此方法对游离氧化铁去除率可达到85%以上^[15]。

与此同时,试验中的另一组原状样则在同样的渗透条件下以水作为渗透液淋滤90 d,以排除渗透作用对土样的影响。图2与文献[6, 16]未经处理的原状样的孔隙结构相同,所以此渗透对原状样结构影响很小,渗透后仍可看作原状样。

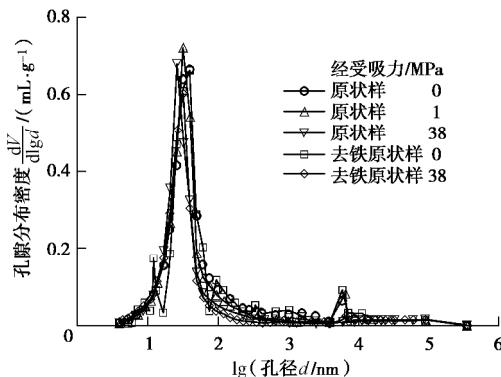


图2 受过不同最大吸力土样的孔隙密度分布曲线

Fig. 2 Pore-size distributions of specimens experiencing different maximum suctions

2 持水特性试验结果比较与分析

2.1 试验仪器及试验方法

压力板试验: 所用的仪器为英国 GEO-experts 公司生产的 1D-SDSWCC 压力板仪, 配有 15bar 陶土板。将制好的环刀试样放入压力板仪的压力室中, 不施加竖向应力, 逐级施加吸力至 1 MPa, 每级土样稳定后取出, 称其质量, 并用游标卡尺测其直径和高度。

饱和盐溶液蒸气平衡法: 蒸气平衡法是目前控制高吸力最常用的方法, 相对湿度与吸力之间的关系满足 Kelvin 方程。将土样切成小块, 每种饱和盐溶液的上方放置 2 块土样, 进行脱湿试验, 平衡时间约 40 d; 一块用于测量吸力平衡后的含水率, 另一块用于密度的测量, 其体积的量测是基于阿基米德原理, 参照文献[19]的方法。试验中采用的饱和盐溶液种类和其对应的吸力值见表 3^[20-21]。

表 3 饱和盐溶液及对应吸力值 (20℃)

Table 3 Saturated salt solution and corresponding suction

饱和盐溶液	RH%	总吸力/MPa
LiBr	6.6	367.54
LiCl·H ₂ O	12.0	286.70
CH ₃ COOK	23.1	198.14
MgCl ₂ ·6H ₂ O	33.1	149.51
K ₂ CO ₃	43.2	113.50
NaBr	59.1	71.12
NaNO ₂	65.6	57.00
KI	69.9	48.42
NaCl	75.5	38.00
KCL	85.1	21.82
Na ₂ SO ₄ ·7H ₂ O	90.8	13.10
ZnSO ₄	91.3	12.60
K ₂ NO ₃	93.7	9.00
K ₂ SO ₄	97.6	3.29

2.2 压力板试验结果和分析

图 3 为用压力板法测得红黏土原状样的脱湿持水曲线。从图 3 (a) 可以看出, 在饱和状态下, 原状样的质量含水率要比去铁后的原状样大, 主要原因是去铁后土样发生了细小的收缩, 从图 3 (b) 中也可以看出此现象。吸力从 0~1 MPa, 原状样含水率降低得较快, 变化幅度达到 19%; 而去铁后原状样含水率减少得较慢, 变化幅度 12%。比较两者含水率的变化规律, 根据毛细模型可以推测, 原状样含有相对较大的孔隙或者原状样中相对较大的孔隙含量比去铁后的土样多。从图 3 (b) 可以看出原状样失水收缩较小, 变化率为 6%; 而去铁后原状样失水收缩相对较大, 变化率为 11%。通过比较, 可以看出去铁后的原状样更容易收缩。土中含水率和孔隙的相对变化直接导致土中饱和度的状态, 从图 3 (c) 可以很明显地看出, 吸力

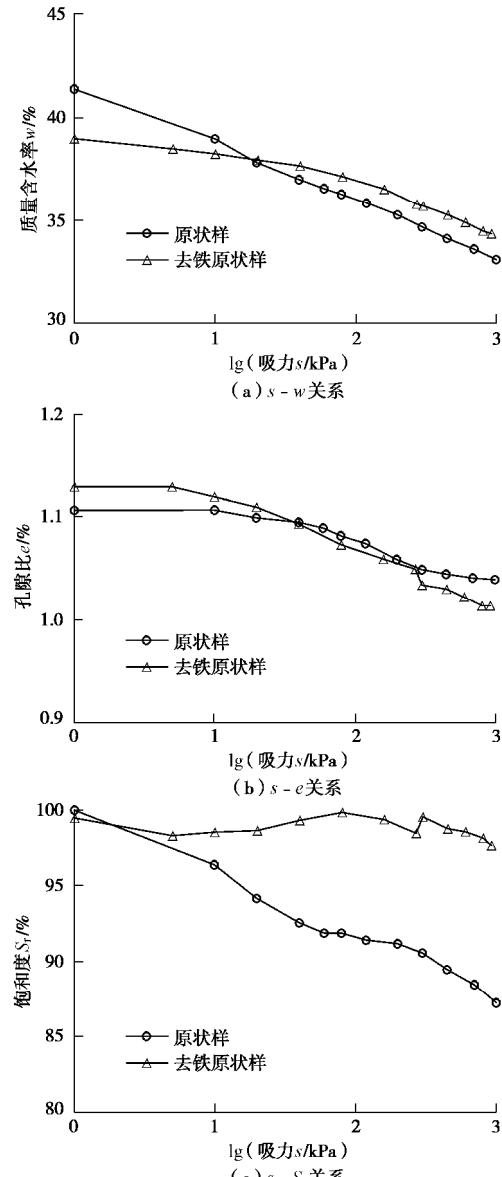


图 3 红黏土的持水曲线 (压力板法)

Fig. 3 Water retention curves of Guilin lateritic clay in drying by pressure plate method

从0到1 MPa, 去铁原状样的饱和度基本上都处在饱和状态; 而原状样的饱和度下降明显, 吸力1 MPa时, 饱和度下降到87%。原状样不易收缩, 孔隙相对较大, 但是孔隙中的水容易排出, 导致在很低的吸力下, 土的饱和度比较低; 而去铁原状样, 土孔隙的收缩量和失水量变化相对一致, 所以在吸力小于1 MPa范围, 土基本上处于饱和状态。

2.3 饱和盐溶液法试验结果和分析

图4是用饱和盐溶液蒸气平衡法测得去铁前后原状样在高吸力(3.29~367 MPa)范围的持水特性。在图4(a)中可以看出, 在吸力3~9 MPa范围, 相比

较去铁后的土样, 原状样有更好的持水特性; 在吸力大于9 MPa范围, 去铁前后土样的质量含水率相差不大。从图3(b)可以看出, 在吸力3~367 MPa范围内, 去铁原状样孔隙基本稳定, 没有发生明显的收缩; 原状样只在吸力3~6 MPa范围发生明显的收缩, 其他范围基本上不变。由图4(c)可知, 吸力大约在120 MPa之前, 去铁后原状样的持水曲线高于去铁前原状样, 之后两条曲线基本上重合。

3 压汞试验结果与分析

压汞试验法原理是非浸润性液体汞在不断升高压力作用时会流入相应半径的固体孔隙, 圆柱形孔隙注入液体所需压力大小可按 Washburn 公式^[22]计算。使用的压汞试验仪是 Micromeritics AutoPore IV, 低压范围为4~207 kPa, 高压范围为207~413700 kPa, 采用连续增压的方式进行加压。

试验选取了3个经历不同最大吸力(0, 1, 38 MPa)的原状样和经历2个吸力(0, 38 MPa)的去铁原状样。根据每克样品进汞总体积和样品固体颗粒的体积, 可得到试样的孔隙比:

$$e = G_s V_z (1 + w_r) \quad (1)$$

式中, G_s 为土的相对密度, V_z 为每克样品压入汞的总体积 (g/cm^3), w_r 为压汞试验时冷干土样的残余含水率, 本试验取0。

表4给出了根据进汞量计算的孔隙比与宏观测试所得孔隙比的比较, 可见, 根据进汞量计算的孔隙要比宏观测试所得孔隙比要小一些, 而且孔隙比越小, 两者相差越大。压汞仪无法测量孔径小于3 nm的孔隙和封闭孔隙的体积, 致使根据进汞量计算的孔隙比与宏观测试所得孔隙比不一致。红黏土多为粒间架空孔隙以及少量的孤立孔隙, 颗粒单元体内还可能有一些密闭孔隙, 孔隙连通性较差^[15]。通过对比也可以推算, 随着吸力的增大, 土中小于3 nm的孔隙不断增多。

表4 根据进汞量计算与宏观测试得的孔隙比比较

Table 4 Comparison of measured and calculated void ratios

土样	吸力 /MPa	宏观测试所 得孔隙比	根据进汞量计算的 孔隙比
原状样	0	1.10	1.03
原状样	1	1.03	0.90
原状样	38	0.96	0.79
去铁原状样	0	1.12	1.02
去铁原状样	38	0.91	0.75

孔隙变形的产生与颗粒的变形和结构联结的变形密切相关。图5表示原状样与去铁原状样的孔径与相

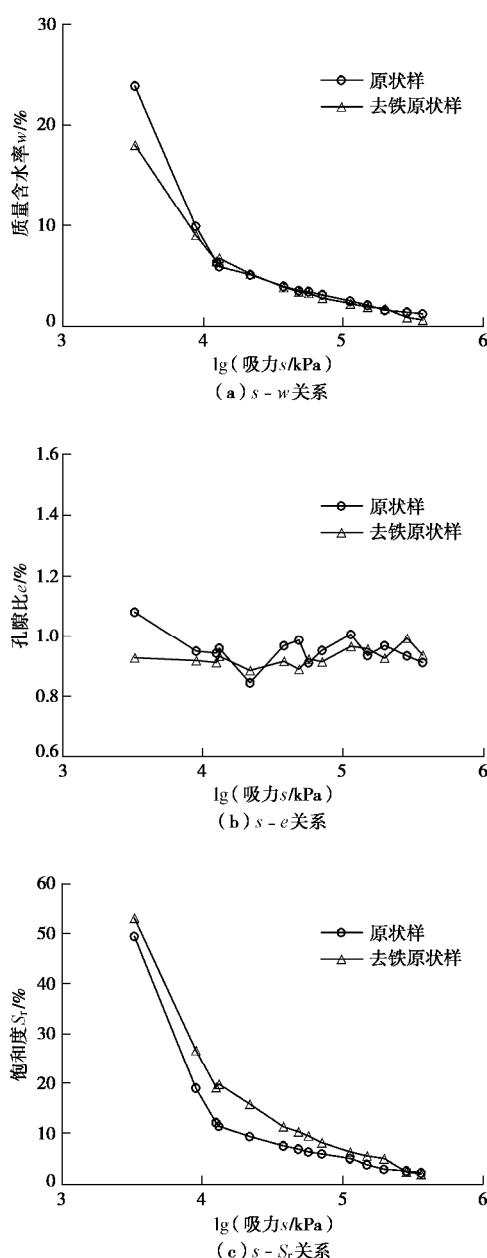


图4 红黏土的持水曲线(饱和盐溶液法)

Fig. 4 Water retention curves of Guilin lateritic clay by saturated salt solution method

应累计汞压入体积量之间的关系曲线, 其中都只有一个明显增加阶段, 即所有土样的孔径主要分布在 10~100 nm 之间, 按照 Kodikara 等^[23]对土体内部孔隙的划分: 颗粒间孔隙 (4~10³ nm)、积聚体内孔隙 (10³~10⁴ nm)、积聚体外孔隙 (10⁴~10⁶ nm), 则红黏土主要存在颗粒间孔隙。

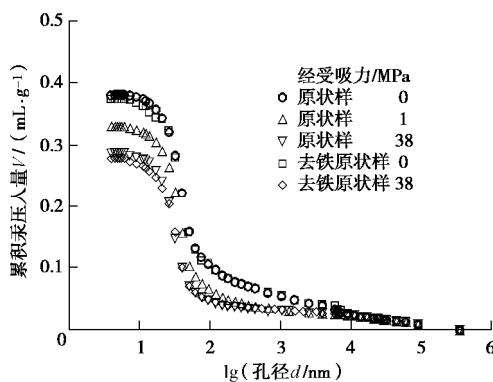


图 5 孔径与累计汞压入量关系曲线

Fig. 5 Relationship between diameter and cumulative intruded volume

图 5 表示土样的孔径分布密度曲线, 反映了试样中相应孔径的孔隙所占的比例。由图可知, 去铁前后原状样的孔径分布基本为单峰孔隙结构, 这主要是原状试样在自然条件下经历了无数次的干湿循环而产生胀缩变形, 使积聚体间孔隙或积聚体内孔隙相对较大的孔隙逐渐消失, 而形成相对均匀的单峰孔隙结构; 但也存在少量孔径 6×10^3 nm 左右相对较大的孔隙, 主要原因是游离氧化铁的结构连结作用而使土中产生一定量的稳固凝聚体, 此部分微孔隙就存在于此内, 这也解释了红黏土进气值较低的原因。而去除游离氧化铁后, 饱和土样相对较大孔隙 ($d=6 \times 10^3$ nm) 稍有增加, 但经过吸力 38 MPa 后, 孔径 6×10^3 nm 的孔隙消失, 主要原因是去除游离氧化铁后, 其产生的颗粒结构的连接和包裹作用消失, 土骨架抵抗变形的能力减弱, 且使土进一步分散, 且随着吸力的增大, 土孔隙更容易收缩。

4 游离氧化铁对持水特性作用机理探讨

红黏土具有高孔隙比、高含水率, 而抗剪强度偏高, 压缩性偏小等特性, 即呈现物理指标与力学指标相互矛盾, 其根本原因是红黏土中含有一定量的游离氧化铁。土中的游离氧化铁在土中如何分布, 目前尚未完全弄清, 有待进一步研究。但根据现有资料和试验结果证明, 它主要分布在细粒土的表面, 以包膜和“桥”的形式存在^[3]。氧化铁胶体与黏土矿物的交互作用的本质并不是通过改变或破坏矿物晶格结构进而

改变黏土矿物性质, 而是通过改变土颗粒间的联结状态及粒间力来控制微观结构形态, 进而影响土的物理、力学行为表现^[15]。

正是由于游离氧化铁以包膜和“桥”的形式分布在颗粒表面, 加强了颗粒之间的连接和包裹作用, 使得土骨架抵抗变形的能力增强, 土在失水过程中不易收缩; 而去除游离氧化铁后, 其产生的结构连接和包裹作用消失, 土骨架抵抗变形的能力减弱, 宏观上表现为土更易失水收缩, 与图 3 (b) 的结果一致。由于游离氧化铁的存在, 土孔隙不易收缩, 孔隙相对较大, 根据毛细模型, 土孔隙中的水更易排出, 与图 3 (a)、(b) 的现象一致。在高吸力部分 (9~367 MPa), 游离氧化铁的作用不明显, 说明吸附水对土的作用占据主导。

到目前为止, 对红黏土的研究已做了大量工作, 但是值得一提的是, 在研究游离氧化铁对红黏土理化-力学性质评价时, 基本上采用的是重塑样, 不能真正地反映自然红黏土的特性。比如, 传统认识中, 由于游离氧化铁的存在红黏土必然含有双峰孔隙结构, 但是从图 2 可知, 实际自然状态下的红黏土基本上是单峰孔隙结构, 孙德安等^[6, 16]也有相同的结论。实际上, 桂林地区浅层红黏土在自然环境下的原状样主要存在颗粒间孔隙, 而相对较大的孔隙极少, 主要原因是自然环境下的红黏土不断的经受干湿循环, 使土中积聚体间孔隙和积聚体内孔隙的孔径不断减小, 最终基本形成相对均匀的孔隙分布。

5 结 论

以桂林红黏土为研究对象, 对去铁前后原状样进行持水曲线测量和压汞试验, 对比了去铁前后持水特性和孔径分布的差异, 主要结论如下:

(1) 低吸力范围 (0~1 MPa), 去铁后原状样的持水曲线较平缓, 尤其是吸力-饱和度的关系, 到 1 MPa 时基本上仍为饱和状态; 而原状样的持水曲线下降较为明显。所以, 游离氧化铁的迁移对红黏土持水特性的影响是不能忽视的。

(2) 在低吸力范围, 去铁后的原状样随着吸力的增大收缩明显, 而原状样的收缩相对较小。主要是游离氧化铁以包膜和桥的形式分布在颗粒表面, 加强了颗粒之间的连接和包裹作用, 使得土骨架抵抗变形的能力增强。

(3) 高吸力范围 (9~367 MPa), 两种土样的持水和收缩特性相差不大, 此时土中结合水占据主导作用, 游离氧化铁的作用不明显。

(4) 对于浅层桂林红黏土, 去铁前后的原状样基

本上都是单峰孔隙结构, 主要孔隙半径为 40 nm 左右, 为颗粒间孔隙; 随着吸力的增加, 两种土样孔隙结构基本上不变。

红黏土的基本性质对微观结构具有依赖性, 微观结构对环境因素具有敏感性。因此, 进行土体长期力学性能评价时必须考虑环境化学因素对其微观结构的长期作用的影响。

参考文献:

- [1] 姜洪涛. 红黏土的成因及其对工程性质的影响[J]. 水文地质工程地质, 2000(3): 33 - 37. (JIANG Hong-tao. Origin of red clay and its effects on engineering property[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 2000(3): 33 - 37. (in Chinese))
- [2] 孔令伟, 罗鸿禧, 袁建新. 红黏土有效胶结特征的初步研究[J]. 岩土工程学报, 1995, 17(5): 2 - 47. (KONG Ling-wei, LUO Hong-xi, YUAN Jian-xin. Preliminary study on the effective cementation characteristics of the red clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1995, 17(5): 2 - 47. (in Chinese))
- [3] 罗鸿禧. 游离氧化铁对红色黏土工程性质的影响[J]. 岩土力学, 1987, 8(2): 31 - 38. (LUO Hong-xi. Effect of free ferric oxide on engineering properties of laterite[J]. Rock and Soil Mechanics, 1987, 8(2): 31 - 38. (in Chinese))
- [4] 高国瑞. 中国红土的微结构和工程性质[J]. 岩土工程学报, 1985, 7(5): 10 - 21. (GAO Guo-duan. The micro structures and engineering of red soil in China[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1985, 7(5): 10 - 21. (in Chinese))
- [5] ARIAS M, BARRAL M T, DIAZ-FIEROS F. Effects of iron and aluminum oxides on the colloidal and surface properties of kaolin[J]. Clay and Clay Minerals, 1995, 43(4): 406 - 416.
- [6] 孙德安, 高 游, 刘文捷, 等. 红黏土的土水特性及其孔径分布[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(2): 351 - 356. (SUN De-an, GAO You, LIU Wen-jie, et al. Soil-water characteristics and pore-size distribution of lateritic clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(2): 351 - 355. (in Chinese))
- [7] 谈云志, 孔令伟, 郭爱国, 等. 压实红黏土的湿化变形试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(3): 483 - 489. (TAN Yun-zhi, KONG Ling-wei, GUO Ai-guo, et al. Experimental study on wetting deformation of compacted laterite[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(3): 483 - 489. (in Chinese))
- [8] 谈云志, 胡新江, 喻 波, 等. 压实红黏土的恒体积膨胀力与细观机制研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(3): 653 - 658. (TAN Yun-zhi, HU Xin-jiang, YU Bo, et al. Swelling pressure and mesomechanism of compacted laterite under constant volume condition[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(3): 653 - 658. (in Chinese))
- [9] 孔令伟, 罗鸿禧. 游离氧化铁形态转化对红黏土工程性质的影响[J]. 岩土力学, 1993, 14(4): 25 - 39. (KONG Ling-wei, LUO Hong-xi. Effect of the conversion in form of free iron oxide on the engineering property of the red clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 1993, 14(4): 25 - 39. (in Chinese))
- [10] 王继庄. 游离氧化铁对红黏土工程特性的影响[J]. 岩土工程学报, 1983, 5(1): 147 - 156. (WANG Ji-zhuang. The effects of free iron oxides on the engineering properties of red clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1983, 5(1): 147 - 156. (in Chinese))
- [11] 赵其国, 王振权, 刘兆礼. 我国富铝化土壤发生特性的初步研究[J]. 土壤学报, 1983, 20(4): 333 - 345. (ZHAO Qi-guo, WANG Zhen-quan, LIU Zhao-li. Preliminary studies on genetic properties of the allitic soils in China[J]. Acta Pedologica Sinica, 1983, 20(4): 333 - 345. (in Chinese))
- [12] 刘 鹏, 黄 英, 金克盛, 等. 云南红土铁离子迁移的试验研究[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2012, 23(3): 114 - 119. (LIU Peng, HUANG Ying, JIN Ke-sheng, et al. The test study of the iron ions migration in Yunnan laterite[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2012, 23(3): 114 - 119. (in Chinese))
- [13] WIRIYAKITNATEEKUL W, SUDDHIPRAKAM A, KHEORUENROMNE I, et al. Iron oxides in tropical soils on various parent materials[J]. Clay Minerals, 2007, 42(4): 437 - 451.
- [14] JIANG Z, LIU L. A pretreatment method for grain size analysis of red mudstones[J]. Sedimentary Geology, 2011, 241(1): 13 - 21.
- [15] 张先伟, 孔令伟. 氧化铁胶体与黏土矿物的交互作用及其对黏土土性影响[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(1): 65 - 74. (ZHANG Xian-wei, KONG Ling-wei. Interaction between iron oxide colloids and clay minerals and its effect on properties of clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(1): 65 - 74. (in Chinese))
- [16] SUN D A, YOU G, ZHOU A N, et al. Soil-water retention curves and microstructures of undisturbed and compacted Guilin lateritic clay[J]. Bulletin of Engineering Geology & the Environment, 2016, 75(2): 781 - 791.
- [17] 吕海波, 曾召田, 尹国强, 等. 广西红黏土矿物成分分析

- [J]. 工程地质学报, 2012, **20**(5): 651 – 656. (LÜ Hai-bo, ZENG Zhao-tian, YIN Guo-qiang, et al. Analysis of mineral composition of red clay in Gungxi[J]. Journal of Engineering Geology, 2012, **20**(5): 651 – 656. (in Chinese))
- [18] 王 清, 张庆云, 唐大雄. 游离氧化物对土体工程地质性质的影响[C]// 中国地质学会工程地质专业委员会. 第四届全国工程地质大会论文选集(二). 北京, 1992. (WANG Qing, ZHNAG Qing-yun, TANG Da-xiong. Influence of Free Oxide on Engineering Geological Properties of Soil[C]// The 4th Session of the National Assembly of Engineering Geology. Beijing, 1992. (in Chinese))
- [19] 牛 庚, 孙德安, 韦昌富, 等. 全风化泥岩持水特性研究及其预测[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(增刊): 216 – 221. (NIU Geng, SUN De-an, WEI Chang-fu, et al. Water retention behaviour of complete-intense weathering mudstone and its prediction[J]. Chinese Journal of Geotechnical
- Engineering, 2016, **38**(S2): 216 – 221. (in Chinese))
- [20] OIML R121 饱和盐溶液标准相对湿度值[S]. 2000. (OIMLR121 The standard values of relative humidity for saturated salt solutions[S]. 2000. (in Chinese))
- [21] DELAGE P, HOWAT M, CUI Y J. The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay[J]. Engineering Geology, 1998, **50**(1/2): 31 – 48.
- [22] WASHBURN E W. Note on a method of determining the distribution of pore sizes in a porous material[J]. Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America, 1921, **7**(4): 115 – 116.
- [23] KODIKARA J, BARBOUR S L, FREDLUND D G. Change in clay structure behaviour due to wetting and drying[C]// Proceedings of 8th Australian-Zealand Conference on Geomechanics. Hobart, 1999: 179 – 185.

《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理论和工程实践成果等。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, 并优先利用这些稿件。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/CJGE201812022

移动荷载作用下层状正交各向异性地基平面应变问题动力响应

张春丽^{1, 2, 3}, 王博¹, 祝彦知³

(1. 郑州大学水利与环境工程学院, 河南 郑州 450001; 2. 中原工学院信息商务学院, 河南 郑州 450007;
3. 中原工学院建筑工程学院, 河南 郑州 450007)

摘要: 基于移动谐振荷载作用下单一正交各向异性地基的平面应变问题的动力方程, 通过 Fourier 变换, 引入状态向量, 推导了直角坐标系下单一正交各向异性地基的传递矩阵, 建立层状正交各向异性地基平面应变问题计算模型, 利用传递矩阵方法, 结合层间接触条件和连续条件, 求得了直角坐标系下正交各向异性层状地基任意深度处的平面应变问题的位移和应力解析表达式。基于推导的理论方法, 编制了相应的计算程序, 验证了单层正交各向异性土体的计算结果, 算例分析土体的分层特性和正交各向异性性质对土体变形的影响规律。研究结果表明: 忽略土体的分层特性和上层土体的正交各向异性, 不能准确描述地基的动力特性。

关键词: 移动荷载; 层状正交各向异性地基; 传递矩阵; 动力响应

中图分类号: TU443 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)12-2325-07

作者简介: 张春丽(1979-), 女, 博士研究生, 副教授, 主要从事岩土和地下结构等方面的教学与科研工作。E-mail: chunli168@163.com。

Dynamic response to plane strain problem of multilayered orthotropic foundation under moving loads

ZHANG Chun-li^{1, 2, 3}, WANG Bo¹, ZHU Yan-zhi³

(1. College of Water Conservancy & Environmental Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450001, China; 2. College of Information & Business, Zhongyuan University of Technology, Zhengzhou 450007, China; 3. School of Civil Engineering and Architecture, Zhongyuan University of Technology, Zhengzhou 450007, China)

Abstract: Based on the dynamic equation for plane strain problem of single-layer orthotropic foundation under moving harmonic loads, the transfer matrix of single-layer orthotropic foundation in the Cartesian coordinates is deduced through the Fourier transform and the introduction of state vector. Then the computational model for the layered orthotropic foundation is established. Considering the contact condition and the continuous condition between layers, the analytic expressions for the displacements and stresses at arbitrary depth in the plane strain problem of multilayered orthotropic foundation are derived by means of the transfer matrix method. Based on the theoretical solutions, the corresponding calculation programs are compiled to verify the calculated results of the single-layer orthotropic foundation and to study the influences of layered characteristics and orthotropic properties of soils on the amplitudes of vertical displacement of soil surface. The results indicate that neglecting the layered characteristics of soils and orthogonal anisotropy of the upper soils cannot accurately describe the dynamic characteristics of foundation.

Key words: moving load; multilayered orthotropic foundation; transfer matrix; dynamic response

0 引言

在路基等工程中, 计算常简化为平面应变问题。地基土往往成层沉积, 沿深度存在分层, 不仅水平和垂直方向的力学性质存在差异, 即使在水平方向也会存在各向异性。为了使路基的力学计算模型更精确, 建立层状正交各向异性弹性半空间模型, 研究移动荷

载作用下层状正交各向异性地基的平面应变问题的动力响应无疑具有重要的理论和应用价值。Grundmann

基金项目: 国家自然科学基金项目(51579226); 河南省高等学校青年骨干教师资助计划项目(2015GGJS-277); 河南省高等学校重点科研项目计划资助项目(17B560016); 中原工学院信息商务学院校级科研项目(ky1803)

收稿日期: 2017-09-18

等^[1]研究了线性弹性层状半空间在简谐移动荷载作用和(简单的移动周期荷载模拟)简化列车荷载作用下的动力响应问题。钟阳等^[2]利用传递矩阵和Laplace-Hankel 积分变换相结合的方法推导出了轴对称半空间层状弹性体系动态反应的理论解。王有凯等^[3]首次在直角坐标系下用矩阵传递法研究了层状横观各向同性弹性地基的非轴对称静力问题。艾智勇等^[4]用解析层元法求解了直角坐标系下横观各向同性层状地基平面应变的静力问题。Ai 等^[5-6]用解析层单元法研究了横观各向同性多层半平面的动力响应。邓学钧等^[7]提出了有限单元和无限单元耦合的方法计算了弹性层状体系动态响应。Runesson 等^[8]用有限元方法求解了层状地基, 用离散的傅立叶级数将二维问题简化为若干一维问题。Lu 等^[9]建立了路面结构层的物理模型, 试验研究了各向同性层状路面-路基系统的动力特性。王新宽^[10]把路面结构分为 4 层, 通过有限元软件对路基土体动力响应进行分析。Jin 等^[11]利用薄层法, 研究了在移动简谐线荷载作用下, 平面应变条件下各向同性层状半空间的动力响应。

已有的研究工作主要集中在对各向同性或横观各向同性层状地基的静动力问题研究, 针对正交各向异性半空间层状地基动力问题的研究仍属于空白, 需要进一步研究。本文利用传递矩阵方法, 结合边界条件、层间接触条件和连续条件, 求得直角坐标系下层状地基平面应变问题动力响应解, 研究土体的分层特性和正交各向异性性质对土体变形的影响规律。

1 单层正交各向异性地基传递矩阵

1.1 动力方程

假设单层正交各向异性地基表面受横向谐振荷载 $q(x_1, t) = \begin{cases} q_0 e^{i\omega t} & (|x_1 - ct| \leq b) \\ 0 & (\text{其他}) \end{cases}$ 以速度 c 沿 x_1 轴正向移动, 如图 1。

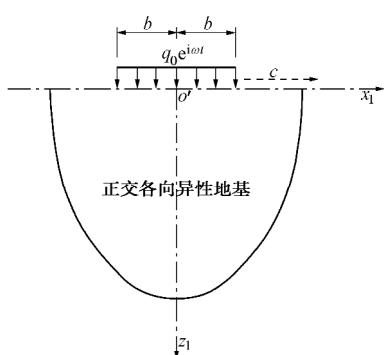


图 1 单层正交各向异性地基模型

Fig. 1 Computational model for single-layer orthotropic soils

在直角坐标系下, 不考虑体力作用的平面应变问

题的动力平衡微分方程为

$$\frac{\partial s_{x_1}}{\partial x_1} + \frac{\partial t_{z_1 x_1}}{\partial z_1} = r \frac{\partial^2 u_{x_1}}{\partial t^2}, \quad (1a)$$

$$\frac{\partial t_{x_1 z_1}}{\partial x_1} + \frac{\partial s_{z_1}}{\partial z_1} = r \frac{\partial^2 u_{z_1}}{\partial t^2}. \quad (1b)$$

正交各向异性介质的本构方程为

$$s_{x_1} = c_{11} e_{x_1} + c_{13} e_{z_1}, \quad (2a)$$

$$s_{z_1} = c_{13} e_{x_1} + c_{33} e_{z_1}, \quad (2b)$$

$$t_{z_1 x_1} = c_{55} g_{z_1 x_1}. \quad (2c)$$

几何方程为

$$e_{x_1} = \frac{\partial u_{x_1}}{\partial x_1}, \quad (3a)$$

$$e_{z_1} = \frac{\partial u_{z_1}}{\partial z_1}, \quad (3b)$$

$$g_{z_1 x_1} = \frac{\partial u_{x_1}}{\partial z_1} + \frac{\partial u_{z_1}}{\partial x_1}. \quad (3c)$$

引入移动坐标系 $x = x_1 - ct, z = z_1$, 各变量在移动坐标系下可以表述为

$$Y(x_1 - ct, z_1, t) = Y(x, z) e^{i\omega t}, \quad (4a)$$

$$Y^&(x_1 - ct, z_1, t) = (i\omega Y - cY_x) e^{i\omega t}, \quad (4b)$$

$$Y^{\#}(x_1 - ct, z_1, t) = (c^2 Y_{xx} - 2i\omega c Y_x - \omega^2 Y) e^{i\omega t}. \quad (4c)$$

则式 (1) ~ (3) 变为

$$\frac{\partial s_x}{\partial x} + \frac{\partial t_{zx}}{\partial z} = r \left(c^2 \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} - 2i\omega c \frac{\partial u_x}{\partial x} - \omega^2 u_x \right), \quad (5a)$$

$$\frac{\partial t_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial s_z}{\partial z} = r \left(c^2 \frac{\partial^2 u_z}{\partial x^2} - 2i\omega c \frac{\partial u_z}{\partial x} - \omega^2 u_z \right). \quad (5b)$$

$$s_x = c_{11} \frac{\partial u_x}{\partial x} + c_{13} \frac{\partial u_z}{\partial z}, \quad (6a)$$

$$s_z = c_{13} \frac{\partial u_x}{\partial x} + c_{33} \frac{\partial u_z}{\partial z}, \quad (6b)$$

$$t_{zx} = c_{55} \left(\frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \right). \quad (6c)$$

联合式 (5)、(6) 可推导出

$$\frac{\partial u_x}{\partial z} = - \frac{\partial u_z}{\partial x} + \frac{t_{zx}}{c_{55}}, \quad (7a)$$

$$\frac{\partial u_z}{\partial z} = - \frac{c_{13}}{c_{33}} \cdot \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{s_z}{c_{33}}, \quad (7b)$$

$$\frac{\partial s_z}{\partial z} = r \left(c^2 \frac{\partial^2}{\partial x^2} - 2i\omega c \frac{\partial}{\partial x} - \omega^2 \right) u_z - \frac{\partial t_{xz}}{\partial x}, \quad (7c)$$

$$\frac{\partial t_{zx}}{\partial z} = \left[\left(r c^2 - c_{11} + \frac{c_{13}^2}{c_{33}} \right) \frac{\partial^2}{\partial x^2} - 2r i\omega c \frac{\partial}{\partial x} - r \omega^2 \right] u_x - \frac{c_{13}}{c_{33}} \frac{\partial s_z}{\partial x}. \quad (7d)$$

1.2 状态方程及求解

对式 (7a) ~ (7d) 的变量 x 做 Fourier 变换得状

态方程:

$$\frac{\partial}{\partial z} \bar{\mathbf{R}}(\mathbf{x}, z) = \mathbf{A}(\mathbf{x}) \bar{\mathbf{R}}(\mathbf{x}, z) \quad , \quad (8)$$

其中, $\bar{\mathbf{R}}(\mathbf{x}, z) = [\bar{u}_x(\mathbf{x}, z) \quad \bar{u}_z(\mathbf{x}, z) \quad \bar{s}_z(\mathbf{x}, z) \quad \bar{t}_{zx}(\mathbf{x}, z)]^T$,

$$\mathbf{A}(\mathbf{x}) = \begin{bmatrix} 0 & A_3 & 0 & A_6 \\ A_1 & 0 & A_5 & 0 \\ 0 & A_4 & 0 & A_3 \\ A_2 & 0 & A_1 & 0 \end{bmatrix}, \quad A_1 = -\frac{c_{13}}{c_{33}} \cdot i\mathbf{x}, \quad A_3 = -i\mathbf{x},$$

$$A_4 = r(-c^2 \mathbf{x}^2 + 2\mathbf{w} \mathbf{x} c - \mathbf{w}^2), \quad A_5 = \frac{1}{c_{33}}, \quad A_6 = \frac{1}{c_{55}},$$

$$A_2 = (-r c^2 + c_{11} - \frac{c_{13}^2}{c_{33}}) \mathbf{x}^2 + 2r \mathbf{w} \mathbf{x} c - r \mathbf{w}^2.$$

常微分方程(8)的解^[12-13]为

$$\bar{\mathbf{R}}(\mathbf{x}, z) = e^{z\mathbf{A}(\mathbf{x})} \bar{\mathbf{R}}(\mathbf{x}, 0) \quad , \quad (9)$$

$$\text{其中, } \mathbf{T}(z) = e^{z\mathbf{A}(x)} = \begin{bmatrix} T_{11} & T_{12} & T_{13} & T_{14} \\ T_{21} & T_{22} & T_{23} & T_{24} \\ T_{31} & T_{32} & T_{33} & T_{34} \\ T_{41} & T_{42} & T_{43} & T_{44} \end{bmatrix} \text{为传递矩阵,}$$

它建立了初始状态向量与任意深度处的状态向量之间的关系式。

$\mathbf{A}(\mathbf{x})$ 的特征方程为

$$\mathbf{I}^4 + a_1 \mathbf{I}^2 + a_2 = 0 \quad , \quad (10)$$

式中, $a_1 = -2A_1 A_3 - A_2 A_6 - A_4 A_5$, $a_2 = A_1^2 A_3^2 - A_4 A_6 A_1^2 - A_2 A_5 A_3^2 + A_2 A_4 A_5 A_6$ 。

式(10)的4个根分别为 $\pm I_1, \pm I_2$ ($\text{Re}[I_j] \geq 0, j=1,2$), I_j 可表示为

$$I^2 = \frac{-a_1 \pm \sqrt{a_1^2 - 4a_2}}{2} \quad . \quad (11)$$

根据Cayley-Hamilton定理, 矩阵 \mathbf{A} 要满足特征方程, 则有

$$\mathbf{A}^4 + a_1 \mathbf{A}^2 + a_2 \mathbf{I} = 0 \quad , \quad (12)$$

式中, \mathbf{I} 为4阶单位矩阵。

$e^{z\mathbf{A}(\mathbf{x})}$ 关于 $\mathbf{A}(\mathbf{x})$ 的级数展开式的最高次幂不能超过三次, 即

$$e^{z\mathbf{A}(\mathbf{x})} = b_0 \mathbf{I} + b_1 \mathbf{A} + b_2 \mathbf{A}^2 + b_3 \mathbf{A}^3 \quad , \quad (13)$$

式中, b_0, b_1, b_2, b_3 均为待定系数, 且均为关于变量 z 的函数。把特征值代入(13)也成立, 即可求得系数 b_0, b_1, b_2, b_3 。

当 $\mathbf{A}(\mathbf{x})$ 的特征值无重根, 即 $\pm I_1 \neq \pm I_2$ 时

$$b_0 = \frac{I_1^2 e^{I_2 z} - I_2^2 e^{I_1 z} + I_1^2 e^{-I_2 z} - I_2^2 e^{-I_1 z}}{2I_1^2 - 2I_2^2}, \quad (14a)$$

$$b_1 = -\frac{I_1^3 e^{I_2 z} - I_2^3 e^{I_1 z} - I_1^3 e^{-I_2 z} + I_2^3 e^{-I_1 z}}{2I_1 I_2^3 - 2I_1^3 I_2}, \quad (14b)$$

$$b_2 = \frac{e^{I_1 z} + e^{-I_1 z} - e^{I_2 z} - e^{-I_2 z}}{2I_1^2 - 2I_2^2}, \quad (14c)$$

$$b_3 = \frac{I_1 e^{I_2 z} - I_2 e^{I_1 z} - I_1 e^{-I_2 z} + I_2 e^{-I_1 z}}{2I_1 I_2^3 - 2I_1^3 I_2} \quad . \quad (14d)$$

当 $\mathbf{A}(\mathbf{x})$ 的特征值有重根, 即 $\pm I_1 = \pm I_2$ 时,

$$b_0 = \frac{e^{I_1 z} + e^{-I_1 z}}{2} - I_1 z \frac{e^{I_1 z} - e^{-I_1 z}}{4}, \quad (15a)$$

$$b_1 = \frac{3(e^{I_1 z} - e^{-I_1 z}) - I_1 z(e^{I_1 z} + e^{-I_1 z})}{4I_1}, \quad (15b)$$

$$b_2 = \frac{z(e^{I_1 z} - e^{-I_1 z})}{4I_1}, \quad (15c)$$

$$b_3 = \frac{-(e^{I_1 z} - e^{-I_1 z}) + I_1 z(e^{I_1 z} + e^{-I_1 z})}{4I_1^3} \quad . \quad (15d)$$

联合式(13)~(15)可求得传递矩阵 $e^{z\mathbf{A}(\mathbf{x})}$ 各元素表达式:

$$T_{11} = b_0 + b_2 (A_1 A_3 + A_2 A_6) \quad , \quad (16a)$$

$$T_{12} = A_3 b_1 + b_3 (A_3^2 A_1 + A_3 A_4 A_5 + A_6 A_1 A_4 + A_6 A_2 A_3), \quad (16b)$$

$$T_{13} = b_2 (A_1 A_6 + A_3 A_5) \quad , \quad (16c)$$

$$T_{14} = A_6 b_1 + b_3 (A_3 A_1 A_6 + A_3^2 A_5 + A_6 A_1 A_3 + A_2 A_6^2), \quad (16d)$$

$$T_{21} = A_1 b_1 + b_3 (A_1^2 A_3 + A_1 A_2 A_6 + A_5 A_1 A_4 + A_5 A_2 A_3), \quad (16e)$$

$$T_{22} = b_0 + b_2 (A_1 A_3 + A_4 A_5) \quad , \quad (16f)$$

$$T_{23} = A_5 b_1 + b_3 (A_1^2 A_6 + 2A_1 A_3 A_5 + A_4 A_5^2), \quad (16g)$$

$$T_{24} = T_{13} \quad , \quad (16h)$$

$$T_{31} = b_2 (A_1 A_4 + A_2 A_3) \quad , \quad (16i)$$

$$T_{32} = A_4 b_1 + b_3 (A_3 A_1 A_4 + A_2 A_3^2 + A_4 A_1 A_3 + A_4^2 A_5), \quad (16j)$$

$$T_{33} = T_{22} \quad , \quad (16k)$$

$$T_{34} = T_{12} \quad , \quad (16l)$$

$$T_{41} = A_2 b_1 + b_3 (A_1^2 A_4 + 2A_1 A_2 A_3 + A_2^2 A_6), \quad (16m)$$

$$T_{42} = T_{31} \quad , \quad (16n)$$

$$T_{43} = T_{21} \quad , \quad (16o)$$

$$T_{44} = T_{11} \quad . \quad (16p)$$

2 传递矩阵在层状土体的应用

为简化计算, 仅研究层状正交各向异性地基的平面应变问题, 地基表面作用的荷载为恒定速度移动的谐振荷载, 如图2所示, 有 N 层土体, h_n 分别为第 n 层土层的厚度, 层间接触面上位移和应力完全连续。该问题的边界条件如下所示

(1) 地基表面 $z=0$ 处

$$\bar{s}_z(x, 0) = -\frac{2q_0}{x} \sin(xb) \quad , \quad (17a)$$

$$\bar{t}_{zx}(x, 0) = 0 \quad . \quad (17b)$$

(2) 底面 $z_N = h_N$ (第 N 层土体的下表面), 只要把 $\sum h_n$ ($n=1, 2, \dots, N$)取得足够大, 可认为 $z \rightarrow \infty$, 根据Saint-Venant原理, 有

$$\left. \begin{array}{l} \overline{u_{xN}}(\mathbf{x}, h_N) = 0, \\ \overline{u_{zN}}(\mathbf{x}, h_N) = 0, \\ \overline{s_{zN}}(\mathbf{x}, h_N) = 0, \\ \overline{t_{zxN}}(\mathbf{x}, h_N) = 0. \end{array} \right\} \quad (18)$$

(3) 层间完全接触条件为

$$\left. \begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} u_x(x, 0) \\ u_z(x, 0) \\ s_z(x, 0) \\ t_{zx}(x, 0) \end{array} \right\}_n = \left\{ \begin{array}{l} u_x(x, h_{n-1}) \\ u_z(x, h_{n-1}) \\ s_z(x, h_{n-1}) \\ t_{zx}(x, h_{n-1}) \end{array} \right\}_{n-1} \end{array} \right. . \quad (19)$$

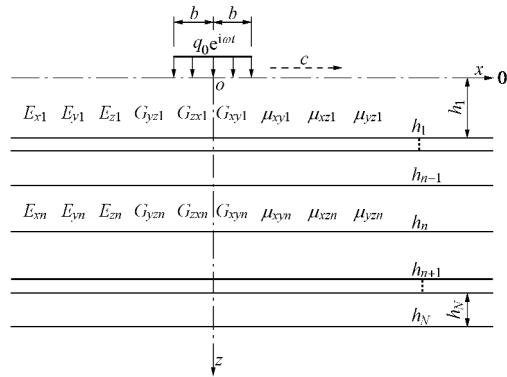


图 2 层状正交各向异性地基计算模型

Fig. 2 Computational model for multilayered orthotropic soils

对式 (19) 做 Fourier 变换得

$$\left. \begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} \overline{u_x}(\mathbf{x}, 0) \\ \overline{u_z}(\mathbf{x}, 0) \\ \overline{s_z}(\mathbf{x}, 0) \\ \overline{t_{zx}}(\mathbf{x}, 0) \end{array} \right\}_n = \left\{ \begin{array}{l} \overline{u_x}(\mathbf{x}, h_{n-1}) \\ \overline{u_z}(\mathbf{x}, h_{n-1}) \\ \overline{s_z}(\mathbf{x}, h_{n-1}) \\ \overline{t_{zx}}(\mathbf{x}, h_{n-1}) \end{array} \right\}_{n-1} \end{array} \right. . \quad (20)$$

写成向量的形式为

$$\overline{\mathbf{R}}_n(\mathbf{x}, 0) = \overline{\mathbf{R}}_{n-1}(\mathbf{x}, h_{n-1}) . \quad (21)$$

根据式 (9)、(21)，逐层传递即得底面和顶面之间的传递表达式：

$$\overline{\mathbf{R}}_1(\mathbf{x}, h_1) = \mathbf{T}_1(h_1) \overline{\mathbf{R}}_1(\mathbf{x}, 0) ,$$

而

$$\overline{\mathbf{R}}_N(\mathbf{x}, h_N) = \mathbf{T}_N(h_N) \mathbf{L} \mathbf{T}_2(h_2) \mathbf{T}_1(h_1) \overline{\mathbf{R}}_1(\mathbf{x}, 0) .$$

则有最终结果

$$\overline{\mathbf{R}}_N(\mathbf{x}, h_N) = \mathbf{P} \overline{\mathbf{R}}_1(\mathbf{x}, 0) . \quad (22)$$

其中， $\mathbf{P} = \prod_{n=1}^N \mathbf{T}_n(h_n)$ ，为层状地基的传递矩阵。

把式 (18) 代入式 (22) 的第一第二式得

$$\left. \begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} \overline{u_{x1}}(\mathbf{x}, 0) \\ \overline{u_{z1}}(\mathbf{x}, 0) \end{array} \right\} = - \begin{bmatrix} P_{11} & P_{12} \\ P_{21} & P_{22} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} P_{13} & P_{14} \\ P_{23} & P_{24} \end{bmatrix} \left\{ \begin{array}{l} \overline{s_{z1}}(\mathbf{x}, 0) \\ \overline{t_{zx1}}(\mathbf{x}, 0) \end{array} \right\} . \end{array} \right. \quad (23)$$

把式 (17) 代入式 (23) 得到状态方程通解式 (9) 中的初始状态向量 $\overline{\mathbf{R}}_1(\mathbf{x}, 0)$ 中位移分量。

$$\overline{u_{x1}}(\mathbf{x}, 0) = \frac{2q_0}{x} \sin(xb) \cdot \frac{P_{13}P_{22} - P_{12}P_{23}}{P_{11}P_{22} - P_{12}P_{21}} , \quad (24a)$$

$$\overline{u_{z1}}(\mathbf{x}, 0) = \frac{2q_0}{x} \sin(xb) \cdot \frac{P_{11}P_{23} - P_{13}P_{21}}{P_{11}P_{22} - P_{12}P_{21}} . \quad (24b)$$

对式 (24) 进行 Fourier 逆变换，即可得到地基表面位移解析表达式：

$$u_{x1}(x, 0) = \frac{q_0}{\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{\sin(xb)}{x} \cdot \frac{P_{13}P_{22} - P_{12}P_{23}}{P_{11}P_{22} - P_{12}P_{21}} e^{ixx} dx , \quad (25a)$$

$$u_{z1}(x, 0) = \frac{q_0}{\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{\sin(xb)}{x} \cdot \frac{P_{11}P_{23} - P_{13}P_{21}}{P_{11}P_{22} - P_{12}P_{21}} e^{ixx} dx . \quad (25b)$$

按式 (22) 的推导过程，可得出任意深度的应力应变的状态向量：

$$\overline{\mathbf{R}}_n(\mathbf{x}, z) = \mathbf{P}_n(z) \overline{\mathbf{R}}_1(\mathbf{x}, 0) , \quad (26)$$

式中， $\mathbf{P}_n(z) = \mathbf{T}_n(z) \prod_{j=1}^{n-1} \mathbf{T}_j(h_j)$ 。

把初值 $\overline{\mathbf{R}}_1(\mathbf{x}, 0)$ 代入式 (26)，再进行 Fourier 逆变换，即可得到任意深度处位移和应力解析表达式。

3 算例分析

3.1 结果验证

为验证方法及数值结果的正确性，把地基简化为单层地基，根据本文原理和 Fourier 变换理论^[14]进行数值计算，采用文献[15]的材料参数，并与文献[15]计算结果进行比较，如图 3 所示。

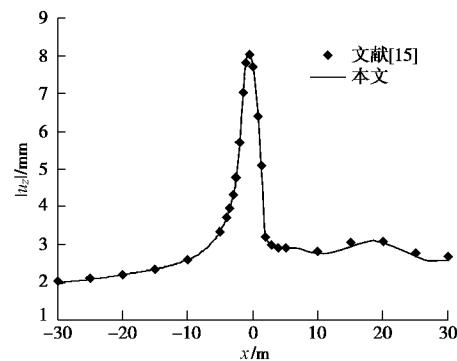


图 3 单层正交各向异性地基计算结果比较

Fig. 3 Comparison of calculated results of single-layer orthotropic soils

从图 3 可以看出，单层土体表面竖向位移计算结果与文献[15]基本一致，验证了计算方法的正确性。

3.2 土的成层特性对竖向位移的影响

以三层地基为例，考虑正交各向异性地基的分层特性对表面竖向位移的影响，建立如图 2 所示的计算模型。取每层的参数之间的关系为 $E_{xn} : E_{yn} : E_{zn} = 1 : 1.2 : 0.8$ ， $G_{yzn} : G_{zxn} : G_{xyn} = 1 : 1.2 : 0.8$ ， $\mathbf{m}_{xyn} : \mathbf{m}_{xzn} : \mathbf{m}_{yzn} = 1 : 1.2 : 1.6$ ， $\mathbf{m}_{xy1} = \mathbf{m}_{xy2} = \mathbf{m}_{xy3} = 0.25$ ，

$r_1 = r_2 = r_3 = 1800 \text{ kg/m}^3$, $h_1 = h_2 = h_3 = 0.025$ 。1层厚1m, 2层厚5m, 3层厚度无限大。其他参数见表1和表2。地基的弹性常数 $c_{11} \sim c_{55}$ 和工程常数 E_i , m_i , G_{ij} 之间的关系见文献[16]。

表1 土体参数

Table 1 Soil parameters (MPa)

工况	1层		2层		3层	
	E_{x1}	G_{yz1}	E_{x2}	G_{yz2}	E_{x3}	G_{yz3}
工况1	50	20	50	20	50	20
工况2	50	20	100	40	25	10
工况3	50	20	25	10	100	40
工况4	100	40	50	20	25	10
工况5	25	10	50	20	100	40
工况6	100	40	25	10	50	20
工况7	25	10	100	40	50	20

表2 荷载参数

Table 2 Loading parameters

参数	b/m	q_0/kPa	$c/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	f/Hz
数值	2	100	35	8

表3 表面竖向位移模值

Table 3 Amplitudes of vertical displacement of soil surface

(mm)

x/m	工况1	工况2	工况3	工况4	工况5	工况6	工况7
-30	1.7688	1.7463	1.7832	1.0721	2.9333	1.0731	2.9299
-10	2.4992	2.4731	2.5239	1.4967	4.0679	1.4983	4.0718
-2	5.7027	5.6452	5.7597	3.4463	9.1942	3.4490	9.1911
-0.5	7.9714	7.8905	8.0514	4.6824	12.2940	4.6883	12.2910
0	7.6633	7.5860	7.7410	4.6639	10.3840	4.6694	10.3880
2	3.1102	3.0812	3.1407	2.8824	1.8528	2.8845	1.8429
10	2.3679	2.3456	2.3870	1.6196	1.5396	1.6123	1.5371
30	1.6797	1.6678	1.6934	1.4188	0.2558	1.3402	0.2532

图4~6分别给出了改变下层和上层土体参数时土体表面竖向位移曲线, 数值的变化详见表3。从图4可以看出, 下层土体的弹性模量和剪切模量的变化, 对表面竖向位移幅值影响很小; 尽管第3层土体模量有变化, 但数值随第2层土体模量的增大而减小。从图5, 6可以看出, 尽管第2层或第3层的土体参数有变化, 但随第1层土体的弹性模量和剪切模量的增大, 表面竖向位移幅值曲线关于荷载中心点的不对称性明显减弱, 位移幅值最大值减小且出现的位置离荷载中心点越近; 和工况1相比, 工况4的表面竖向位移幅最大值减小41.3%, 工况5的表面竖向位移幅最大值增大65.9%。

从图4~6和表3可以看出, 土体参数改变时, 正交各向异性土体表面竖向位移发生变化, 并且第1层

土体的影响明显大于其他下层土的。计算时忽略土体的分层特性, 特别是第1层土的分层特性是不精确的, 而应当考虑正交各向异性土体的分层特性。

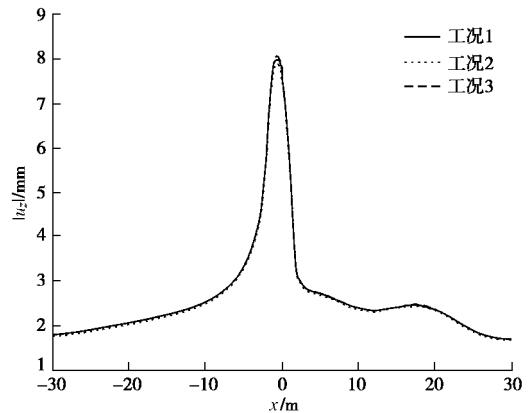


图4 改变第2和3层土体参数时地基的表面竖向位移幅值曲线

Fig. 4 Amplitude curves of vertical displacement of soil surface for different parameters of second- and third-layer of soils

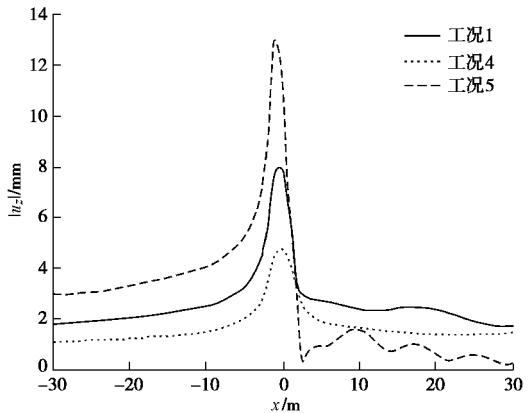


图5 改变第1和3层土体参数时地基的表面竖向位移幅值曲线

Fig. 5 Amplitude curves of vertical displacement of soil surface for different parameters of first- and third-layer of soils

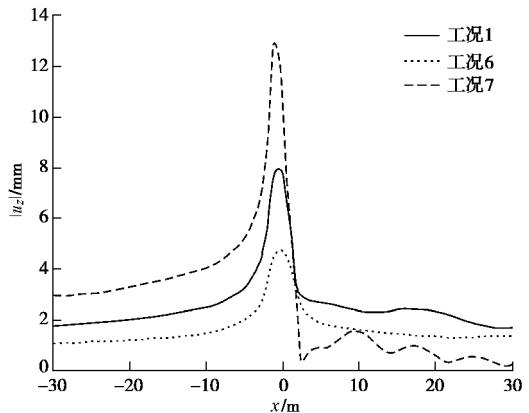


图6 改变第1和2层土体参数时地基的表面竖向位移幅值曲线

Fig. 6 Amplitude curves of vertical displacement of soil surface for different parameters of first- and second-layer of soils

图7给出了不同荷载振动频率时土体表面竖向位移幅值曲线。从图7可以看出, 土体表面竖向位移幅

值随频率的增大而减小, 且幅值递减曲线出现明显波动; 除 $f=8$ Hz 外的荷载作用范围右侧的数值均小于左侧的数值; 特别当 $f=32, 48$ Hz 时, 在荷载作用范围内出现多个极值, 作用荷载范围以外的土体表面竖向位移响应很小。

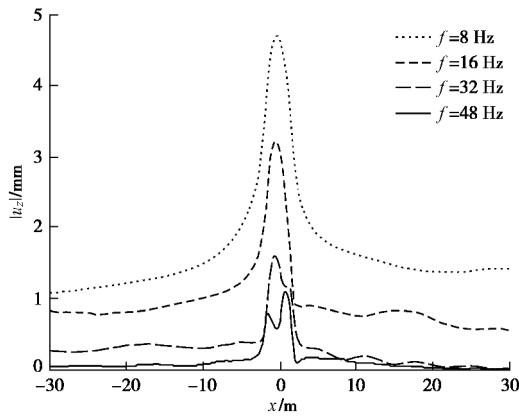


图 7 不同荷载振动频率时地基的表面竖向位移幅值曲线

Fig. 7 Amplitude curves of vertical displacement of soil surface for different loading frequencies

3.3 土的正交各向异性性质对竖向位移的影响

以三层地基为例进行分析, 考虑上层土体的正交各向异性性质对表面竖向位移的影响。最上层土体的参数为 $E_{x1}=100$ MPa, $G_{y1}=40$ MPa, $r_1=1800$ kg/m³, $h_1=0.025$, $m_{xy1}=0.25$, $G_{y1} : G_{x1} : G_{xy1}=1:1.2:0.8$, $m_{xy1} : m_{xz1} : m_{yz1}=1:1.2:1.6$, 令 $E_{y1}=k_1E_{x1}$ 和 $E_{z1}=k_2E_{x1}$, 调节 k_1 和 k_2 即改变上层土体的 E_{y1} 和 E_{z1} ; 2 层和 3 层参数及土层厚度同工况 4。

工况 8 中的第 1 层土体为各向同性土体, 取 $E_1=100$ MPa, $m_1=0.25$, $r_1=1800$ kg/m³, $h_1=0.025$, 2 层和 3 层参数及土层厚度同工况 4。

图 8 为 $k_2=0.8$ 时仅改变 k_1 的地基表面竖向位移幅值的变化曲线, 图 9 为 $k_1=1.2$ 时仅改变 k_2 的地基表面竖向位移幅值图, 图 8, 9 中的 $2 \leq |x| \leq 10$ m 范围内, 工况 8 的曲线有微弱锯齿形震荡。从图 8 可以看出随着 k_1 即 E_y 的增加, 表面竖向位移幅值反而增大; 第 1 层土为各向同性时的幅值最大值仅大于 $k_1=0.5$ 的; E_{y1} 从 120 MPa 减小到 50 MPa 时竖向位移最大值减小 10.83%, 从 120 MPa 增加到 200 MPa 时竖向位移最大值增加 2.56%。图 9 可以看出随着 k_2 即 E_z 的增加, 地基表面竖向位移明显减小; 第 1 层土为各向同性时的竖向位移幅值最大值仅小于 $k_2=0.8$ 的; E_{z1} 从 150 MPa 减小到 80 MPa 时竖向位移最大值增加 73.12%, 从 150 MPa 增加到 200 MPa 时竖向位移最大值减小 28.92%。图 8, 9 均表明, 上层土体的正交各向异性参数对竖向位移幅值影响很大, 影响规律和单层地基基本相同^[15]。显然, 对于正交各向异性的上层

土体, 采用各向同性介质的动力学模型, 不能准确描述地基的动力特性。

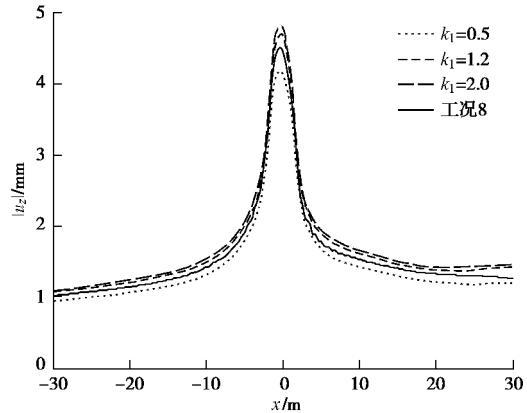


图 8 上层土体不同 E_y 时表面竖向位移幅值

Fig. 8 Amplitude curves of vertical displacement of soil surface for different E_y of first-layer of soils

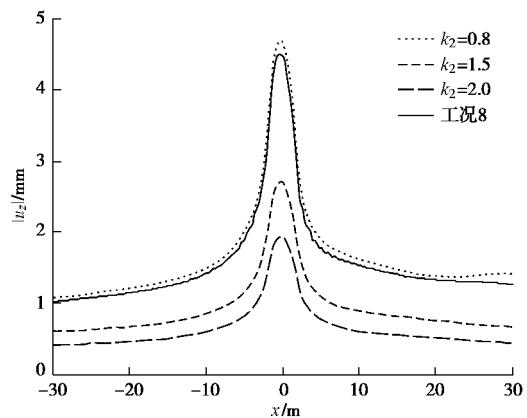


图 9 上层土体不同 E_z 时表面竖向位移幅值

Fig. 9 Amplitude curves of vertical displacement of soil surface for different E_z of first-layer of soils

4 结语

本文利用传递矩阵方法, 结合层间接触条件和连续条件, 推导直角坐标系下正交各向异性层状地基平面应变问题动力响应解, 并进行了方法验证和算例分析。数值分析结果表明: ①上层土体参数对土体表面竖向位移幅值影响明显大于下层土, 计算时忽略土体的分层特性, 特别是上层土的分层特性是不精确的; ②作用荷载振动频率越大, 土体表面竖向位移幅值越小; ③上层土体的正交各向异性参数对竖向位移幅值影响很大, 忽略上层土体的各向异性, 不能准确描述地基的动力特性。因此在工程中考虑土体的分层及正交各向异性具有一定的实际意义。

参考文献:

- [1] GRUNDMANN H, LIEB M, TROMMER E. The response of a layered half-space to traffic loads moving along its surface[J].

- Archive of Applied Mechanics, 1999, **69**(1): 55 - 67.
- [2] 钟 阳, 孙 林, 黄永根. 轴对称半空间层状弹性体系动态反应的理论解[J]. 中国公路学报, 1998, **11**(2): 24 - 29. (ZHONG Yang, SUN Lin, HUANG Yong-gen. The explicit solution of axisymmetric elastodynamic problem for multilayered halfspace[J]. China Journal of Highway and Transport, 1998, **11**(2): 24 - 29. (in Chinese))
- [3] 王有凯, 龚耀清. 任意荷载作用下层状横观各向同性弹性地基的直角坐标解[J]. 工程力学, 2006, **23**(5): 9 - 13. (WANG You-kai, GONG Yao-qing. Analytical solution of transversely isotropic elastic multilayered subgrade under arbitrary loading in rectangular coordinates[J]. Engineering Mechanics, 2006, **23**(5): 9 - 13. (in Chinese))
- [4] 艾智勇, 李 博. 横观各向同性层状地基平面应变问题的解析层元解[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(10): 1787 - 1791. (AI Zhi-yong, LI Bo. Analytical layer element solutions to plane strain problem of transversely isotropic multilayered soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(10): 1787 - 1791. (in Chinese))
- [5] AI Z Y, ZHANG Y F. Plane strain dynamic response of a transversely isotropic multilayered half-plane[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2015, **75**: 211 - 219.
- [6] AI Z Y, REN G P. Dynamic analysis of a transversely isotropic multilayered half-plane subjected to a moving load[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2016, **83**: 162 - 166.
- [7] 邓学钧, 黄晓明, 沈伟新. 弹性层状体系的动力响应分析[J]. 土木工程学报, 1995, **28**(3): 9 - 16. (DENG Xue-jun, HUANG Xiao-ming, SHEN Wei-xin. Dynamic response analysis of elastic multi-layered system[J]. China Civil Engineering Journal, 1995, **28**(3): 9 - 16. (in Chinese))
- [8] RUNESSON K, BOOKER J R. Finite element analysis of elastic-plastic layered soil using discrete Fourier series expansion[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1983, **19**(4): 473 - 478.
- [9] LU Z, YAO H L, WU W P, CHENG P. Dynamic stress and deformation of a layered road structure under vehicle traffic loads: experimental measurements and numerical calculations[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2012, **39**: 100 - 112.
- [10] 王新宽. 路基土体力学响应影响因素研究[J]. 内蒙古公路与运输, 2016(3): 25 - 27. (WANG Xin-kuan. Study on the influence factors of mechanical response of subgrade soil[J]. Highways & Transportation in Inner Mongolia, 2016(3): 25 - 27. (in Chinese))
- [11] JIN H L, KIM J K, TASSOULAS J L. Dynamic analysis of a layered half-space subjected to moving line loads[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2013, **47**: 16 - 31.
- [12] 方保镕, 周继东, 李医民. 矩阵论[M]. 北京: 清华大学出版社, 2013. (FANG Bao-rong, ZHOU Ji-dong, LI Yi-min. Matrix theory[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2013. (in Chinese))
- [13] WANG Zheng-sheng. Introduction to matrix theory[M]. Beijing: Science Press, 2015.
- [14] BRIGHAM E O. The fast Fourier transform[M]. New Jersey: Prentice-Hall, 1974.
- [15] 张春丽, 祝彦知, 王 博. 正交各向异性地基平面问题动力响应研究[J]. 力学季刊, 2016, **37**(4): 648 - 657. (ZHANG Chun-li, ZHU Yan-zhi, WANG Bo. Research on two-dimensional dynamic response of orthotropic medium[J]. Chinese Quarterly of Mechanics, 2016, **37**(4): 648 - 657. (in Chinese))
- [16] 张晓霞, 周柏卓. 正交各向异性材料弹性本构关系分析[J]. 航空发动机, 1997, **23**(1): 20 - 25. (ZHANG Xiao-xia, ZHOU Bo-zhuo. Orthogonal anisotropic elastic constitutive relation analysis[J]. Aeroengine, 1997, **23**(1): 20 - 25. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201812023

基于触变流体理论的可液化土体振动孔压模型

王志华¹, 何 健¹, 高洪梅^{1*}, 王炳辉², 沈吉荣¹

(1. 南京工业大学城市地下空间研究中心, 江苏 南京 210009; 2. 江苏科技大学土木工程与建筑学院, 江苏 镇江 212003)

摘要: 明确可液化土体的振动孔压增长过程是土体液化分析和液化效应评价的关键问题。基于 Moore 型触变性流体结构理论, 利用不同类型土体的 32 个不排水循环三轴试验证实了液化过程中的土体内部结构的破坏过程与振动孔压增长过程存在等价关系, 验证了循环荷载下可液化土体的孔压触变机制。在此基础上, 基于孔压触变流体速率方程构建了可液化土体的振动孔压增长模型, 发现模型蕴含的振动孔压产生和增长机制可从能量角度获得合理解释。试验结果表明, 模型中的振动孔压增长速率参数与土体有效围压、初始相对密度及循环应力比密切相关。利用该模型对不排水循环三轴试验进行了仿真模拟, 验证了模型的合理性和可靠性。最后, 讨论了模型的主要特点及可能的应用前景, 为土体液化分析提供一种新的技术手段。

关键词: 可液化土体; 触变性流体; 速率方程; 振动孔压; 不排水循环三轴试验

中图分类号: TU441 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)12-2332-09

作者简介: 王志华(1977-), 男, 江西东乡人, 博士, 教授, 主要从事土力学与地震工程研究工作。E-mail: wzhnjut@163.com。

Dynamic pore water pressure model for liquefiable soils based on theory of thixotropic fluid

WANG Zhi-hua¹, HE Jian¹, GAO Hong-mei¹, WANG Bing-hui², SHEN Ji-rong¹

(1. Research Center of Urban Underground Space, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China; 2. School of Architecture and Civil Engineering, Jiangsu University of Science and Technology, Zhenjiang 212003, China)

Abstract: It is a key problem to confirm the growth process of dynamic pore pressure of the liquefiable soils in the analysis of liquefaction potential of soils or evaluation of liquefaction effect. Based on the structural theory of the Moore thixotropic fluid, 32 groups of undrained cyclic triaxial experiments on different types of soils are performed to verify the corresponding relationship between internal structure parameters of soils and dynamic pore pressure in the whole liquefaction process. The thixotropic mechanism induced by the pore water pressure in the liquefiable soils under cyclic loading is confirmed. Moreover, a dynamic pore pressure growth model for the liquefiable soils is proposed based on the rate equation for the thixotropic fluid induced by pore pressure. It is found that the generation and growth mechanism of dynamic pore pressure implied in the proposed model can be explained reasonably from the viewpoint of energy. The experimental results show that the parameter of growth rate of dynamic pore pressure in the model is closely related to the effective confining pressure, initial relative density and cyclic stress ratio. The proposed model is used to simulate the undrained cyclic triaxial experiments, and accordingly the rationality and reliability of the model are proved. Finally, the main characteristics and potential applications of the proposed model are discussed. This study provides a new technical means for the liquefaction analysis of soils.

Key words: liquefiable soil; thixotropic fluid; rate equation; dynamic pore pressure; undrained cyclic triaxial experiment

0 引言

循环荷载下可液化土体振动孔压累积、增长是导致土体液化的主要原因。无论是液化势分析还是液化效应的评价, 土体振动孔压增长模式都是首先需要解决的问题。因此, 近半个世纪以来, 土体振动孔压模型一直是土动力学领域的热点研究问题。至今, 国内外已提出众多描述可液化土体振动孔压增长的模型^[1], 更多的研究还着力于振动孔压增长特性的影响因素分析

和讨论。

在现有的振动孔压增长模型中, 以 Seed 等于 20 世纪 70 年代提出的平均振动孔压模型应用最为广泛^[2]。这类应力模型通常将振动孔压表达为循环振次的函

基金项目: 国家自然科学基金项目(51678300, 51378257, 51309121); 江苏省普通高校研究生科研创新计划项目(KYLX16_0603)

收稿日期: 2017-09-07

*通讯作者(E-mail: hongmei54@163.com)

数。后续一些学者对其进行了大量研究并推广至非等向固结情况下的振动孔压估计^[3-4]。应力模型需要确定土体液化时的循环振次, 且模型中并未考虑土体在动荷载下的反应。这导致模型预测结果可靠性更多地依赖于参数的经验估计^[5]。显然, 振动孔压的发展过程与土体的动力响应过程是相关的。将振动孔压与土体的应变反应建立联系, 则形成了多种应变模型。其中, 代表性的成果包括 Martin-Finn 模型^[6]以及汪闻韶模型^[7]等。应变模型在一定程度上弥补了应力模型的不足, 但仍不能全面反映土体内部振动孔压增长的物理机制。Nemat-Nasser 等^[8]认为, 地震波在场地传播过程中所耗散能量中的一部分将引起场地土体中孔隙水压力的升高。细观上, 耗散的能量促使土体骨架颗粒重新排列。据此, 并给出了无黏性土在循环剪切下的振动孔压与单位土体体积耗散能量密度间的定量关系。此后, 基于能量概念的振动孔压增长模型得到了众多学者的关注^[9-11]。这类能量模型中的振动孔压决定于土体的应力和应变反应, 振动孔压产生的物理机制是明确的。而且, 相比较应力模型和应变模型, 能量模型无需设定等效循环振次等参数, 更适合应用于不规则地震动或现场条件下的土体振动孔压估计。

近几年来, 关于可液化土体振动孔压增长的物理机制仍以上述 3 种解释为主。相关的研究工作主要体现在上述模型的应用、完善以及面向实际工程需求的区域性或特殊性土体振动孔压增长特性的讨论和分析等^[12-14]。这些工作为进一步理解可液化土体振动孔压增长特性, 完善孔压增长模型发挥了重要的作用。所获得的试验数据和案例为模型参数的确定扩充了样本空间。但是, 笔者认为, 现有的土体振动孔压增长模型仍存在一些问题有待解决, 主要表现在以下 2 个方面:

(1) 循环荷载下土体振动孔压增长的理论基础不够完善。应力模型严格上属于经验模型, 应变模型及能量模型虽有相应的物理机制解释, 但其相关的理论支撑仍然不足, 这也导致模型参数普遍缺乏明确的物理意义。

(2) 循环荷载下, 土体振动孔压反应与土体的应力-应变反应是递进或同步的。但是, 现有大多数孔压模型与可液化土体本构之间缺乏必要的内在联系。

基于此, 笔者尝试在经典的触变流体理论和已有工作基础上, 利用室内动力试验, 证明可液化土体内部结构破坏与土体振动孔压累积增长存在等价关系, 而振动孔压增长动力来源于循环剪切作用下的耗散能。在此基础上, 推导出基于触变流体的振动孔压增长模型, 讨论了模型参数的物理含义及其主要影响因素。

1 孔压触变流体模型

1.1 孔压触变的概念

笔者在研究循环荷载下饱和砂土的流体特性时, 曾借鉴经典触变性流体理论, 提出将相变后的饱和砂土视为触变性流体的设想^[15], 并利用饱和南京细砂不排水循环三轴试验进行了验证。其不足之处在于: ① 仅仅证实了相变后的饱和砂土具有孔压触变特性; ② 所用到的试验数据非常有限; ③ 未明确模型参数的物理意义。

考虑到以上不足, 本文试图将孔压触变性拓展至可液化土体自加载至液化后的整个过程。如图 1 所示, 可液化土体在整个过程中存在两个平衡状态。一是荷载施加前的初始平衡状态, 此时土中振动孔压比 $r_u = 0$, 内部结构完整且稳定 ($I = 1$, I 为内部结构参数)。

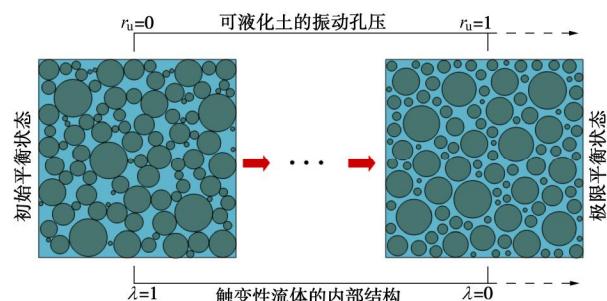


图 1 孔压触变性的概念示意图

Fig. 1 Concept of thixotropy induced by dynamic pore water pressure

在持续剪切作用下, 振动孔压不断升高, 内部结构不断被破坏, 并最终趋向图 1 所描述的极限平衡状态。此时, 土中振动孔压比 $r_u = 1$, 内部结构完全破坏, 也即土体处于完全液化状态 ($I = 0$)。因此, 从触变性流体的结构理论出发, 将土体的液化过程描述为: 在循环剪切作用下, 具有初始平衡状态的土体内部网状结构渐进破坏并趋向于极限平衡状态的过程, 而振动孔压的累积正是触发可液化土体内部网状结构渐进破坏的原因。这即本文所述的孔压触变性。

1.2 孔压触变流体的状态方程

文献[15]基于 Cross 型触变性流体, 给出了进入流体状态后的饱和砂土触变性流体本构。这里, 引入更为简单的 Moore 型触变性流体本构, 其状态方程和速率方程分别为^[16]

$$t = (h_e + aI) \mathbf{g} \quad , \quad (1a)$$

$$\frac{dI}{dt} = b(1-I) - cI \mathbf{g} \quad , \quad (1b)$$

式中, h_e , a , b , c 均为正值, 可由试验测定; t 为

表 1 试验工况
Table 1 Experimental cases used in this study

编号	土体类型	加载条件				拟合或计算参数					
		D_r /%	s'_c /kPa	CSR	f /Hz	A	B	c	h_e /(kPa·s)	h_∞ /(kPa·s)	b /kPa ⁻¹
NS-1		20	100	0.155	1.0	2.43	112.4	11.0	37.6	1780.2	43.11
NS-2		30	100	0.155	1.0	2.01	108.4	8.2	31.2	1711.4	51.36
NS-3		30	70	0.144	1.0	3.41	303.8	8.9	34.4	3096.7	59.82
NS-4		30	30	0.262	1.0	4.69	116.1	18.7	36.9	949.3	67.25
NS-5		30	70	0.186	1.0	2.95	132.9	11.8	38.4	1768.8	62.31
NS-6		30	100	0.150	1.0	2.11	118.9	8.2	31.7	1815.2	53.30
NS-7		30	90	0.135	1.0	2.76	148.3	7.6	33.5	1835.4	60.27
NS-8		30	150	0.168	1.0	0.85	113.5	6.5	21.4	2881.6	57.37
NS-9		46	150	0.188	1.0	1.1	103.9	5.8	31.0	2961.3	30.46
NS-10		46	150	0.154	1.0	1.54	143.1	3.8	35.6	3338.9	24.08
NS-11		70	70	0.194	1.0	2.14	193.3	6.9	29.1	3057.4	34.89
NS-12	南京细砂	70	70	0.201	1.0	2.34	202.4	7.7	32.9	2880.7	37.06
NS-13		70	100	0.166	1.0	2.49	210.2	4.2	41.3	3527.3	24.41
NS-14		70	100	0.186	1.0	1.93	166.6	4.8	35.9	3123.5	25.71
NS-15		70	100	0.203	1.0	1.88	147.4	5.6	38.2	3022.3	27.10
NS-16		70	100	0.215	1.0	2.35	117.5	6.2	50.5	2566.0	28.51
NS-17		50	100	0.170	1.0	2.55	127.7	6.0	43.4	2202.4	33.28
NS-18		50	100	0.185	1.0	2.9	97.9	6.0	53.7	1848.2	30.77
NS-19		50	100	0.211	1.0	2.12	71.6	6.4	44.7	1542.8	29.53
NS-20		50	50	0.210	1.0	3.72	107.1	16.6	39.1	1372.6	72.84
NS-21		50	150	0.215	1.0	1.63	81.5	4.6	52.5	2682.4	16.95
NS-22		50	50	0.186	1.0	5.76	145	16.5	53.6	1403.9	82.84
NS-23		50	150	0.187	1.0	1.85	122	3.8	51.9	3474.0	19.80
NS-24		50	100	0.150	1.0	2.83	156.4	5.3	42.5	2382.5	34.10
W-1	石英砂 ^[17]	35	40	0.21	0.2	3.39	343.3	19.6	28.5	2912.2	132.84
W-2	伊兹米尔砂 ^[18]	30	100	0.18	0.1	2.92	3386	14.3	52.6	61000.0	79.23
W-3	萨克拉曼多河砂 ^[19]	45	207	0.15	0.2	1.88	180	23.5	58.4	5645.5	156.55
W-4	西莱砂 ^[20]	61	50	0.12	0.1	1.4	524.9	3.2	8.4	3157.9	26.84
W-5	密西西比河粉土 ^[21]	70	90	0.25	0.1	2.06	117.5	28.9	46.3	2690.6	115.66
W-6	斯基尼娅斯土 ^[22]	92	200	0.29	0.1	1.37	1098.3	5.9	79.3	63777.8	20.45
W-7	混合土 ^[23]	50	200	0.30	0.5	4	551.6	15.5	240.0	33333.4	51.76
W-8	博多河粉土 ^[24]	60	100	0.10	1.0	6.9	2.79	65.7	27.9	684.9	69.01

剪应力; $\dot{\gamma}$ 为剪应变率。式 (1a) 给出了 Moore 型触变性流体的应力 - 应变率关系; 式 (1b) 则描述了 Moore 型触变性流体内部结构的变化速率。其中, $b(1 - I)$ 为流体内部结构的重建速率项; $cI\dot{\gamma}$ 为流体结构的破坏速率项。

为了验证式 (1a)、(1b) 在土体开始加载至完全液化整个过程的适用性, 本文采用了文献[15]中的所有数据, 并补充了 16 个南京细砂不排水循环三轴试

验。此外, 收集了 8 个公开报道的 (采用 GETDATA 软件对应力、应变和孔压时程曲线数字化), 针对砂性土、粉土以及混合土开展的室内动力试验结果^[17-24]。用于验证式 (1) 的所有试验基本信息见表 1。

在应力控制试验中, 动应力幅值保持不变, 不排水条件下的土体振动孔压和剪应变反应累积增长。利用各试验得到的振动孔压时程及剪应变反应时程, 可以得到各振次最大剪应变率与该振次 $1 - r_u$ 的关系。

其中, 各振次最大剪应变率由实测剪应变时程计算得到^[15, 25], 振动孔压比取单周最大值。图 2 给出了几个典型的试验结果。

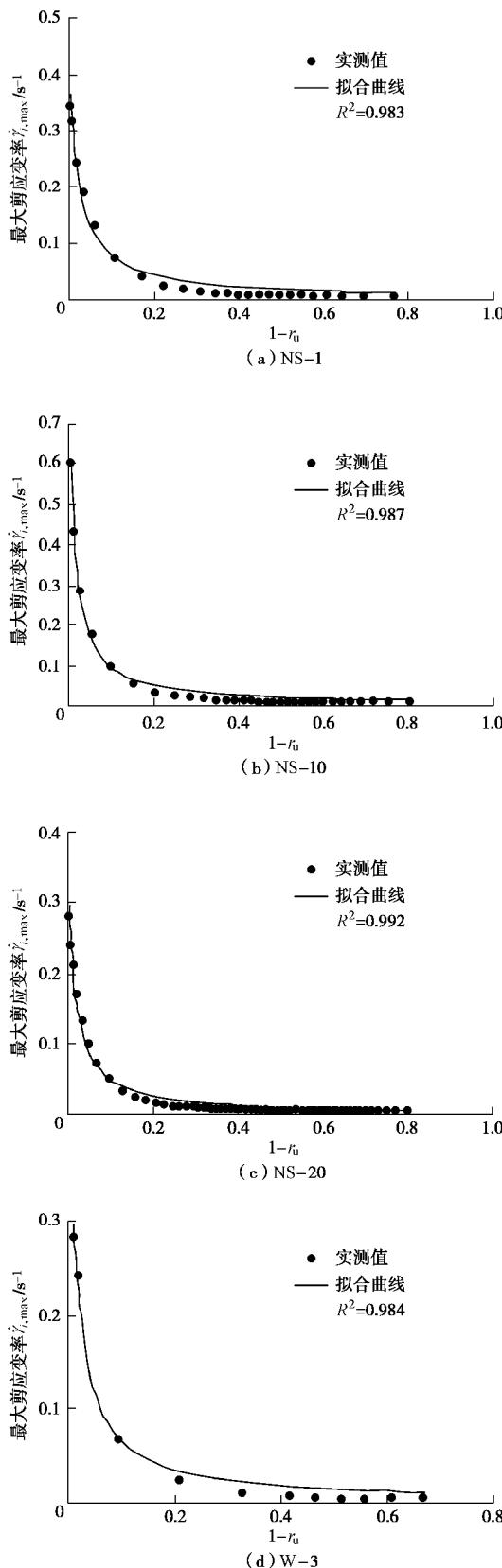


图 2 各振次最大剪应变率与振动孔压比的关系

Fig. 2 Relationship between $\dot{\gamma}_{i,\max}$ and $1 - r_u$

表 1 所有试验各振次剪应变率最大值与该振次 $1 - r_u$ 满足如下双曲线关系 (所有试验的拟合曲线 R^2 均大于 0.96)。

$$\dot{\gamma}_{i,\max} = \frac{1}{A + B \cdot (1 - r_u)} \quad , \quad (2)$$

式中, A 和 B 分别为拟合参数。所有试验拟合得到的 A 、 B 值列于表 1。将图 1 中的初始平衡条件和极限平衡条件代入式 (2), 可以得到

极限平衡状态下 ($r_u = 1$), $A = 1/\dot{\gamma}_{i,\max}$ 。由于极限平衡状态下的剪应变率 $\dot{\gamma}_{i,\max} = t_d/h_e$, 故 $A = h_e/t_d$ 。

初始平衡状态下 ($r_u = 0$), $A + B = 1/\dot{\gamma}_{i,\max}$ 。由于初始激励时刻的剪应变率为 $\dot{\gamma}_{i,\max} = t_d/h_\infty$, 将 $A = h_e/t_d$ 代入可得到: $B = (h_\infty - h_e)/t_d$ 。

以上符号中: h_e 为极限平衡状态的黏度系数 ($\text{kPa} \cdot \text{s}$); h_∞ 为初始平衡状态的黏度系数 ($\text{kPa} \cdot \text{s}$); t_d 为动剪应力幅值 (kPa)。将 A 、 B 的表达式分别代入式 (2), 可以得到

$$t_d = [h_e + (h_\infty - h_e) \cdot (1 - r_u)] \cdot \dot{\gamma}_{i,\max} \quad , \quad (3)$$

对比式 (3) 和式 (1a) 可知, 若令 $I = 1 - r_u$, $a = h_\infty - h_e$ 。则式 (3) 即为式 (1a) 描述的 Moore 型触变性流体的状态方程。

至此可认为, 循环荷载下可液化土体应力 - 应变率关系符合 Moore 型触变流体特征。对于循环荷载下的可液化土体, $I = 1 - r_u$ 说明土体内部结构参数与振动孔压比之间存在一一对应关系, 且完全满足初始平衡和极限平衡状态条件, 同时也表征了土体内部结构破坏过程等价于土体振动孔压增长过程。循环荷载下可液化土体的孔压触变机制得以验证。

1.3 孔压触变流体的速率方程

式 (1b) 速率方程的右边项包含有内部结构重建速率项和破坏速率项。若以不排水循环三轴试验中的单周最大振动孔压和最大剪应变率代表该周动力响应, 则振动孔压比和剪应变率随振次都呈单边增长。此时土体内部结构应不存在重建现象。正如文献[15]所证实的, 速率方程中的重建速率系数 $b \approx 0$ 。另一方面, Moore 型触变性流体的平衡态方程为^[16]

$$I_e = \frac{b}{b + c \dot{\gamma}_{i,\max}} \quad , \quad (4)$$

式中, I_e 为平衡态时的土体内部结构参数。

根据式 (4), 在一定的剪应变率下, 只有 $b = 0$ 才能满足土体极限平衡状态下内部结构参数 $I_e = 0$ 的条件。因此, 对于孔压触变性流体, 本文忽略式 (1b) 中的内部结构重建项, 并得到以下速率方程:

$$dI_e/dt = -c \dot{\gamma}_{i,\max} \quad . \quad (5)$$

对式 (5) 进行时间积分, 并将 $I = 1 - r_u$ 代入积分

表达式, 可得到

$$r_{u,t} = 1 - \exp(-\int_0^t c g dt) \quad (6)$$

式(6)即是在传统 Moore 型触变性流体速率方程基础上得到的孔压触变性流体速率方程。式(6)清楚地表明, 将可液化土体作为触变性流体对待, 则其速率方程描述了可液化土体振动孔压随加载时间的累积增长过程。

与文献[15]结论一致的是, 可液化土体的振动孔压与土体的剪应变率响应是相关的。若已知正的常量 c , 则获得各振次剪应变率反应后, 各振次的振动孔压可通过式(6)求出。

2 触变流体振动孔压增长模型

2.1 孔压触变性流体速率方程的验证

以单周剪应变率最大值 $\dot{\gamma}_{t,\max}$ 代替式(6)中的 $\dot{\gamma}$, 则式(6)可以改写为以下形式:

$$r_{u,i} = 1 - \exp(-c \cdot \sum_{j=1}^i \dot{\gamma}_{j,\max} \cdot \Delta t) \quad (7)$$

式中, Δt 为单周循环历时, $\Delta t = 1/f$, f 为循环加载频率。将表 1 中的各试验工况数据代入式(7), 可拟合得到各工况对应的系数 c , 列于表 1。图 3 比较了几个典型试验按式(7)拟合计算和实测得到的振动孔压比与循环振次的关系。从图中可以看出, 式(7)拟合得到的振动孔压随振次增长曲线与实测的增长曲线是高度吻合的。这一结论对本文中的试验都是成立的, 所有试验的拟合值 R^2 均达到 0.90 以上。这说明, 式(6)作为触变性流体速率方程用于预测可液化土体的振动孔压增长过程是合适的。

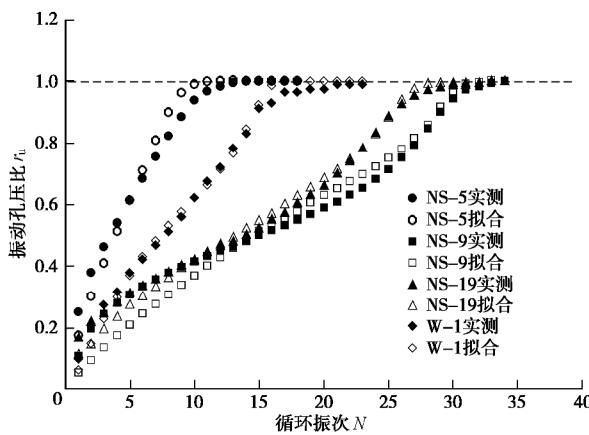


图 3 拟合和实测的振动孔压随振次增长关系

Fig. 3 Fitted and measured relationships between dynamic pore pressure and numbers of cycle

2.2 振动孔压增长模型参数

在 Moore 型触变性流体速率方程中, 唯一的待定参数 c 是无量纲的正值, 且为常量。其物理含义为流

体内部结构破坏速率系数。 c 值越大, 则内部结构破坏速率越大。根据这一含义, 式(6)表达的可液化土体振动孔压增长模型中的参数 c 左右着振动孔压增长的速率。从土体的抗液化性能考虑, 土体的类型、初始相对密度、有效围压以及循环应力比等都是影响振动孔压增长特性的因素。显然, 参数 c 也应与上述因素有关。图 4 给出了表 1 所列所有南京砂试验拟合得到的 c 值与有效围压的关系。由图可见, 无量纲系数 c 随着有效围压的增大呈现明显的衰减趋势。有效围压越大, 土体的抗液化性能相对越强; 式(6)也说明, 系数 c 越小, 则达到相同的振动孔压水平需要更大的剪应变率, 同样意味着抗液化能力更强。因此, 图 4 体现的规律在定性上是正确的。

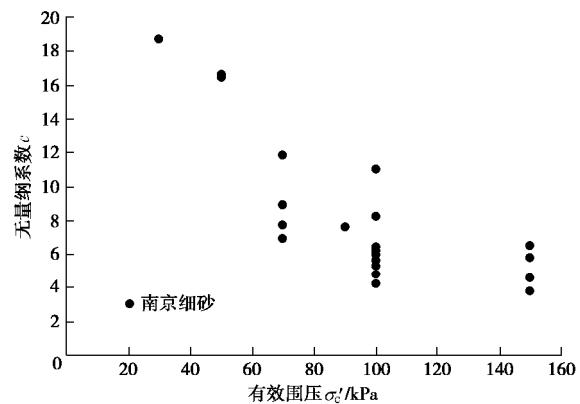


图 4 无量纲系数 c 与有效围压的关系

Fig. 4 Relationship between dimensionless factor c and effective confining pressure

由图 4 还可以看出, 即使对于相同的有效围压, 系数 c 的差异也是明显的。图 5 给出了同为 100 kPa 有效围压下, 不同初始相对密度与系数 c 的关系。

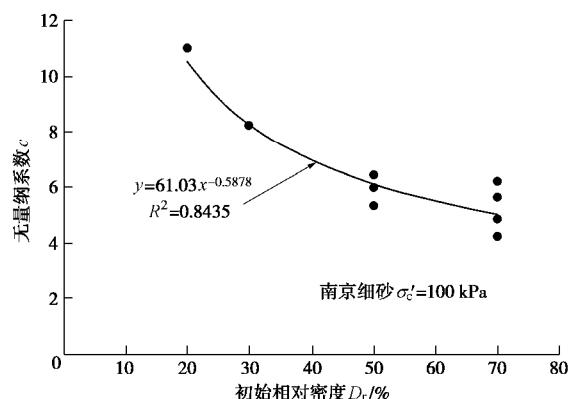


图 5 无量纲系数 c 与初始相对密度的关系

Fig. 5 Relationship between dimensionless factor c and initial relative density

图 5 显示, 系数 c 与初始相对密度间具有良好的幂函数关系。随着初始相对密度的增大, c 值非线性

衰减。这一现象同样可以从土体抗液化性能角度得到合理的解释。初始相对密度增大, 系数 c 的衰减速率逐渐减小的现象也反映了相对密度对土体抗液化性能影响的基本规律。此外, 图 5 还说明, 在有效围压和初始相对密度一致的情况下, 系数 c 仍然不是唯一的。系数 c 既然影响土体振动孔压发展的速率, 则 c 除了与土体本身的初始条件有关外, 还与试验的激励荷载有关。进一步地, 比较图 5 中相同初始相对密度的试验结果, 给出系数 c 与循环应力比的关系, 如图 6 所示。

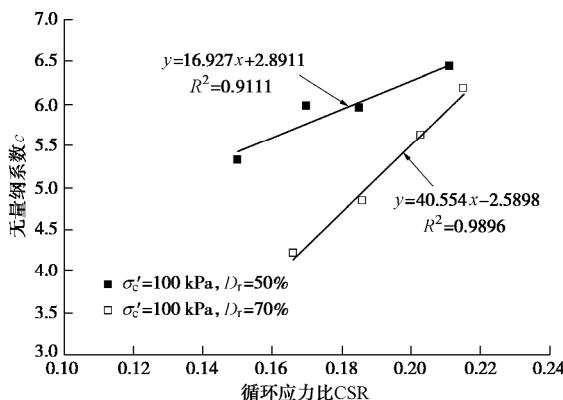


图 6 无量纲系数 c 与循环应力比的关系

Fig. 6 Relationship between dimensionless factor c and cyclic stress ratio

由图 6 可见, 随着循环应力比的增大, 无量纲系数 c 呈现线性增大的趋势。更为重要的是, 对于不同的初始相对密度, 拟合直线的斜率和截距均不同。由于无量纲系数 $c > 0$ 才可能在土体中产生振动孔压, 因此图 6 提示, 在相同的有效围压和不同的初始相对密度下, 满足 $c > 0$ 条件所需要的循环应力比是不同的。若图 6 拟合直线外推适用, 则对初始相对密度为 70% 的南京细砂, 产生振动孔压所需要的门槛循环应力比为 0.063。而对于 50% 相对密度的南京细砂, 只要有剪切作用, 土体内就将产生振动孔压。这一现象或可进一步从触变性流体角度解释 Dorby 的门槛剪应变的概念^[26], 也可间接用于确定土体的门槛循环应力比。

2.3 振动孔压增长模型的内涵

式 (6) 被证实可用于预测可液化土体振动孔压发展过程, 以上也给出了系数 c 与初始相对密度、有效围压和循环应力比等因素具有的定性关系。为了明确可液化土体振动孔压增长的机制, 进一步对式 (6) 的内在涵义进行讨论。

如引言所述, 自 Nemat-Nasser 和 Shokoh 提出能量概念的振动孔压增长机制后, 众多学者依据试验构建了很多基于能量概念的孔压模型。其中, Davis 等给出的振动孔压与累积应变能间的非线性关系如下^[9]:

$$r_u = 1 - \exp\left(-b \frac{\Delta W}{S'_c}\right) \quad (8)$$

式中, ΔW 为单位土体体积累积的应变能 (J/m^3)。循环剪切 t 时间内累积的单位体积应变能为 $\Delta W = \int_0^t t dg$ 。 b 为计算参数。

对比式 (6)、(8), 且令式 (6) 中的系数 c 为

$$c = b \cdot \text{CSR} \quad (c > 0) \quad (9)$$

将式 (9) 代入式 (6), 并将 $\text{CSR} = t_d / S'_c$ 代入可得

$$r_{u,t} = 1 - \exp\left(-b \frac{\int_0^t t_d dg dt}{S'_c}\right) \quad (10)$$

对于不排水循环三轴试验, 循环荷载作用 t 时间内累积应变能密度可表示为: $\Delta W = \int_0^t t_d dg dt$ 。将其代入式 (10) 后可以发现, 式 (10)、(8) 具有相同的表达形式。至此可以认为, 式 (6) 尽管是从孔压触变性流体速率方程推导而来, 但其内含的振动孔压增长机制与基于能量概念的孔压增长机制是一致的。鉴于此, 笔者对循环荷载下可液化土体的孔压触变性进一步解释如下: 初始剪切作用下, 可液化土体消耗剪切作用的部分能量并引起土体内的振动孔压累积; 振动孔压的上升进一步触发土体内部结构的改变, 导致土体黏度降低; 随着振动孔压的累积增长, 引发振动孔压增长的单周耗能逐渐减小, 土体逐渐趋向极限平衡状态。

关于式 (8)、(10) 中的无量纲系数 b , Davis 等针对 $D_r = 67\% \sim 95\%$ 的 New Brighton 砂开展的应力控制不排水循环三轴试验给出其取值区间为 [50, 80]^[27]。本文表 1 所有试验得到的 b 值见图 7。

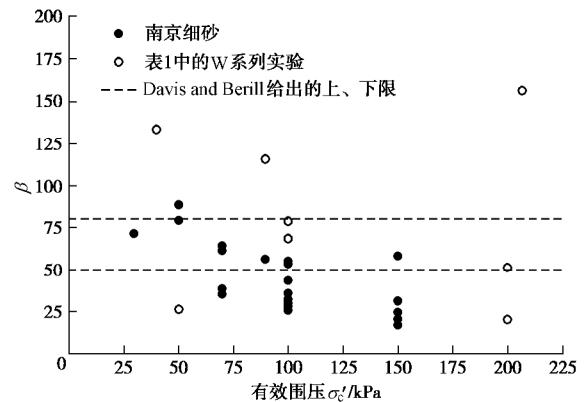


图 7 无量纲系数 b 与有效围压的关系

Fig. 7 Relationship between dimensionless factor b and effective confining pressure

图中显示, 本文中南京细砂试验得到的 b 值分布在 16~90, 而 W 系列试验的 b 值在 20~160。本文试验的 b 值分布相对更为离散, 主要原因在于: ①不同类型的可液化土体在振动孔压累积增长特性方面存在差异; ②本文计算 ΔW 的方法与式 (8) 不同。式

(8) 采用的是应力 - 应变滞回圈面积; 而本文采用的是单周剪应力、剪应变率最大值和单周循环历时的乘积。

3 振动孔压增长过程的仿真和讨论

3.1 振动孔压增长过程的求解步骤

已知土体的初始条件和循环加载条件后, 则可根据式(3)的状态方程和式(7)的速率方程求解可液化土体振动孔压增长过程, 步骤如下: ①给定土体的初始条件和加载条件, 包括初始相对密度、有效围压、所施加的循环动应力以及加载频率。②确定孔压触变性流体参数, 包括初始黏度系数 h_∞ 、极限平衡状态黏度系数 h_e 以及孔压增长速率系数 c 。③根据式(3)求出第一周的剪应变率反应, 将动剪应力与求得的剪应变率代入式(7)求得相应的振动孔压比。④将所求的振动孔压比代入式(3)求得下一周的剪应变率反应, 重复步骤③。⑤重复步骤④, 直到所求得的振动孔压比达到 0.9999 以上, 则停止计算。

3.2 振动孔压增长过程的仿真计算

按照以上所给的求解步骤, 对表 1 中的所有 32 个试验进行仿真计算。受篇幅限制, 这里给出南京细砂 2 个试验和 W 系列 1 个试验的仿真计算结果, 如图 8 所示。计算所用到的参数见表 1。为了比较, 图 8 同时给出了 3 个试验的实测结果。

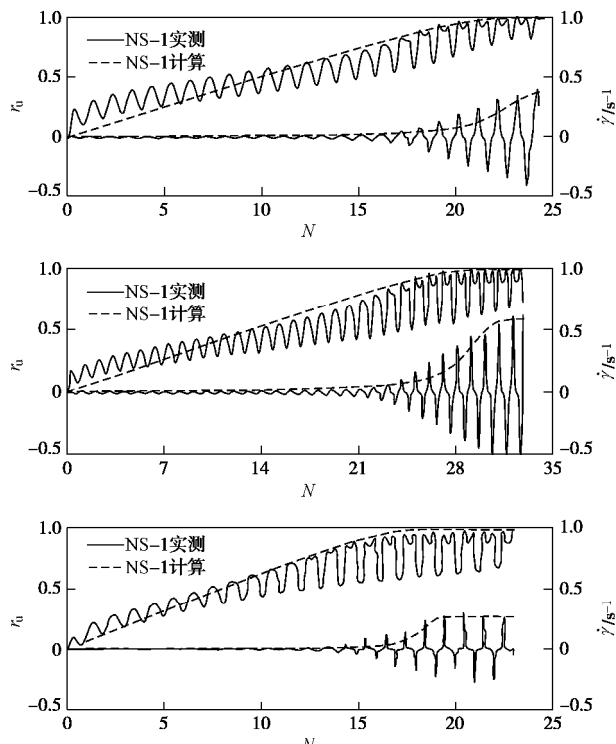


图 8 典型试验的仿真计算结果与实测结果的比较

Fig. 8 Comparison between simulated and measured results of typical experiments

从图 8 可以看出, 计算得到的振动孔压比和剪应变率随振次的增长过程与实测过程趋势一致, 且数值上较为吻合。特别地, 在到达“初始液化”状态所需要的循环振次方面, 计算值和实测值基本一致。这说明, 本文提出的基于触变流体理论的振动孔压增长模型是合理的, 适用于模拟可液化土体振动孔压自初始平衡状态至极限平衡状态发展的整个过程。

3.3 关于振动孔压增长模型的讨论

本文的试验涉及不同类型的可液化土体, 试验数据有不同的来源, 所建立的模型具有一定的普适性。作为补充, 以下将就本文振动孔压增长模型的特点及优势作进一步地讨论。

(1) 由式(10)和以上求解步骤可知, 可液化土体中的振动孔压是累积增长的。循环剪切下任一振次的振动孔压值与该振次及之前所有振次的剪应力 - 应变率反应相关。因此, 本文中的振动孔压模型是与土体的应力 - 应变反应耦合的。这在一定程度上也反映了振动孔压作为一种物理反应的内在特征。与一些已有的经验模型相比较, 本文模型所描述的振动孔压产生机制是清晰的, 模型参数的物理意义是明确的。

(2) 由式(6)的可液化土体振动孔压方程可知, 土体在循环荷载下的振动孔压比只能无限趋近于 1, 而不可能达到 1。因此, 依据触变流体理论, Seed 等^[28]通过试验所定义的“初始液化”状态或是一种理论上的极限状态。事实上, 一些基于能量概念的孔压模型也能够得到这一结论。此外, 综合式(6)和图 6 还可以看出, 即使土体受到的剪应力较小, 只要超过其门槛循环应力比且给予足够的剪切时间, 土体的振动孔压比仍将趋向于 1。这可以解释最近几次长持时地震中, 距离震中 300 km 以外或地震烈度在 6 度以下的区域发生严重液化的现象^[29-30]。

(3) 区别于现有的基于能量概念的振动孔压模型, 本文模型中的应变能密度并没有直接采用剪应变, 而是与剪应变率和时间有关。因此, 本文模型中的振动孔压是率相关的。可以推测, 即使采用应变控制以等应变幅值加载, 而加载频率不同, 其振动孔压的增长过程也将不同。

(4) 本文提出的振动孔压模型可用于预测土体达到液化所需要的循环振次; 也可用于估计特定土体和循环应力比下, 一定循环振次下土体可能达到的振动孔压水平。因此, 土体的液化势分析将是本文模型未来的一个潜在应用领域。

4 结 论

本文在已有研究基础上, 利用 32 个不排水循环三

轴试验的数据分析了可液化土体自加载至液化完整过程的孔压触变特性。基于 Moore 型触变流体理论, 在孔压触变流体速率方程基础上构建了可液化土体振动孔压增长模型, 讨论了模型的内涵及参数的物理意义, 最后对模型进行了验证, 得到以下 3 点结论:

(1) 本文试验结果证实了可液化土体内部结构破坏过程与土体振动孔压累积增长过程存在等价关系, 验证了可液化土体自加载至液化的整个过程的孔压触变机制。

(2) 依据孔压触变流体速率方程推导的振动孔压增长模型与已有的基于能量概念的孔压模型具有相同的物理机制。振动孔压增长与可液化土体应力-应变反应过程耦合, 且具有率相关性。

(3) 本文提出的可液化土体振动孔压模型参数物理意义明确, 且易于确定, 在土体液化势分析和液化效应评价方面有应用前景, 其更广泛的适用性和可靠性仍有待更多的试验数据验证。

参考文献:

- CETIN K O, BILGE H T. Cyclic large strain induced pore pressure models for saturated clean sands[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2012, **138**(3): 309 - 323.
- SEED H B, MARTIN G R, LYSMER J. Pore-water pressure changes during soil liquefaction[J]. Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, 1976, **102**(4): 323 - 346.
- FINN W D L, MARTIN G R, LEE K W. An effective stress model for liquefaction[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1977, **103**(6): 517 - 533.
- 徐志英, 沈珠江. 地震液化的有效应力二维动力分析方法[J]. 华东水利学院学报, 1981(3): 1 - 14. (XU Zhi-ying, SHEN Zhu-jiang. 2D dynamic analysis of effective stresses of seismic liquefaction[J]. Journal of East China College of Hydraulic Engineering, 1981(3): 1 - 14. (in Chinese))
- POLITO C P, GREEN R A, LEE J. Pore pressure generation models for sands and silty soils subjected to cyclic loading[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2008, **134**(10): 1490 - 1500.
- MARTIN G R, FINN W D L, SEED H B. Fundamentals of liquefaction under cyclic loading[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1975, **101**(5): 423 - 438.
- 汪闻韶. 饱和砂土振动孔隙水压力试验研究[J]. 水利学报, 1962(2): 37 - 47. (WANG Wen-shao. Study on pore water pressure of saturated sand during cyclic loading[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1962(2): 37 - 47. (in Chinese))
- NEMAT-NASSER S, SHOKOOH A. A unified approach to densification and liquefaction cohesionless sand in cyclic shearing[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1979, **16**(4): 659 - 678.
- DAVIS R O, BERRILL J B. Energy dissipation and seismic liquefaction in sands[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1982, **10**(1): 59 - 68.
- GREEN R A, MITCHELL J K. Energy-based evaluation and remediation of liquefiable soils[M]. Geotechnical Engineering for Transportation Projects, 2004: 1961 - 1970.
- 郭莹, 刘艳华, 莱茂田, 等. 复杂应力条件下饱和松砂振动孔隙水压力增长的能量模式[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(12): 1380 - 1385. (GUO Ying, LIU Yan-hua, LUAN Mao-tian, et al. Energy-based model of vibration-induced pore water pressure build-up of saturated loose sand under complex stress condition[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(12): 1380 - 1385. (in Chinese))
- 刘叔灼, 李慧子, 单毅, 等. 基于能量法的尾矿砂动孔压模型研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(11): 2051 - 2058. (LIU Shu-zhuo, LI Hui-zi, SHAN Yi, et al. Energy method for analyzing dynamic pore water pressure model for tailing soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(11): 2051 - 2058. (in Chinese))
- 陈国兴, 刘雪珠. 南京粉质黏土与粉砂互层土及粉细砂的振动孔压发展规律研究[J]. 岩土工程学报, 2004, **26**(1): 79 - 82. (CHEN Guo-xing, LIU Xue-zhu. Study on dynamic pore water pressure in silty clay interbedded with fine sand in Nanjing[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(1): 79 - 82. (in Chinese))
- OCHOA-CORNEJO F, BOBET A, JOHNSTON C, et al. Cyclic behavior and pore pressure generation in sands with laponite, a super-plastic nanoparticle[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016, **88**: 265 - 279.
- 王志华, 吕丛, 许振巍, 等. 循环荷载下饱和砂土的孔压触变性[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(10): 1831 - 1837. (WANG Zhi-hua, LÜ Cong, XU Zhen-wei, et al. Thixotropy induced by vibration pore water pressure of saturated sands under cyclic loadings[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(10): 1831 - 1837. (in Chinese))
- 陈文芳. 非牛顿流体的一些本构方程[J]. 力学学报, 1983(1): 16 - 26. (CHEN Wen-fang. Some constitutive equations for Non-Newtonian fluids[J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 1983(1): 16 - 26. (in Chinese))

- Chinese))
- [17] GHIONNA V N, PORCINO D. Liquefaction resistance of undisturbed and reconstituted samples of a natural coarse sand from undrained cyclic triaxial tests[J]. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, 2006, **132**(2): 194 – 202.
- [18] ESKISAR T, KARAKAN E, ALTUN S. Evaluation of cyclic stress-strain and liquefaction behavior of Izmir sand[J]. *Arabian Journal for Science & Engineering*, 2014, **39**(11): 7513 – 7524.
- [19] BOULANGER R W, SEED R B. Liquefaction of sand under bidirectional monotonic and cyclic loading[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1995, **121**(12): 870 – 878.
- [20] MONKUL M M, GÜLTEKİN C, GÜLVER M, et al. Estimation of liquefaction potential from dry and saturated sandy soils under drained constant volume cyclic simple shear loading[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2015, **75**: 27 – 36.
- [21] WANG S, YANG J, ONYEJEKWE S. Effect of previous cyclic shearing on liquefaction resistance of Mississippi River Valley silt[J]. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2012, **25**(10): 1415 – 1423.
- [22] XENAKI V C, ATHANASOPOULOS G A. Liquefaction resistance of sand-silt mixtures: an experimental investigation of the effect of fines[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2003, **23**(3): 1 – 12.
- [23] XENAKI V C, ATHANASOPOULOS G A. Dynamic properties and liquefaction resistance of two soil materials in an earthfill dam—Laboratory test results[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2008, **28**(8): 605 – 620.
- [24] KARIM M E, ALAM M J. Effect of non-plastic silt content on the liquefaction behavior of sand-silt mixture[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2014, **65**: 142 – 150.
- [25] 陈育民, 刘汉龙, 周云东. 液化及液化后砂土的流动特性分析[J]. *岩土工程学报*, 2006, **28**(9): 1139 – 1143. (CHEN Yu-min, LIU Han-long, ZHOU Yun-dong. Analysis on flow characteristics of liquefied and post-liquefied sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, **28**(9): 1139 – 1143. (in Chinese))
- [26] LADD R S, DORBY R, DUTKO P, et al. Pore water pressure buildup in clean sands because of cyclic straining[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 1989, **12**(1): 77 – 86.
- [27] DAVIS R O, BERRILL J B. Pore pressure and dissipated energy in earthquakes-field verification[J]. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, 2001, **127**(3): 269 – 274.
- [28] SEED H B, LEE K L. Saturated sands during cyclic loading[J]. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1966, **92**(6): 105 – 134.
- [29] TSHUKAMOTO Y, KAWABE S, KOKUSHO T. Soil liquefaction observed at the lower stream of Tonegama river during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku earthquake[J]. *Soils and Foundations*, 2012, **52**(5): 987 – 999.
- [30] RAMÓN V. Comparing liquefaction phenomena observed during the 2010 Maule, Chile earthquake and 2011 Great East Japan earthquake[C]// *Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake*. Tokyo, 2012: 707 – 718.

DOI: 10.11779/CJGE201812024

袋装淤泥质土挡墙现场试验研究

樊科伟¹, 刘斯宏^{*1}, 徐思远¹, 王建磊^{1, 2}

(1. 河海大学水利水电学院, 江苏 南京 210098; 2. 中国电建集团中南勘测设计研究院有限公司, 湖南 长沙 410014)

摘要: 在平原地区航道建设过程中, 航道开挖会产生大量的淤泥质土, 将开挖的淤泥质土装入土工袋用于修筑引航道挡墙, 能够有效解决开挖淤泥处理的问题。结合苏州杨林塘航道整治工程, 利用航道开挖的淤泥质土, 通过室内无侧限压缩与固结试验研究了土工袋处理淤泥质土的作用原理; 对 100 m 长的袋装淤泥质土挡墙试验段开展了现场试验, 实测了挡墙施工过程中与竣工后的水平位移、侧向土压力及表面沉降。结果表明土工袋能够加速袋内土体固结, 增大袋内土体强度; 竣工 7 个月后实测墙体最大水平位移为 29.42 mm, 发生在挡墙顶部, 墙顶面沉降位移为 19.2 cm, 基本达到稳定; 由于土工袋层间摩擦作用, 土工袋挡墙墙后土压力从墙内向墙外会逐渐减小; 与常规重力式混凝土挡墙相比, 所设计的袋装淤泥质土挡墙能够有效降低工程造价。

关键词: 挡土墙; 土工袋; 淤泥质土; 现场试验

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)12-2341-08

作者简介: 樊科伟(1991-), 男, 博士研究生, 从事土工袋技术及加筋土挡墙结构研究工作。E-mail: fkwhhu@163.com。

Field tests on retaining wall constructed with soilbags filled with clayey soils

FAN Ke-wei¹, LIU Si-hong¹, XU Si-yuan¹, WANG Jian-lei^{1,2}

(1. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China; 2. Power China Zhongnan Engineering Corporation Limited, Changsha 410014, China)

Abstract: In the construction of approach channels in a plain area, a lot of clayey soils are excavated. If the excavated clayey soils are filled into woven bags, they can be used to build retaining walls. The principle of treating clayey soils with soilbags is studied through laboratory tests. A 100-m testing retaining wall constructed with soilbags filled with clayey soils was designed and applied in the Yanglintang channel project. The behaviors of the retaining wall are studied through the field monitoring of the lateral deformation, lateral pressures and surface settlements of the retaining wall. The test results show that the soilbags can benefit the consolidation of clayey soils in the bags and increase their strength. The monitored maximum lateral deformation and the surface settlement of the retaining wall are 29.42 and 19.2 cm respectively after 7 months of the completion, hence quite stable. The lateral earth pressure on the front retaining structure is positively reduced owing to the interlayer friction of soilbags. The cost of the retaining wall constructed with soilbags has an obvious advantage over that of the conventional gravity concrete retaining wall.

Key words: retaining wall; soilbag; clayey soil; field test

0 引言

长期以来, 水运运输作为一种重要的运输方式积极地促进着国民经济的发展。为满足逐渐增大的水上货运量和货运船舶走向大型化发展的需要, 中国正在快速建设高等级航道, 以全面改善航道通航条件。航道工程大多建在平原地区, 航道开挖会产生大量的淤泥质土。由于开挖出的淤泥质土具有高含水率、高压缩性、低强度的特点^[1], 通常作为废弃料处理, 或经改良后作为墙后填土使用。淤泥质土作为废弃料处理不仅占用土地资源, 而且不可避免地会造成一定的环境污染^[2-4]; 而对其进行改良, 则费用高、工期长。另

一方面, 航道工程中常常需要在引航道两侧修建挡土墙。常规的挡土墙多为混凝土重力式挡墙或加筋土挡墙。重力式挡墙不仅混凝土用量多, 而且对地基的要求高, 淤泥质土地基需要进行处理, 处理费用占工程投资相对密度较大^[5]; 加筋土挡墙由填土、填土中布置的一定数量筋体(拉筋)和墙面板组成, 是一种柔

基金项目: 国家自然科学基金项目(51379066); 江苏省研究生科研与实践创新计划项目(KYCX17_0438); 中央高校基本科研业务费项目(2017B624X14)

收稿日期: 2017-10-17

*通讯作者(E-mail: sihongliu@hhu.edu.cn)

性结构物,能够较好地适应地基变形,对地基要求相对较低^[6-7],具有造价低、施工简便、造型美观、抗震性能好的优势。

近年来,刘斯宏等^[8-11]对土工袋增强机理、工程特性等进行了深入的研究,在此基础上将土工袋应用于构筑挡土墙,土工袋挡土墙是一种新型的加筋土挡墙结构。刘斯宏等^[12]通过土工袋挡墙模型试验研究了静荷载作用下土工袋挡墙的破坏模式、墙后土压力分布以及土压力在墙内水平方向的传递规律;土工袋层间摩擦是影响挡墙稳定的重要因素,其与袋内材料、排列方式以及运行环境等因素有关^[13];大、小振动台模型试验表明土工袋挡墙具有良好的抗震性能^[14-15],土工袋动剪切模量、等效阻尼比等动力特性参数可以通过室内循环剪切试验确定^[16];基于对土工袋挡墙的研究成果,刘斯宏等提出了土工袋挡墙法的设计方法^[17]。在日本已有若干土工袋挡土墙的工程实例^[18],国内也有所应用,如马石城课题组在湖南邵阳修建了一座5级袋装碎石重力式挡土墙^[19]。上述研究成果和工程应用表明土工袋挡墙具有常规加筋土挡墙的优势,即质量轻、造价低、施工简便、抗震性能好、对地基要求低。但是在上述试验研究和工程应用中,土工袋挡墙袋内材料和墙后填土为透水性能好的砂性土和碎石,并没有使用过淤泥质土。

本文结合苏州杨林塘航道整治工程,利用航道开挖的淤泥质土,通过室内无侧限压缩与固结试验,研究了土工袋处理淤泥质土的作用原理,在杨林船闸上游引航道左岸修建了100 m长的土工袋袋装淤泥质土挡墙,开展了现场试验研究,实测了挡墙现场施工期及竣工后的墙体侧向位移、墙后土压力及墙顶面沉降位移,探讨了该挡墙的工作性态,并与其他施工段的常规重力式混凝土的工程造价进行了对比。

1 土工袋处理淤泥质土作用原理

土工袋处理淤泥质土的作用效果从强度与变形特性两方面考虑,为此进行了袋装淤泥质土土工袋的室内无侧限压缩和固结试验。试验所选用的编织袋原材料为聚丙烯(PP),克重为100 g/m²,经、纬向抗拉伸强度分别37.1,28.0 kN/m,经纬向伸长率小于25% (与现场所用土工袋编织袋材料相同)。袋内装填的是现场开挖淤泥质土,其物理力学指标如表1所示。

1.1 无侧限压缩试验

试验在YE-200A型万能液压机上进行。试验所用土工袋大小为66 cm×50 cm×7 cm (长×宽×高),袋内所装淤泥质土质量约70 kg,占袋子最大容量的80%。为了减小试验机上下加载台面摩擦对土工袋的

约束影响,竖向叠放3层土工袋。试验前对土工袋施加10 kN的预压荷载5 min,保证土工袋表面平整并使得内部土体受力均匀,而后以3.5 cm/min的速度抬升试验机的底座对土工袋进行竖向加载,当竖向加载达到某一值时突然减小,表明土工袋已经破裂,则停止加载,共进行了两次试验。

表1 淤泥质土物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical properties of clayey soils

含水率/%	天然密度/(g·cm ⁻³)	孔隙比	液限/%	塑限/%	塑性指数	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)
50.4	1.75	1.416	37.1	22.0	15	16.0	5.9

图1为袋装淤泥质土压缩试验过程与破坏后土工袋的状况。可以明显看到土工袋在压缩过程中有水渗出,反映了编织袋良好的保土滤水效果。土工袋的破裂发生在顶表面的中部,破坏后的土工袋尺寸为73.2 cm×54.5 cm×5.4 cm。图2为两次试验得到的土工袋竖向压力和竖向应变的关系曲线,土工袋破坏时的极限荷载分别为560,620 kN,对应的抗压强度分别为1.4,1.55 MPa,接近C25混凝土强度(16.7 MPa)的1/10。



(a) 试验过程中



(b) 试验结束后

图1 土工袋压缩试验过程与结束后的状况

Fig. 1 Soilbags under compression and after compression tests

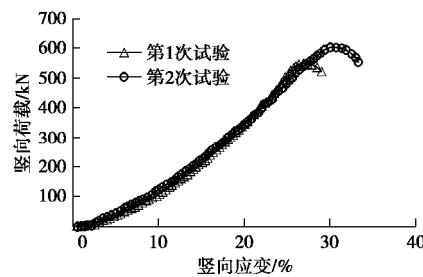


图2 土工袋无侧限压缩试验结果

Fig. 2 Results of unconfined compression tests on soilbags

试验结束时, 采用烘干法测定了袋内淤泥质土的含水率, 3 个土工袋袋内淤泥土的平均含水率为 46.5%, 比初始含水率 50.4% 减小了 3.9%。同时, 采用 ZJ 型应变控制式直剪仪测定了土体的抗剪强度, 其结果如图 3 所示。3 层土工袋袋内土体内摩擦角平均值为 10.8° , 黏聚力平均值为 15.4 kPa。与初始抗剪强度相比, 黏聚力变化不大, 但内摩擦角增大了 4.9° , 说明袋内淤泥质土颗粒间的接触增强。

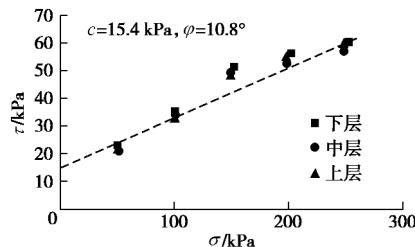


图 3 压缩试验结束后袋内土体抗剪强度线

Fig. 3 Shear strengths of filled soils after compression tests

文献[8]给出了土工袋无侧限极限抗压强度 s_v 的计算式:

$$s_v = \frac{2T}{B} \left(\frac{B}{H} \cdot K_p - 1 \right) + 2c\sqrt{K_p} \quad (1)$$

式中, B , H 分别为土工袋的宽度和高度, T 为袋子张力, $K_p = \frac{1 + \sin j}{1 - \sin j}$, c , j 分别为土工袋内淤泥土的黏聚力与内摩擦角。根据该公式可以计算土工袋无侧限压缩试验中土工袋极限抗压强度为 $s = 1.45$ MPa, 由此得到土工袋极限承载力计算值 $F = 578$ kN, 与试验实测值较为吻合。前已叙述, 该抗压强度接近 C25 混凝土强度 (16.7 MPa) 的 1/10, 相当于将淤泥质土通过袋装后转化成块状的“软石头”, 其原因是袋装淤泥质土在上部荷载作用下会被压扁, 使得编织袋周长伸长, 从而在袋中产生了一个张力, 袋子张力会对袋内土体起到一个约束作用, 使得土颗粒间的接触力 N 增加, 进而增大土颗粒间的摩擦强度。

综上, 将淤泥质土装入编织袋后, 由于袋子的滤水保土作用, 在荷载作用下袋内土体含水率降低, 强度提高; 同时由于袋子的张力约束, 袋装淤泥质土整体的抗压强度明显提高, 因此袋装淤泥质土可以直接用于堆筑挡墙。

1.2 固结试验

为了研究土工袋袋内淤泥土的固结性状和预测土工袋挡墙的沉降变形, 对两层袋装淤泥质土进行了固结试验。共进行了 4 级竖向荷载下的固结试验, 其应力分别为 12.5, 25.0, 37.5, 50.0 kPa, 每级荷载作用时间大约为半个月, 试验结果如图 4 所示。从图 4 (a) 可以看出, 每级荷载加载瞬间土工袋沉降值都会有突

变, 尔后逐渐趋于稳定, 随着荷载级别的增加, 沉降瞬变值逐渐变小。

图 4 (b) 为在每级荷载作用下剔除瞬时变形值后的土工袋固结沉降速率 v 随时间 t 的变化。可以近似采用对数关系进行拟合, 即 $v = -A \cdot \ln(t) + B$ 。每级荷载作用下沉降速率变化拟合参数 A , B 示于图 4 (b) 中。参数 A 和 B 与竖向应力 s_1 有关, 同样采用对数拟合得到

$$\left. \begin{aligned} A &= -0.037 \ln s_1 + 0.218, \\ B &= -0.027 \ln s_1 + 1.134. \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

根据土工袋沉降速率的变化关系, 可以预测每层土工袋的固结变形。第 i 层土工袋施工后 t_i 的固结变形量为

$$H_i = \int_t^{t+t_i} v dt = \int_t^{t+t_i} (-A \ln(t) + B) dt \quad (3)$$

将每层土工袋固结变形量进行累加, 可以预测袋装淤泥质土挡墙在自重作用下的固结变形量 S (沉降量), 即 $S = \sum H_i$ 。

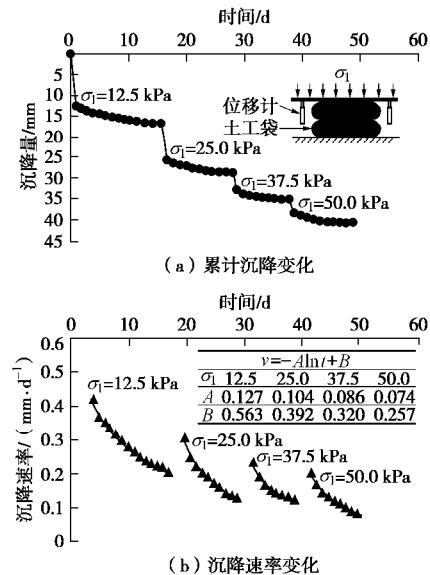


图 4 袋装淤泥质土累计沉降及沉降速率变化

Fig. 4 Evolution of settlement and its rate of soilbags filled with clayey soils

2 挡墙方案设计及现场监测

2.1 挡墙方案设计

图 5 为设计的袋装淤泥质土挡墙断面示意图。由于试验段是一个航道工程, 为防止来往船只的蹭撞对土工袋挡墙的破坏以及保护土工袋免受紫外线的照射, 在土工袋挡墙的前端设置了一个厚 0.6 m 的 L 型混凝土薄壁支挡结构, 基础采用混凝土搅拌桩处理, 顶部高程为 2.2 m, 底板高程为 -2.8 m, 底板宽 3.2 m, 沿航道方向每隔 3.5 m 在内侧设置 0.5 m 厚的肋板。L

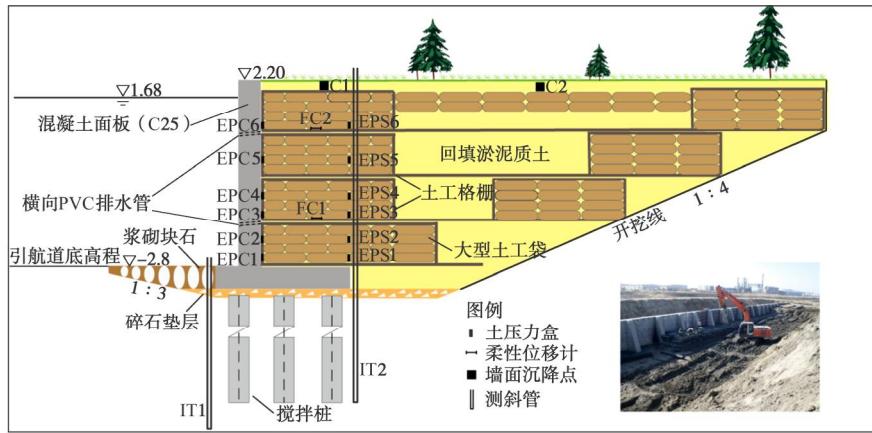


图 5 袋装淤泥质土挡墙断面示意图

Fig. 5 Schematic view of retaining wall constructed with soilbags

型混凝土薄壁支挡结构后侧为土工袋挡墙。土工袋尺寸为 $120\text{ cm} \times 120\text{ cm} \times 30\text{ cm}$ ，竖直方向上采用交错排列，挡墙前端及开挖斜坡面（1:4）上的部分土工袋每4层用土工格栅进行反包，土工袋反包体之间及开挖斜坡面空隙直接采用淤泥质土回填。土工编织袋和袋内土体与上述压缩和固结试验所用材料相同。反包所用土工格栅为 TGDG50 单向 HDPE，纵向抗拉强度大于 65 kN/m ，纵向 2%、5% 应变时的拉伸强度分别不小于 16 kN/m 和 31 kN/m ，峰值应变小于 12%。该设计直接利用了现场开挖的淤泥质土，与普通重力式混凝土挡墙相比，结构重量轻，对地基要求低。

2.2 仪器布置及监测

为了解挡墙的工作性状，实际施工过程中在挡墙断面内埋设了一定数量的监测仪器，测点布置如图 5 所示。图中编号 EPC1~EPC6 和 EPS1~EPS6 为振弦式土压力盒，分别用于量测 L 型混凝土薄壁支挡结构和土工袋挡墙内部所受的侧向土压力，土压力盒竖向埋设，如图 6 (a) 所示；FC1, FC2 为的柔性位移计，用于量测反包土工格栅的拉伸应变，现场埋设如图 6 (b) 所示；C1, C2 为挡墙顶表面沉降测点，分别布置在墙后距离面板 1.8 m 及 12.5 m 处，用于量测施工结束后挡墙顶表面的沉降位移；在 L 型混凝土支挡结构底板内、外侧各设置一根测斜管 (IT1, IT2)，用以量测挡墙及地基的水平位移，测斜管埋入地基深度约为 18 m。

测试时间及内容：L 型混凝土支挡结构施工结束后，土工袋挡墙施工时间为 2015 年 1 月 26 日—1 月 28 日（施工期），挡墙内部土压力、及土工格栅的拉伸应变从仪器埋设后开始量测，支挡结构前端软土地基水平位移从土工袋铺设时开始量测，施工过程中每铺设 4 层土工袋量测一次；竣工后，埋设测斜管 IT2 及顶部沉降位移测点 C1、C2，每月量测一次；2015

年 6 月 4 日开始蓄水，7 月、8 月各测量了一次，量测结果变化不大，后续未再进行量测。



(a) 土压力盒



(b) 柔性位移计

图 6 土压力盒及柔性位移计现场设置

Fig. 6 Setup of earth pressure cells and displacement sensors

3 测试结果及分析

3.1 挡墙水平位移

图 7 为测斜管 (IT1、IT2) 测量的测试段 L 型支挡结构前端软土地基和袋装淤泥质土挡墙的水平位移。从图 7 (a) 可以看出，施工期阶段，随着测试段土工袋的逐层铺设 (1 月 26 日—1 月 29 日)，软土地基水平位移逐渐增大，其中底部土工袋施工对地基水

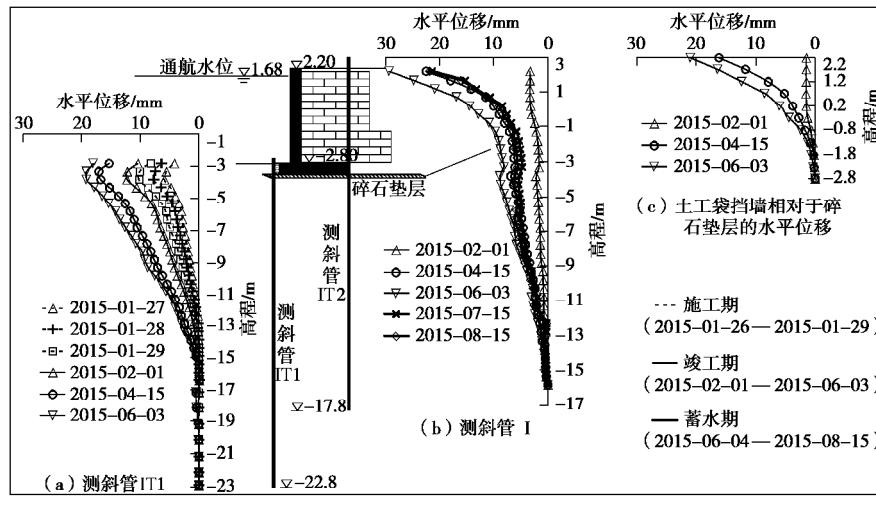


图7 测斜管(IT1, IT2)测量结果

Fig. 7 Measured results of inclinometer tubes IT1 and IT2

水平位移影响较为显著, 2015年1月29日土工袋施工到墙顶, 实测的最大水平位移为19.16 mm, 发生在碎石垫层底部位置(高程为-4.0 m左右)。从图7(b)可以看出, 竣工后挡墙顶部水平位移最大, 沿深度方向逐渐减小, 一直影响至高程为-14 m处的地基深部; 竣工后由于软土的固结作用, 挡墙与地基的水平位移仍有发展, 其中2015年3月—4月, 由于试验段下游挡墙的施工, 施工机械从试验段挡墙顶部通行, 引起该时段实测挡墙及地基的水平位移增加幅度较大; 2015年6月挡墙实测最大水平位移为29.42 mm, 之后挡墙前航道开始蓄水, 在墙前水压力的作用下, 挡墙及地基水平位移有所减少, 顶部减小量为6.39 mm; 2015年7月份挡墙实测最大水平位移为22.5 mm, 8月份实测值变化不大, 表明挡墙已基本趋于稳定; 挡墙从竣工到稳定过程中, 挡墙相对于墙底面的最大位移始终发生在挡墙顶部, 挡墙顶部与墙底面位移最大时发生在蓄水前(2016年6月3日前), 其值为20.99 mm, 相对于挡墙高度的0.42%。根据一般加筋土挡墙现场工程经验, 挡墙最大位移控制在墙高的1%以内, 表明挡墙较为安全^[12]。

图7中测斜管IT1和IT2在竣工期测得的墙趾及碎石层位置水平位移量基本相等, 这说明挡墙相对于碎石层并没有发生相对滑移。土工袋挡墙相对于碎石垫层的位移量(挡墙自身的位移)如图7(c)所示。可以看出, 竣工后前两个月挡墙呈上部平动、下部转动的位移模式, 这与文献[12]中无支撑结构的土工袋挡墙位移模式相同。竣工3个月后, 挡墙顶部位移增大, 类似于悬臂梁的变形, 这是由于淤泥土工袋在逐渐固结, 侧向变形在逐渐增大引起的, 前端的L型支撑结构对侧向变形有一定的限制作用, 其后作用有侧向土压力(EPC系列土压力盒测值, 见图8)。

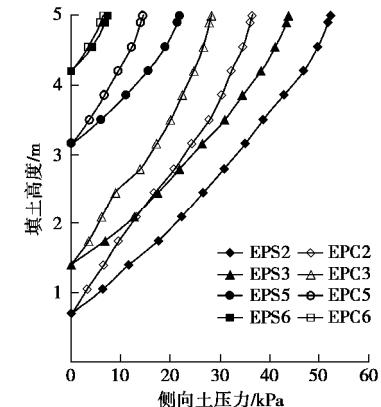


图8 施工期L型薄壁支撑结构与土工袋内部所受侧向土压力随墙后填土高度的变化

Fig. 8 Evolution of lateral earth pressure in slab and wall of soilbags with backfill height during construction

3.2 侧向土压力

图8为施工期EPC、EPS系列中#2, #3, #5, #6测点所测土压力随填土高度的变化曲线。从图8可以看出, L型薄壁支撑结构及土工袋内部所受侧向土压力随填土高度的增加而增大, 但各测点土压力的增长幅度随填土高度增加稍有减小, 因为墙体逐渐发生了水平变形, 导致应力释放。

图9为竣工时EPC、EPS系列所测土压力沿墙高的分布。EPS系列所测土工袋内部土压力接近但略小于理论计算的静止土压力, EPC系列所测L型薄壁支撑结构侧向土压力明显小于土工袋内部土压力, 其大小接近主动土压力。造成L型薄壁支撑结构侧向土压力明显小于土工袋内部土压力是由于土工袋层间的摩擦作用, 墙后土压力从墙内向墙外逐渐递减。从图9还可以看出, L型薄壁支撑结构侧向土压力与土工袋内部土压力的差值沿墙高逐渐增大, 这是由于土工袋层间摩擦不仅与编织袋本身的摩擦有关, 而且与土工袋层间

的嵌固作用有关, 嵌固作用随着上覆荷载的增大而越加明显, 即越靠近挡墙底部, 土工袋层间的摩擦作用越明显^[13]。

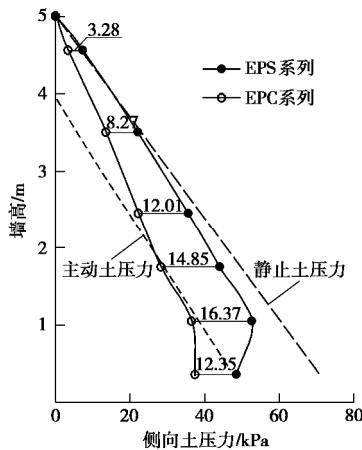


图9 竣工时L型薄壁支挡结构与土工袋内部所受侧向土压力沿墙高的分布

Fig. 9 Distribution of lateral earth pressure in slab and wall of soilbags along wall height at completion

3.3 挡墙顶表面沉降

图10为竣工后挡墙顶表面测点C1, C2的沉降位移曲线。可以看出, 竣工后两个月内(2015年2月—5月)两测点沉降量增加较大, 而后沉降逐渐趋于稳定; 竣工后初期阶段, 由于测点C1下部全部为土工袋, 袋内淤泥质土固结较快, 而测点C2下部有部分淤泥质土, 因此测点C1的沉降位移大于测点C2; 竣工后2个月到3个月间(2015年4月—5月), 由于墙顶面施工机械通行, C2测点沉降位移有较大的增长, 超过了测点C1的测值。竣工7个月后(2015年8月)测点C1、C2实测沉降值分别为19.2, 22.8 cm, 已基本稳定, 停止量测。根据2.2节中袋装淤泥质土固结试验结果及固结沉降计算公式, 预测得到的挡墙施工完成6个月后顶部沉降量约为20.2 cm, 与实测值19.2 cm较为接近。

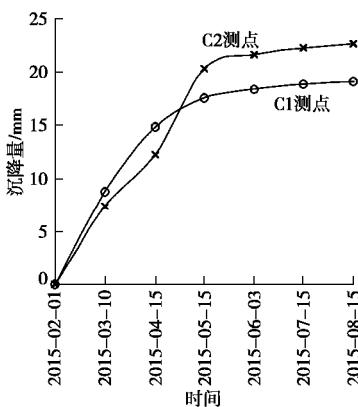


图10 竣工后墙顶面沉降位移

Fig. 10 Evolution of top surface settlement after completion

3.4 土工格栅应变

图11为竣工后柔性位移计FC1, FC2量测得到的土工格栅拉伸应变随时间的变化曲线。可以看出, 测点FC2, FC1的拉伸应变竣工后3个月内有所增长, 增长约0.2%, 其后拉伸应变值变化很小, 基本趋于稳定; 由于挡墙侧向变形(水平位移)从上到下逐渐减小, 上部测点FC2所测的土工格栅拉伸应变大于下部测点FC1的测值。6个月后(2015年8月)FC1, FC2所测的土工格栅拉伸应变分别为0.304%与0.504%, 单位长度的拉伸力分别为2.432, 5.248 kN/m, 远小于土工格栅的极限拉伸强度(69.17 kN/m)^[20], 即土工格栅仅发挥其极限抗拉强度的3.52%与7.59%, 因此可以考虑在此类工程中使用极限抗拉强度较小的土工格栅。

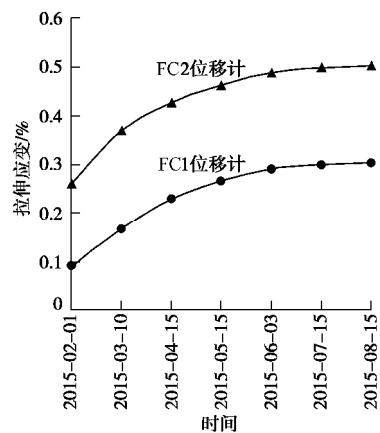
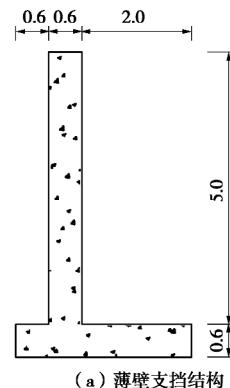


图11 竣工后土工格栅拉伸应变随时间的变化

Fig. 11 Evolution of tensile strain of geogrids after completion

3.5 经济性对比分析

利用土工袋技术处理高含水率淤泥, 将开挖出的淤泥装入土工袋中, 用于修筑引航道挡墙, 不仅可以将工程开挖出的淤泥弃土重新利用起来, 变废为宝。而且墙体本身具有较高的强度, 可以有效减少墙后填土产生的侧向土压力, 大大节省面板混凝土和钢筋的用量。该工程中除了100 m土工袋挡墙试验段之外, 其余河岸均采用重力式混凝土挡墙。图12为袋装淤泥质土挡墙和纯重力式混凝土挡墙断面示意图。与纯重



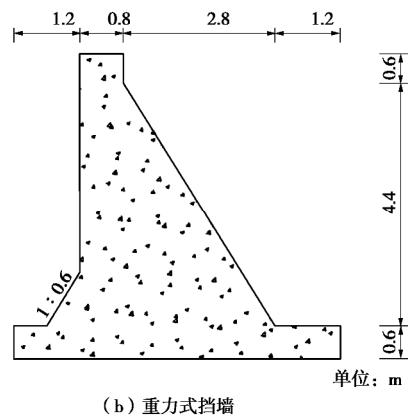


图 12 薄壁支挡结构和重力式挡墙混凝土结构横断面比较

Fig. 12 Comparison between concrete volume in thin face slab and that in gravity retaining wall

力式混凝土挡墙相比, 100 m的袋装淤泥质土挡墙试验段节省了大约928 m³混凝土用量。经计算, 100 m试验段所采用的编织袋和土工格栅材料总价约为10.52万元, 机械设备与人工花费为7.76万元, 混凝土价格按300/m³计算, 总造价为37.45万元, 而常规重力式混凝土挡墙100 m长造价为60.4万元, 即100 m长的袋装淤泥质土挡墙要比纯重力式混凝土挡墙节省约23万元, 相当于重力式混凝土挡墙总造价的38%。

4 结 论

结合杨林塘航道整治工程, 开展了土工袋处理淤泥质土的研究, 进行了袋装淤泥质土挡墙现场试验, 根据现场实测的挡墙侧向位移、墙后土压力及墙顶面沉降位移, 分析了土工袋挡墙的工作性态。主要结论如下:

(1) 编织袋不仅具有加筋作用, 而且具有滤水保土作用。将现场开挖的淤泥质土装入编织袋形成土工袋, 能够降低袋内淤泥质土含水率, 加快袋内淤泥质土的固结, 增大袋内淤泥质土的强度, 因此袋装淤泥质土可以接用于修建挡墙;

(2) 试验段挡墙现场检测结果表明袋装淤泥质土挡墙具有良好的工作性状。由于土工袋层间摩擦的作用, 墙后土压力从土工袋挡墙内侧向外侧逐渐减小, L型薄壁支挡结构侧向土压力明显小于土工袋内部土压力, 接近理论计算主动土压力值; 竣工6个月后实测墙体最大水平位移为29.42 mm, 墙顶面沉降位移为19.2 cm, 基本达到稳定。

(3) 将开挖的淤泥质土装入编织袋形成土工袋用于修筑引航道挡墙, 能够将航道建设过程中开挖的淤泥质土重新利用起来, 变废为宝, 而且与常规重力式混凝土挡墙相比, 袋装淤泥质土挡墙工程结构重量轻, 对地基要求低, 工程造价少。

参考文献:

- [1] 丁建文, 刘铁平, 曹玉鹏, 等. 高含水率疏浚淤泥固化土的抗压试验与强度预测[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(增刊2): 55 - 60. (DING Jian-Wen, LIU Tie-ping, CAO Yu-peng, et al. Unconfined compression tests and strength prediction method for solidified soils of dredged clays with high water content[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(S2): 55 - 60. (in Chinese))
- [2] TANG Y X, YOSHIHIKO M, TAKASHI T. Practices of reused dredgings by cement treatment[J]. Soils and foundations, 2001, 41(5): 129 - 143.
- [3] DADOUCH M, GHEMBAZA M S, IKHLEF N S. Study in laboratory of treatment with cement of silty material: improvement of the mechanical properties[J]. Arabian Journal of Geosciences, 2015, 8(7): 4329 - 4336.
- [4] ZHU W, ZHANG C L, CHIU A C F. Soil-water transfer mechanism for solidified dredged materials[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133(5): 588 - 598.
- [5] DONG P, QIN R, CHEN Z. Bearing capacity and settlement of concrete-cored DCM pile in soft ground[J]. Geotechnical & Geological Engineering, 2004, 22(1): 105 - 119.
- [6] 朱宏伟, 姚令侃, 张旭海. 两种加筋土挡墙的动力特性比较及抗震设计建议[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(11): 2072 - 2080. (ZHU Hong-wei, YAO Ling-kan, ZHANG Xu-hai. Comparison of dynamic characteristics between netted and packaged reinforced soil retaining walls and recommendations for seismic design[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(11): 2072 - 2080. (in Chinese))
- [7] SKINNER G D, ROWE R K. Design and behaviour of a geosynthetic reinforced retaining wall and bridge abutment on a yielding foundation[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2005, 23(3): 234 - 260.
- [8] 刘斯宏, 松冈元. 土工袋加固地基新技术[J]. 岩土力学, 2007, 28(8): 1665 - 1670. (LIU Si-hong, MATSUOKA Hajime. A new earth reinforcement method by soilbags[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(8): 1665 - 1670. (in Chinese))
- [9] 刘斯宏, 汪易森. 土工袋技术及其应用前景[J]. 水力学报, 2007(增刊): 644 - 648. (LIU Si-hong, WANG Yi-shen. Reinforcement mechanism of soilbags and its applications[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2007(S0): 644 - 648. (in Chinese))

- [10] LIU S, BAI F, WANG Y, et al. Treatment for expansive soil channel slope with soilbags[J]. Journal of Aerospace Engineering, 2012, **26**(4): 657 – 666.
- [11] LIU S, LU Y, WENG L, et al. Field study of treatment for expansive soil/rock channel slope with soilbags[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2015, **43**(4): 283 – 292.
- [12] 刘斯宏, 薛向华, 樊科伟, 等. 土工袋柔性挡墙位移模式及土压力研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(12): 2267 – 2273. (LIU Si-hong, XUE Xiang-hua, FAN Ke-wei, et al. Study on the earth pressure and deformation mode of a retaining wall constructed with soilbags[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering. 2014, **36**(12): 2267 – 2273. (in Chinese))
- [13] 刘斯宏, 樊科伟, 陈笑林, 等. 土工袋层间摩擦特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(10): 1874 – 1880. (LIU Si-hong, FAN Ke-wei, CHEN Xaio-lin, et al. Experimental studies on interface friction characteristics of soilbags[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38** (10): 1874 – 1880. (in Chinese))
- [14] 刘斯宏, 李玲君, 张雨灼, 等. 土工袋挡土墙小型振动台试验[J]. 河海大学学报 (自然科学版), 2015: 236 – 243. (LIU Si-hong, LI Ling-jun, ZHANG Yu-zhuo, et al. Small-scale shaking table tests on retaining wall constructed with soilbags[J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences), 2015: 236 – 243. (in Chinese))
- [15] 陈笑林. 土工袋柔性挡土墙模型试验及设计方法研究[D]. 南京: 河海大学, 2017. (CHEN Xiao-lin. Study on seismic behavior of flexible retaining walls constructed with soilbags[D]. Nanjing: Hohai University, 2017. (in Chinese))
- [16] 李玲君, 刘斯宏, 徐小东, 等. 袋内材料对土工袋动力特性参数影响的试验研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(1): 131 – 136. (LI Ling-jun, LIU Si-hong, XU Xiao-dong, et al. Tests on factors of dynamic characteristics of retaining walls constructed with soilbags[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(1): 131 – 136. (in Chinese))
- [17] 薛向华. 土工袋柔性挡土墙模型试验及设计方法研究[D]. 南京: 河海大学, 2014. (XUE Xiang-hua. Study on the model test and design of flexible retaining walls built with soilgas[D]. Nanjing: Hohai University, 2017. (in Chinese))
- [18] 刘斯宏. 土工袋技术原理与实践[M]. 北京: 科学出版社, 2017. (LIU Si-hong. Principle and application of soilbags[M]. Beijing: Science Press, 2017. (in Chinese))
- [19] 孙见松. 一种袋装碎石重力式挡土墙的设计理论与应用研究[D]. 湘潭: 湘潭大学, 2011. (SUN Jian-song. The study of design theory and application of a gravity retaining wall constructed with soilbags filled with crushed stones[D]. Xiangtan: Xiangtan University, 2011. (in Chinese))
- [20] 杨广庆, 庞巍, 吕鹏, 等. 塑料土工格栅拉伸特性试验研究[J]. 岩土力学, 2008, **29**(9): 2387 – 2391. (YANG Gang-qing, PANG Wei, LÜ Peng, et al. Experimental study of tensile properties of geogrids[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(9): 2387 – 2391. (in Chinese))

本期广告索引

- 封 2 北京筑信达咨询有限公司
 封 3 南瑞集团水利水电技术分公司
 封 4 上海分元土木工程有限公司
 后插 1 重庆地质仪器厂
 后插 2 北京理正软件股份有限公司

《岩 土 工 程 学 报》

2018年总目录(第40卷), 第1~12期(总318~322, 324~328, 330, 331期)

第40卷, 第1期(总318), 2018年1月

黄文熙讲座

污染场地测试评价与处理技术 刘松玉 (1)

论 文

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

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

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

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

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

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

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

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

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

黄土(Q_3)横观各向同性强度准则研究 许 萍, 邵生俊, 张 帅 (116)

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

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

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

考虑多尺度结构的贯通节理岩体损伤摩擦耦合模型 刘 武 (147)

硫酸盐渍土水泥加固盐胀抑制剂研究 张佳兴, 裴向军, 韦 璐 (155)

短 文

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

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

砂土地层土压盾构隧道施工掌子面稳定性研究 王 俊, 何 川 (177)

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

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

简 讯

向审稿人致谢 (201)

第十届全国基坑工程研讨会第1号通知(征文) (73)

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

《岩土工程学报》征订启事 (129)

本期广告索引 (185)

《岩土工程学报》第十二届编委会名单 (扉页I)

征稿简则 (扉页II)

第 40 卷, 第 2 期 (总 319), 2018 年 2 月

黄文熙讲座

高土石坝几个问题探讨 汪小刚 (203)

论 文

1995 年日本阪神地震大开地铁车站震害原因及成灾机理分析研究进展 杜修力, 李 洋, 许成顺, 路德春, 许紫刚, 金 浏 (223)

基于解析层元法的成层半平面地基移动荷载动力响应研究 艾智勇, 刘文杰, 任广鹏, 刘春林 (237)

砂土各向异性与非共轴特性的本构模拟 陈洲泉, 黄茂松 (243)

非饱和土条形地基梅耶霍夫极限承载力统一解 张常光, 晏 青, 吴礼舟, 曹雪叶, 张成林 (252)

水土耦合 SPH 数值模型的正则化修正及其应用 张卫杰, 高玉峰, 黄 雨, 前田健一 (262)

考虑岩土参数空间变异性的盾构隧道地表沉降分析 王长虹, 朱合华, 徐子川, 李建高 (270)

数字化施工下堆石坝模型参数空间估计及赋值 陈 辉, 刘东海, 戚 蓝 (278)

排水刚性桩单桩抗液化性能的振动台试验研究 杨耀辉, 陈育民, 刘汉龙, 李文闻, 江 强 (287)

竖向条形锚定板水平拉拔极限承载力统一理论解研究 胡 伟, 刘顺凯, 邹贵华, 赵 璞 (296)

地下结构动土压力简化计算方法研究 蒋录珍, 陈 隽, 李 杰, 陈艳华 (305)

PIV 技术在非饱和冻土冻胀模型试验中的实现与灰度相关性分析 刘振亚, 刘建坤, 李 旭, 胡田飞, 房建宏 (313)

平面 SV 波垂直入射下浅埋双圆隧道复合衬砌解析解及减震力学机理分析 高 波, 王帅帅, 申玉生, 范凯祥 (321)

短 文

高陡横坡段桩柱式桥梁双桩基础现场试验研究 赵明华, 杨超炜, 陈耀浩, 尹平保 (329)

基于静力触探的土层自动划分方法与不确定性表征 曹子君, 郑 硕, 李典庆, 区兆驹 (336)

粗颗粒土橡皮膜嵌入试验研究 吉恩跃, 朱俊高, 王青龙, 蒋明杰 (346)

强震区隧道施工塌方段震害机理及处治技术研究 王道远, 崔光耀, 袁金秀, 朱长安 (353)

软土地区钻孔灌注桩抗震性能试验研究 刘 畅, 刘彦坡, 郑 刚, 刘永超 (360)

辽西冻风积土动力测试与动损伤机理研究 张向东, 李 军, 易 富, 孙 琦, 曲 直, 胡跃龙 (370)

基于 CPTU 测试太湖软土地层单桩水平承载实用分析及案例研究 李洪江, 刘松玉, 童立元, 哈 斯, 杨万勇 (378)

酸液预处理对深部裂隙性页岩储层压裂的影响机制 谭 鹏, 金 衍, 韩 玲, 单清林, 张亚坤, 陈 刚, 周英操 (384)

简 讯

本刊最新学术影响指标发布 (295)

第十届全国土动力学学术会议二号通知 (304)

第十届全国基坑工程研讨会第 1 号通知 (征文) (320)

勘误 (312)

《岩土工程学报》征订启事 (328)

本期广告索引 (369)

《岩土工程学报》第十二届编委会名单 (扉页 I)

征稿简则 (扉页 II)

第 40 卷, 第 3 期 (总 320), 2018 年 3 月

论 文

禾二矿浅埋破碎顶板切顶成巷试验研究 何满潮, 郭鹏飞, 王 焰, 王 浩 (391)

基于基床系数法的劈裂注浆过程分析 张乐文, 辛冬冬, 丁万涛, 宿传玺, 吴启龙, 王洪波 (399)

考虑土体-结构相互作用的数值极限分析上限法 贾苍琴, 黄齐武, 王贵和 (408)

矿震震动传播与响应规律 杜涛涛 (418)

超固结度对超固结饱和黏土不排水蠕变特性的影响研究 韩 剑, 姚仰平, 尹振宇 (426)

等向应力条件下非饱和原状黄土增湿渗水特性试验研究 张登飞, 陈存礼, 张 洁, 贾亚军 (431)

“12·20”深圳滑坡动态模拟 孙玉进, 宋二祥 (441)

- 工程活动诱发的围岩结构变化对隧道突涌水的影响分析 ··· 黄震, 朱术云, 赵奎, 李晓昭, 吴锐, 王迎超, 王晓军 (449)
低温热力耦合下岩体椭圆孔(裂)隙中冻胀力与冻胀开裂特征研究 ··· 黄诗冰, 刘泉声, 刘艳章, 程爱平 (459)
一种新型非饱和土温控三轴试验系统的研制与初步应用 ··· 李剑, 王勇, 孔令伟, 汪明元, 程朋, 马永政 (468)
基于颗粒接触状态理论的粗细粒混合料液化强度试验研究 ··· 吴琪, 陈国兴, 周正龙, 凌道盛 (475)

焦点论坛

- 论有效应力原理与有效应力 ··· 杜修力, 张佩, 许成顺, 路德春 (486)

短文

- 海洋土与钢桩界面剪切强度的大型直剪试验研究 ··· 闫澍旺, 林澍, 贾沼霖, 郎瑞卿 (495)
新型板桩码头群桩基础被动段桩侧压力试验研究 ··· 徐光明, 任国峰, 顾行文, 陈爱忠, 李乐晨 (502)
悬臂式抗滑桩内力计算的“三段法” ··· 苏爱军, 霍欣, 王杰涛, 鲁志春, 焦世杰 (512)
地裂缝场地加速度响应振动台试验研究 ··· 熊仲明, 张朝, 霍晓鹏, 陈轩 (520)
干湿循环作用下砂岩溶蚀的孔隙度演化规律 ··· 刘新荣, 袁文, 傅晏, 王子娟, 缪露莉, 谢文博 (527)
基于 Mindlin 解的矩形均布荷载作用下的附加应力 ··· 何春保, 王林彬, 李高扬 (533)
水泥固化/稳定化场地污染土的效果分析 ··· 王菲, 沈征涛, 王海玲 (540)
不同车速下高速公路 X 形桩网复合地基动力特性研究 ··· 尹锋, 刘汉龙, 陈育民, 李建斌, 周航, 楚剑 (546)
砂土最大最小孔隙比测定及其影响因素分析 ··· 李珊珊, 李大勇, 高玉峰 (554)
浅埋盾构隧道开挖面失稳大比尺模型试验研究 ··· 李姣阳, 刘维, 邹金杰, 赵宇, 龚晓南 (562)
不同尺寸裂隙岩石损伤破坏特性光弹性试验研究 ··· 谢璨, 李树忱, 晏勤, 李景龙, 赵世森 (568)
一种用于计算 JRC 的节理面起伏形态表征方法 ··· 赵志鹏, 马明, 王刚, 王珂 (576)

简讯

- 2018 年度第 21 讲黄文熙讲座学术报告会第 1 号通知 ··· (417)
第十届全国土动力学学术会议二号通知 ··· (561)
第十届全国基坑工程研讨会第 1 号通知(征文) ··· (467)
2018 年全国工程地质学术年会第 1 号通知(征文) ··· (553)
《岩土工程学报》征订启事 ··· (567)
本期广告索引 ··· (582)
《岩土工程学报》第十二届编委会名单 ··· (扉页 I)
征稿简则 ··· (扉页 II)

第 40 卷, 第 4 期(总 321), 2018 年 4 月

论文

- 浅埋地下结构地震反应分析的惯性力-位移法 ··· 杜修力, 许紫刚, 许成顺, 李洋 (583)
天津第二粉土粉砂微承压含水层回灌试验研究 ··· 郑刚, 曹剑然, 程雪松, 哈达, 刘菊 (592)
南海北部陆坡软黏土全流动强度试验研究 ··· 年廷凯, 范宁, 焦厚滨, 贾永刚 (602)
基于实测总势能计算渗流溢出点位置 ··· 侯兴民, 孙伟建 (612)
考虑微观孔隙结构的非饱和土水-力耦合本构模型 ··· 蔡国庆, 王亚南, 周安楠, 赵成刚 (618)
指型岩石真三轴强度准则 ··· 张强, 李诚, 郭强, 闵明, 蒋斌松, 王延宁 (625)
沉管隧道接头-场地土振动台试验研究 ··· 陈红娟, 闫维明, 陈适才, 张学明 (634)
飞灰固化工程材料在碳化条件下的强度及环境特性研究 ··· 唐强, 潘玲玲, 高玉峰, 陈甦, 尹立新 (645)
边坡稳定分析的非连续面拓扑优化技术 ··· 贾苍琴, 黄齐武, 王贵和 (655)
基于桩侧阻抗模式的基桩均化附加应力系数研究 ··· 王涛, 刘金砾, 王旭 (665)
土体非共轴各向异性对城市浅埋土质隧道诱发地表沉降的影响 ··· 袁冉, 杨文波, 余海岁, 周波 (673)
酸性溶液对黄土结构改良的试验研究 ··· 张耀, 胡再强, 陈昊, 李冰, 宋朝阳 (681)

盾构双隧道不同开挖顺序及不同布置形式对管线的影响研究	马少坤, 刘莹, 邵羽, 段智博, 吕海波	(689)
复杂应力路径下堆石料的颗粒破碎特性研究	王远, 张胜, 敖大华, 于玉贞, 孙逊	(698)
冻结盐渍土三轴剪切试验过程中的损伤及压融分析	高娟, 赖远明	(707)
基于附加质量模型的管桩扭转振动研究	刘浩, 蒋国盛, 梅国雄, 梁荣柱, 吴文兵	(716)
苏州第四纪深厚地层剪切波速空间变化特征及其应用	朱姣, 陈国兴, 许汉刚, 刘薛宁	(726)
考虑主应力轴方向的砂土各向异性强度准则与滑动面研究	董彤, 郑颖人, 孔亮, 柏美	(736)
离散元中破碎自组织对颗粒破碎影响研究	张科芬, 张升, 滕继东, 盛岱超	(743)

短 文

粗粒土渗透变形特性的细观数值试验研究	蒋中明, 袁涛, 刘德谦, 李小凡	(752)
--------------------	-------------------	-------

土体含水率对边坡动力破坏模式及动力响应影响的振动台试验研究	杨兵, 孙明祥, 王润民, 杨涛, 冯君, 周德培	(759)
-------------------------------	---------------------------	-------

基于地表移动矢量的概率积分法参数反演方法	李培现, 万昊明, 许月, 袁雪琪, 赵银鹏	(767)
----------------------	------------------------	-------

简 讯

2018 年度第 21 讲黄文熙讲座学术报告会第 1 号通知		(591)
--------------------------------	--	-------

第十届全国基坑工程研讨会暨第一届全国可回收锚索技术研讨会(2 号通知)		(611)
-------------------------------------	--	-------

第十届全国土动力学学术会议二号通知		(624)
-------------------	--	-------

2018 年全国工程地质学术年会第 1 号通知(征文)		(644)
-----------------------------	--	-------

《岩土工程学报》征订启事		(664)
--------------	--	-------

本期广告索引		(735)
--------	--	-------

《岩土工程学报》第十二届编委会名单		(扉页 I)
-------------------	--	--------

征稿简则		(扉页 II)
------	--	---------

第 40 卷, 第 5 期(总 322), 2018 年 5 月

论 文

砾性土层液化的触发条件	袁晓铭, 秦志光, 刘荟达, 曹振中, 徐鸿轩	(777)
-------------	-------------------------	-------

竖井抽水下垃圾填埋场渗滤液运移规律研究	柯瀚, 胡杰, 吴小雯, 孟猛	(786)
---------------------	-----------------	-------

节理岩体中锚杆剪切力学模型研究及试验验证	刘泉声, 雷广峰, 彭星新, 魏莱	(794)
----------------------	-------------------	-------

珊瑚礁砂砾料力学行为与颗粒破碎的试验研究	王刚, 叶沁果, 查京京	(802)
----------------------	--------------	-------

液化层特征量对场地卓越频率影响的理论解答	孙锐, 杨洋, 陈龙伟, 黄保荣	(811)
----------------------	------------------	-------

孤岛工作面采前冲击危险性预评估研究	朱广安, 窦林名, 丁自伟, 解嘉豪	(819)
-------------------	--------------------	-------

岩溶隧道承压隐伏溶洞突水模型试验与数值分析		
-----------------------	--	--

潘东东, 李术才, 许振浩, 李利平, 路为, 林鹏, 黄鑫, 孙尚渠, 高成路	(828)
--	-------

结构-土-结构相互作用体系地震响应研究综述	王国波, 袁明智, 苗雨	(837)
-----------------------	--------------	-------

无降水深基坑抗浮锚杆-旋喷体封底阻水体设计	董天文, 许彬, 王家伟, 张建国	(848)
-----------------------	-------------------	-------

考虑回填层的护盾式 TBM 隧道结构设计方法研究	吴圣智, 姜志毅, 王明年, 刘大刚, 董宇苍	(857)
--------------------------	-------------------------	-------

多期次应力变化对砂岩渗透率和孔隙结构影响的试验研究	秘昭旭, 王福刚, 石娜, 于景宗, 孙兆军	(864)
---------------------------	------------------------	-------

钠钾盐梯度循环作用下高压实膨润土膨胀力衰变特性	陈永贵, 李全, 贾灵艳, 叶为民, 崔玉军, 陈宝	(872)
-------------------------	----------------------------	-------

基于离散元法的颗粒破碎模拟研究进展	徐琨, 周伟, 马刚, 常晓林, 杨利福	(880)
-------------------	----------------------	-------

驻波作用下有限厚度海床动应力路径特性研究	周晓智, 陈育民, 刘汉龙	(890)
----------------------	---------------	-------

地层非均质成层性对地下管道的变形影响	王雨, 陈文化, 王凯旋	(900)
--------------------	--------------	-------

离子型稀土原地浸矿注液孔周含水率分布的计算模型	王观石, 赖远明, 龙平, 胡世丽, 洪本根, 桂勇	(910)
-------------------------	----------------------------	-------

短 文

考虑浆液扩散路径的多孔介质渗透注浆机理研究	张庆松, 王洪波, 刘人太, 李术才, 张乐文, 朱光轩, 张连震	(918)
-----------------------	-----------------------------------	-------

岩石颗粒与孔隙系统数字图像识别方法及应用	刘春, 许强, 施斌, 顾颖凡	(925)
----------------------	-----------------	-------

路堤荷载下土工织物散体桩复合地基离心模型试验	陈建峰, 李良勇, 徐超, 冯守中	(932)
砂土微生物固化过程中尿素的影响研究	孙潇昊, 缪林昌, 童天志, 王呈呈	(939)
XCC 群桩限制液化侧向扩展的振动台试验研究	李文闻, 陈育民, 刘汉龙, 杨耀辉, 张鑫磊	(945)
活性 MgO 碳化固化土的渗透特性研究	王亮, 刘松玉, 蔡光华, 唐昊陵	(953)
考虑水平(切向)位移影响的垫层孔隙内土工膜顶胀变形分析	姜晓桢, 田晓丹	(960)
简讯		
第十届全国土动力学学术会议二号通知		(863)
第十届全国基坑工程研讨会暨第一届全国可回收锚索技术研讨会(2号通知)		(909)
《岩土工程学报》征订启事		(793)
本期广告索引		(818)
《岩土工程学报》第十二届编委会名单		(扉页 I)
征稿简则		(扉页 II)

第 40 卷, 第 6 期(总 324), 2018 年 6 月

论 文

不同管片张开量下隧道外水土流失规律试验研究	郑刚, 姚杰, 戴轩, 杨新煜, 孙佳羽	(969)
基于 IDA 的高面板堆石坝抗震性能评价	孔宪京, 庞锐, 邹德高, 徐斌, 周扬	(978)
考虑参数空间变异性的边坡稳定可靠性有限元极限分析	陈朝晖, 雷坚, 黄景华, 程晓辉, 张志超	(985)
温度-循环荷载作用下饱和土的力学特性研究	张升, 刘雪晴, 徐硕, 熊勇林, 张锋	(994)
原状黄土地基渗水特性及其与自重湿陷的关系研究	武小鹏, 王兰民, 房建宏, 徐安花, 周有禄, 赵永虎	(1002)
多层水平或倾斜介质中的震源定位	王帅, 张向东, 贾宝新	(1011)
饱和度对多孔介质中热-水-力耦合响应的影响	郭志光, 白冰	(1021)
基于椭圆展开共反射点叠加的隧道地震波超前探测成像方法与应用		
.....	陈磊, 李术才, 刘斌, 李铭, 许新骥, 李宁博, 聂利超	(1029)
类岩石材料内置不规则裂纹形状因子分析	代风, 朱万成, 李少华, 于永军	(1039)
温度对微生物诱导碳酸钙沉积加固砂土的影响研究	彭劼, 冯清鹏, 孙益成	(1048)
热力盾构隧道先盾后井施工衬砌接头变形机理与控制	姚文博, 贺少辉, 张嘉文, 刘夏冰, 郭炎伟, 马腾	(1056)
平面波入射下深水地基场地动力响应分析	张奎, 李伟华, 赵成刚	(1066)
基于权重融合和云模型的岩爆倾向性预测研究	李绍红, 王少阳, 朱建东, 李部, 杨戒, 吴礼舟	(1075)
螺旋桩冻拔特性的模型试验研究	王腾飞, 刘建坤, 郎博文, 吕鹏	(1084)
层状围岩管片衬砌配合陶粒与锚杆的联合支护技术研究	胡雄玉, 何川, 吴迪, 杨清浩	(1093)

短文

粗粒土的剪胀方程及广义塑性本构模型研究	郭万里, 朱俊高, 彭文明	(1103)
大型储罐 CFG 桩复合地基变形性状和变刚度调平设计	李继才, 郎能惠, 丛建, 曹永琅, 曹军	(1111)
降雨条件下压实黄土水分入渗规律模型试验研究	朱才辉, 张世斌	(1117)
高放废物地质处置库缓冲/回填材料的气体渗透问题研究进展	叶为民, 刘樟荣, 崔玉军	(1125)
矩形断面巷道冲击地压机理研究	尹万蕾, 潘一山, 李忠华	(1135)
不同初始卸荷水平和水压下砂岩卸荷力学特性试验研究	刘新荣, 刘俊, 冯昊, 杜立兵, 何春梅, 钟祖良	(1143)
高填路基盖板涵外界面受力状态形成机制研究	李国维, 欧健, 仇红超, 吴建涛	(1152)

名人轶事

缅怀黄文熙先生——在 2018 年黄文熙讲座学术报告会上的发言	杜延龄	(1161)
---------------------------------	-----	--------

简讯

第十届全国土动力学学术会议二号通知		(1047)
第十届全国基坑工程研讨会暨第一届全国可回收锚索技术研讨会(2号通知)		(1151)

《岩土工程学报》征订启事	(1065)
本期广告索引	(1134)
《岩土工程学报》第十二届编委会名单	(扉页 I)
征稿简则	(扉页 II)

第 40 卷, 第 7 期 (总 325), 2018 年 7 月

论 文

考虑粒间法向接触力作用的粗粒土颗粒破碎试验研究	周 健, 张艳伟, 周韵鸿, 张 嫣 (1163)
考虑颗粒破碎影响的粗粒土的剪切强度理论	徐永福 (1171)
抗土洞塌陷的低填方加筋路基荷载传递机制及设计方法	陈福全, 赖丰文 (1180)
冻土中气态水迁移及其对土体含水率的影响分析	贺佐跃, 张 升, 滕继东, 姚仰平, 盛岱超 (1190)
FDEM-TM 方法模拟岩石热破裂	严成增 (1198)
双尺度渐进展开计算黏土渗透率影响因素研究	周力沛, 唐晓武, 程冠初, 孙祖峰 (1205)
饱和正冻土水热力耦合模型的改进	何 敏, 冯孝鹏, 李 宁, 刘乃飞 (1212)
横观各向同性岩石蠕变性质与本构模型研究	王者超, 宗 智, 乔丽萍, 李 嵘, 刘 杰 (1221)
异形盾构隧道衬砌结构计算模型和受力特征研究	朱叶艇, 朱雁飞, 张子新, 黄 听 (1230)
长壁采空区对采动煤岩应力分布规律的影响研究	王朋飞, 冯国瑞, 赵景礼, CHUGH Yoginder P, 王志强 (1237)
化学电渗法加固软黏土地基对比室内试验研究	任连伟, 肖 扬, 孔纲强, 张敏霞 (1247)
超大型地下洞室拱圈围岩变形、破坏特性研究	刘 健, 朱赵辉, 蔡 浩, 上官瑾, 李秀文 (1257)
高吸力段黏土水合机制及微观持水模型研究	黄 伟, 刘清秉, 项 伟, 郎林智, 崔德山, 王菁莪 (1268)
反复微震作用下顺层及反倾岩质边坡的动力稳定性分析	杨忠平, 刘树林, 刘永权, 何春梅, 阳 伟 (1277)

短 文

地震和降雨耦合作用下黄土边坡动力响应的振动台试验研究	王兰民, 蒲小武, 吴志坚, 徐舜华, 刘 琨 (1287)
加载路径对重塑黄土一维蠕变特性的影响	罗 汀, 陈 栋, 姚仰平, 刘 林, 龚胜霞 (1294)
土层锚索浆体与筋体黏结强度的试验研究	付文光, 卓志飞, 任晓光 (1300)
微生物诱导碳酸镁沉淀试验研究	孙潇昊, 缪林昌, 童天志, 王呈呈 (1309)
城市生活垃圾中优先流规律的穿透试验研究	张文杰, 严宏罡, 孙 钺 (1316)
初始静态应力场中爆生裂纹的扩展行为	杨立云, 丁晨曦, 郑立双, 包仕俊, 张勇进, 刘振坤 (1322)
劈裂灌浆扩散机理研究	欧阳进武, 张贵金属, 刘 杰 (1328)
激光扫描隧洞变形与岩体结构面测试技术及应用	许 度, 冯夏庭, 李邵军, 吴世勇, 邱士利, 周扬一, 高要辉 (1336)
等向压缩应力条件下原状黄土的吸湿持水特性	张登飞, 陈存礼, 张 洁, 刘 科, 游子龙, 陈 成 (1344)
考虑隶属函数特性的边坡模糊可靠性分析	张永杰, 邓俊强, 李侑军, 王桂尧 (1350)

讨 论

关于“考虑桩侧土体三维效应和地基剪切变形的隧道开挖对邻近桩基影响分析”的讨论	程 康, 夏唐化, 仇浩森 (1359)
对“考虑桩侧土体三维效应和地基剪切变形的隧道开挖对邻近桩基影响分析”讨论的答复	
	张治国, 姜蕴娟, 徐 晨, 宫剑飞 (1360)

简 讯

中国土木工程学会第十三届全国土力学及岩土工程学术大会 (第一号通知)	(1170, 1189)
第十届全国土动力学学术会议二号通知	(1246)
第十届全国基坑工程研讨会暨第一届全国可回收锚索技术研讨会 (2 号通知)	(1267)
《岩土工程学报》征订启事	(1293)
本期广告索引	(1315)
《岩土工程学报》第十二届编委会名单	(扉页 I)
征稿简则	(扉页 II)

第 40 卷, 第 8 期 (总 326), 2018 年 8 月

论 文

- 土的现代本构理论的发展回顾与展望 杨光华 (1363)
 影响锅盖效应因素的研究 姚仰平, 王琳 (1373)
 土力学理论需要发展与变革 赵成刚, 李舰, 宋朝阳, 蔡国庆, 刘艳 (1383)
 大厚度湿陷性黄土隧道现场浸水试验研究 邵生俊, 李骏, 李国良, 王新东, 靳宝成, 邵帅 (1395)
 堆石料加载与流变过程中塑性应变方向研究 傅中志, 陈生水, 张意江, 石北啸 (1405)
 土体干缩裂隙的形成发育过程及机理 唐朝生, 施斌, 崔玉军 (1415)
 基于微观破损机理的胶结砂土三维本构模型研究 张伏光, 蒋明镜 (1424)
 考虑竖向波动效应的径向非均质黏性阻尼土中管桩纵向振动响应研究 崔春义, 孟坤, 武亚军, 马科研, 杨刚 (1433)
 碾石土心墙料水力劈裂试验研究 凌华, 王伟, 王芳, 傅华, 韩华强 (1444)
 圆形隧道弹塑性分析的强度理论效应研究 张常光, 张成林, 周菲, 晏青 (1449)
 横观各向同性岩石弹塑性本构模型与参数求解方法研究 王者超, 宗智, 乔丽萍, 李术才, 李歲 (1457)
 基于 NMR 技术及分形理论预测 SWRC 陶高梁, 陈银, 袁波, 甘世朝, 吴小康, 朱学良 (1466)
 浅部地下洞穴散射波对波场扰动分析 柴华友, 柯文汇, 陈健, 黄祥国, 李忠超 (1473)
 拱北隧道“钢管-冻土”复合结构承载力试验研究 胡向东, 邓声君, 汪洋 (1481)
 填埋场内垃圾的持水特性和孔径分布研究 张文杰, 陈鲁, 严宏罡 (1491)
 RT 模式下考虑主应力偏转的刚性挡墙地震主动土压力 张雯萍, 周亦涛, 俞缙, 刘士雨, 蔡燕燕, 余闯 (1498)
 小净距隧道群下穿既有运营隧道离心模型试验研究 金大龙, 袁大军, 韦家昕, 李兴高, 陆平 (1507)
 断裂黏滑错动下隧道减错措施作用效果模型试验研究 王道远, 崔光耀, 袁金秀, 朱永全, 朱正国, 李冬, 王洪凡 (1515)

短 文

- 成层软土地基上土堤填筑稳定性的塑性极限分析 雷国辉, 张惠敏, 刘芳雪, 张飞, 庄妍 (1522)
 水平地震作用下双级加筋土挡墙格栅应变及破裂面分析 蔡晓光, 李思汉, 黄鑫 (1528)
 分数阶塑性力学及其砂土本构模型 孙逸飞, 高玉峰, 鞠雯 (1535)
 深层搅拌水泥土基底加固层的三维随机有限元分析 刘勇, 李福豪, 陈健, 胡俊 (1542)
 剪切双曲线型等效时间流变模型 胡亚元 (1549)
 砂质黄土地层中既有隧道上方挖方离心模型试验研究 王希元, 龚伦, 吴金霖, 马相峰, 仇文革, 敖维林, 李洋 (1556)

简 讯

- 中国土木工程学会第十三届全国土力学及岩土工程学术大会(第一号通知) (1414)
 《岩土工程学报》征订启事 (1472)
 本期广告索引 (1555)
 《岩土工程学报》第十二届编委会名单 (扉页 I)
 征稿简则 (扉页 II)

第 40 卷, 第 9 期 (总 327), 2018 年 9 月

论 文

- 基于非局部 Biot 理论下饱和土中深埋圆柱形衬砌对平面弹性波的散射 徐长节, 丁海滨, 童立红, 杨园野 (1563)
 岩石变形记忆效应: 应用、试验与理论 王海军, 汤雷, 任旭华, 钟凌伟, 司富安, HSIEH Ariel (1571)
 低渗储层砂岩渗流-应力-损伤渐裂过程的渗透特性演化研究 刘先珊, 王科, 许明 (1584)
 单轴压缩条件下锚杆影响脆性岩体破裂的细观机制 王斌, 宁勇, 冯涛, 曾泽民, 郭泽洋 (1593)
 “三段式”岩石滑坡的锁固段破坏模式及演化机制 黄达, 张晓景, 顾东明 (1601)
 考虑岩土材料变形时空非均匀特征的 DSCM 快速分析方法 李元海, 唐晓杰 (1610)
 碎石垫层沉箱基础水平循环加载模型试验与分析 陈渊文, 黄茂松, 楼初旸 (1619)
 基于 Timoshenko 梁理论的车辆荷载下沉管隧道振动预测 陆世杰, 魏纲 (1627)

- 水力梯度对黏土渗透性影响的试验研究 宋林辉, 黄 强, 闫 迪, 梅国雄 (1635)
 气动式四向控制空心圆柱扭剪仪的研制与应用 林 楠, 叶冠林, 王建华 (1642)
 水力-力学耦合的超固结非饱和土本构模型的隐式积分算法及其应用 李吴刚, 杨 庆 (1652)
 川西松潘上窑沟古滑坡复活特征及危险性预测研究 吴瑞安, 张永双, 郭长宝, 杨志华, 任三绍, 陈 鹏 (1659)
 基于 Mein-Larson 模型的非饱和锐利浸润锋模型 于宁宇, 范 文, 魏婷婷 (1668)
 二段线弹性海床上悬链线立管触地段贯入响应解析解 王 腾, 杜宝平 (1676)

短 文

- 基于混合量热原理的冻土比热容测试方法 李顺群, 王杏杏, 夏锦红, 申道明 (1684)
 考虑孔隙水盐分效应的人工软黏土工程特性与本构模型 张彤炜, 邓永锋, 吴子龙, 刘松玉, 刘 磊 (1690)
 柔性锚胫法向承力锚安装轨迹和承载性能分析 王忠涛, 王春乐, 杨 庆, 丛斌龙 (1698)
 一种基于离散元的模拟颗粒破碎方法 刘 苏, 王剑锋 (1706)
 深井富水工作面“动—静”应力效应诱发冲击地压机理研究 李 东, 姜福兴, 陈 洋, 舒湊先, 田昭军, 王 永, 王维斌 (1714)
 冻结饱和标准砂压缩性试验研究 孙晓宇, 齐吉琳, 尹振宇 (1723)
 堆石料动力变形特性试验研究 吕小龙, 迟世春, 贾宇峰 (1729)
 砂土地基小直径单桩的浅层土 $p - y$ 曲线 王晓伟, 叶爱君, 商 宇 (1736)
 截排减压抗浮系统在抗浮事故处理中的应用 朱东风, 曹 洪, 骆冠勇, 潘 泓, 梅锦玲 (1746)
 黄土沟壑高填方工后地下水与土体含水率变化研究 段 旭, 董 琪, 门玉明, 常 园, 叶万军 (1753)

简 讯

- 中国土木工程学会第十三届全国土力学及岩土工程学术大会(第一号通知) (1618)
 《岩土工程学报》征订启事 (1683)
 勘 误 (1735)
 本期广告索引 (1675)
 《岩土工程学报》第十二届编委会名单 (扉页 I)
 征稿简则 (扉页 II)

第 40 卷, 第 10 期(总 328), 2018 年 10 月

论 文

- 土的负蠕变特性及其本构模型 姚仰平, 方雨菲 (1759)
 堆石料剪切强度与变形的尺寸效应模拟 邵晓泉, 迟世春, 陶 勇 (1766)
 层状围岩中管片衬砌受力特征的模型试验研究 胡雄玉, 杨清浩, 何 川, 曹淞宇 (1773)
 砂岩裂纹起裂损伤强度及脆性参数演化试验研究 刘泉声, 魏 莱, 雷广峰, 刘 琪, 彭星新, 刘 鹤 (1782)
 非饱和土成层场地波浪问题的解析解及应用 李伟华, 胡叶尘, 赵成刚, 郑 洁 (1790)
 寒区输水渠道衬砌与冻土相互作用的冻胀破坏试验研究 王 爿, 王正中, 刘铨鸿, 肖 畏 (1799)
 基于深度学习技术的公路隧道围岩分级方法 柳厚祥, 李汪石, 查焕奕, 蒋武军, 许 腾 (1809)
 考虑率效应的岩石材料次加载面动态本构模型 周永强, 盛 谦, 罗红星, 冷先伦, 付晓东, 李娜娜 (1818)
 拉力型锚索各锚筋受力不均匀现象试验研究 付文光, 周 凯, 卓志飞 (1827)
 具有裂隙的压实黏土衬垫污染物迁移参数研究 李 磊, 汪 俊, 黄 勇 (1836)
 双层非均质地基中 $V-T$ 联合受荷桩承载特性分析 邹新军, 杜昊桐, 王亚雄 (1843)
 循环荷载作用下格栅防护柔性埋地管道的性能分析 肖成志, 何晨曦, 王嘉勇 (1852)
 受不同加载偏转角影响的含裂纹砂岩劈裂声发射试验研究 谢 强, 唐家辉, 鲁鲲鹏, 傅 翔, 班宇鑫 (1862)
 基于贝叶斯更新和信息量分析的边坡钻孔布置方案优化设计方法 蒋水华, 刘 贤, 尧睿智, 姜清辉, 黄劲松, 周创兵 (1871)
 隧道岩溶管道型突涌水动态演化特征及涌水量综合预测 王健华, 李术才, 李利平, 许振浩 (1880)
 裂隙岩体小净距超大断面隧道围岩非连续变形分析 贺 鹏, 李术才, 李利平, 许振浩, 石少帅, 陈云娟 (1889)

焦点论坛

- 实用主义与土力学 李广信 (1897)

短 文

- 不同墙趾约束条件下模块式加筋土挡墙离心模型试验 陈建峰, 张琬 (1905)
基于等效骨架孔隙比指标的饱和砂类土抗液化强度评价 吴琪, 陈国兴, 朱雨萌, 周正龙, 周燕国 (1912)
旱涝急转下斜墙坝渗流特性试验研究 叶伟, 马福恒, 胡江, 李子阳 (1923)
上海软土小应变三轴试验及本构模拟 杨同帅, 叶冠林, 顾琳琳 (1930)
浅埋矩形顶管的“整体背土效应”研究 高毅, 冯超元, 程鹏 (1936)
循环抽注水作用下承压含水层砂土的变形特性 李亚杰, 王旭东, 王雅平, 常银生 (1943)
上海陆家嘴地区超深大基坑邻近地层变形的实测分析 刘波 (1950)

简 讯

- 中国土木工程学会第十三届全国土力学及岩土工程学术大会(第一号通知) (1826)
第十五次中国岩石力学与工程学术年会第二十八分会场会议通知 (1879)
第十三届“孙钧讲座”学术报告 2 号通知 (1904)
欢迎订阅《勘察科学技术》 (1911)
《岩土工程学报》征订启事 (1929)
本期广告索引 (1942)
《岩土工程学报》第十二届编委会名单 (扉页 I)
征稿简则 (扉页 II)

第 40 卷, 第 11 期(总 330), 2018 年 11 月

论 文

- 钻孔回填料与直埋式应变传感光缆耦合性研究 张诚成, 施斌, 刘苏平, 顾凯, 张磊, 魏广庆 (1959)
各向异性软土基坑抗隆起稳定分析 蔡露, 周建, 应宏伟, 龚晓南 (1968)
饱和软土场地中地下结构非线性地震响应分析的一个 FEM-IBEM 耦合方法 梁建文, 朱俊 (1977)
从流动到可塑状态软黏土的一维固结特性试验研究 雷国辉, 杨元上, 赵仲辉 (1988)
附加应力法计算刚性桩复合地基路基沉降 刘吉福, 郑刚, 龚晓南 (1995)
基于浆液-岩体耦合效应的微裂隙岩体注浆理论研究 张连震, 张庆松, 刘人太, 李术才 (2003)
武隆鸡尾山滑坡形成机理数值模拟研究 许强, 邓茂林, 李世海, 王杰 (2012)
冲击荷载作用下岩石动态响应预测研究 刘杰, 冯世国, 李天斌, 王瑞红, 雷岚, 王飞 (2022)
深部开采动力扰动下底板应力演化及裂隙扩展机制 李春元, 张勇, 张国军, 高守阳, 王泓博 (2031)
基于广义耦合马尔可夫链的地层变异性模拟方法 邓志平, 李典庆, 祁小辉, 曹子君 (2041)
不同围压加载方式下土石混合体变形破坏机制颗粒流模拟研究 张强, 汪小刚, 赵宇飞, 刘立鹏, 林兴超, 石崇 (2051)
描述饱和土热固结过程的一个非线性模型及数值分析 郭志光, 白冰 (2061)
求解三维均质边坡安全系数的稳定性图表法研究 孙超伟, 柴军瑞, 许增光, 覃源, 李刚 (2068)
材料参数空间变异性对水泥固化淤泥填筑路堤稳定性影响研究 章荣军, 于同生, 郑俊杰 (2078)
软土地区隔断墙控制基坑变形的作用机理及其效果研究 冯春蕾, 张顶立, 房倩, 侯艳娟 (2087)
土质边坡地震稳定性状态判定方法研究 张江伟, 李小军, 王晓明, 迟明杰, 王玉石 (2096)

短 文

- 酸碱污染重塑粉质黏土的塑性及其与力学性的关系 高彦斌, 刘佳丹, 王雨滢 (2103)
地震作用下锚固参数对岩体边坡锚固界面剪应力分布影响分析 言志信, 屈文瑞, 龙哲, 董建华, 江平 (2110)
考虑区间分布的幂律流体脉动渗透注浆扩散机制研究 张聪, 梁经纬, 阳军生, 张贵金属, 谢亦朋, 叶新田 (2120)
间断级配砂土中管线破损引起的渗流侵蚀模型试验 张冬梅, 杜伟伟, 高程鹏 (2129)
基于联系云的围岩稳定性可拓评价模型 汪明武, 董景铨, 董昊, 周天龙, 金菊良 (2136)
致密砂岩储层水平井螺旋射孔参数优化研究 张儒鑫, 侯冰, 单清林, 谭鹏, 吴越, 郭小锋 (2143)
土工离心试验应力相似差异特征与设计准则 王永志, 王海, 袁晓铭, 段雪峰 (2148)

简 讯

中国土木工程学会第十三届全国土力学及岩土工程学术大会(第一号通知)	(2077)
第十五次中国岩石力学与工程学术年会第二十八分会场会议通知	(2102)
欢迎订阅《勘察科学技术》	(1987)
《岩土工程学报》征订启事	(2119)
本期广告索引	(2021)
《岩土工程学报》第十二届编委会名单	(扉页 I)
征稿简则	(扉页 II)

第 40 卷, 第 12 期(总 331), 2018 年 12 月

论 文

基于等效线性化的土-地下结构整体动力时程分析方法研究	杜修力, 许紫刚, 许成顺, 李 洋, 蒋家卫 (2155)
堆石料状态相关三维多重机制边界模型	方火浪, 蔡云惠, 王文杰 (2164)
基于沉降控制的组合后压浆灌注桩承载力计算研究	戴国亮, 万志辉, 龚维明, 王 磊 (2172)
悬挂式帷幕地铁深基坑变形特性研究	李方明, 陈国兴, 刘雪珠 (2182)
孔洞对爆生裂纹动态扩展行为影响研究	李 盟, 朱哲明, 刘瑞峰, 刘 邦 (2191)
三维胶结结构性土 UH 模型	祝恩阳, 李晓强, 朱建明 (2200)
新型透明黏土制配及其物理力学特性研究	孔纲强, 周 杨, 刘汉龙, 王成青, 文 磊 (2208)
基于随机多项式展开的流固耦合非饱和土坡概率反分析	吴 芳, 张璐璐, 郑文棠, 魏 鑫 (2215)
改进的膨胀土侧限膨胀试验研究	张 锐, 张博亚, 郑健龙, 刘正楠 (2223)
三维层状路面结构动力响应的混合变量法	王 妍, 林 翠 (2231)
地埋梁与横观各向同性层状地基相互作用的广义 Vesic 解答	王 雨, 陈文化 (2241)
聚丙烯纤维加筋砂土的剪胀特性	孔玉侠, 沈飞凡, 王慧娟 (2249)
不同直径盾构隧道地层损失率的对比研究	吴昌胜, 朱志铎 (2257)
地表移动荷载对既有地下隧洞动力影响解析研究	曹志刚, 孙 思, 袁宗浩, 蔡袁强 (2266)

短 文

交通荷载作用下埋地承插口排水管道动力响应分析	王复明, 方宏远, 李 斌, 陈 灿 (2274)
恒阻锚杆支护机理数值分析	唐春安, 陈 峰, 孙晓明, 马天辉, 杜艳红 (2281)
新型拉压复合型锚杆锚固性能研究: I 简化理论	涂兵雄, 刘士雨, 俞 璟, 何锦芳, 周建烽, 贾金青 (2289)
基于三维柔性薄膜边界的土石混合体大型三轴试验颗粒离散元模拟	金 磊, 曾亚武 (2296)
基于土壤转换函数(PTF)预测不同初始孔隙比土的土-水特征曲线	叶云雪, 邹维列, 袁 斐, 刘家国 (2305)
土压平衡盾构刀盘环向开口率研究	杨志勇, 江玉生, 张晋勋 (2312)
游离氧化铁对红黏土持水特性的影响	牛 庚, 孙德安, 韦昌富, 邵龙潭 (2318)
移动荷载作用下层状正交各向异性地基平面应变问题动力响应	张春丽, 王 博, 祝彦知 (2325)
基于触变流体理论的可液化土体振动孔压模型	王志华, 何 健, 高洪梅, 王炳辉, 沈吉荣 (2332)
袋装淤泥质土挡墙现场试验研究	樊科伟, 刘斯宏, 徐思远, 王建磊 (2341)

简 讯

中国土木工程学会第十三届全国土力学及岩土工程学术大会(第一号通知)	(2181)
第九届深基础工程发展论坛(第一号通知)	(2304)
欢迎订阅《勘察科学技术》	(2311)
《岩土工程学报》征订启事	(2348)
本期广告索引	(2324)
2018 年总目录(第 40 卷), 第 1~12 期(总 318~322, 324~328, 330, 331 期)	(I)
《岩土工程学报》第十二届编委会名单	(扉页 I)
征稿简则	(扉页 II)

Chinese Journal of Geotechnical Engineering
Contents of Vol.40, No. 1~12, (Total No. 318~322, 324~328, 330, 331) 2018
Vol. 40, No. 1 (Total No. 318) Jan. 2018

HUANG WEN-XI LECTURE

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

PAPERS

- Dynamic behaviors of MICP-treated calcareous sand in cyclic tests LIU Han-long, XIAO Peng, XIAO Yang, WANG Jian-ping, CHEN Yu-min, CHU Jian (38)
- Centrifuge modeling of 200000 tonnage sheet-pile wharfs with relief platform XU Guang-ming, LIU Yang, REN Guo-feng, GU Xing-wen (46)
- Three-dimensional strength criterion for transverse isotropic geomaterials LU De-chun, LIANG Jing-yu, WANG Guo-sheng, DU Xiu-li (54)
- Dynamic response of subgrade under moving loads of main landing gears LING Dao-sheng, WANG Yun-long, ZHAO Yun, HUANG Bo, ZHOU Yan-guo (64)
- Dominant discontinuities based on stereographic projection and K -means clustering algorithm WANG Jun-jie, FENG Deng, CHAI He-jun, LIU Yun-fei (74)
- Investigation on binary medium model taking frozen silt soils under -6°C for example ZHANG De, LIU En-long, LIU Xing-yan, SONG Bing-tang (82)
- Effects of spudcan penetration on adjacent piles based on large deformation of soils FAN Yi-fei, WANG Jian-hua, DAI Xiao-ru (91)
- New method for calculating soil surface evaporation considering effect of wind speed TENG Ji-dong, SHAN Feng, ZHANG Sheng, TONG Jun (100)
- Filling standards and gradation optimization of rockfill materials ZHU Sheng, ZHONG Chun-xin, ZHENG Xi-lei, GAO Zhuang-pin, ZHAN Zhen-gang (108)
- Strength criterion of cross-anisotropic Q_3 loess XU Ping, SHAO Sheng-jun, ZHANG Shuai (116)
- Application of elastic cable theory in design of reinforced earth structure WANG Zong-jian, MA Shu-wen, TANG Xiao-shuang, WU Jin-ming, ZHI Xian-ping, LU Liang (122)
- Theoretical and experimental studies on drilling cutting weight considering effective stress TANG Ju-peng, CHEN Shuai, LI Wei-jun (130)
- Influences of size effect and in-situ stress of columnar jointed basalt relaxation zone WANG Peng, HONG Wang-bing, SONG Gang (139)
- Coupled damage and friction model for persistent fractured rocks considering multi-scale structures LIU Wu (147)
- Salt expansion inhibitors for sulphated salty soil ZHANG Jia-xing, PEI Xiang-jun, WEI Lu (155)

NOTES

- Calculation of deformation and internal force of multi-pivot retaining structure considering influence of earth berm ZHANG Hao, GUO Yuan-cheng, SHI Ming-lei, MA Zhen-zhen (162)
- Defect detection of an ancient building with brick-clay structure base ZHU Cai-hui, LI Ning, GUO Bing-xuan, LIU Qin-pei (169)
- Face stability analysis of EPB shield tunnel in sand WANG Jun, HE Chuan (177)
- Bearing characteristics of reinforced soil with longitudinal and transverse ribs of geogrids WANG Jia-quan, LU Meng-liang, ZHOU Yue-fu, ZHANG Liang-liang (186)
- Relationship between earth pressure and wall displacement based on Coulomb earth pressure model XIE Tao, LUO Qiang, ZHANG Liang, JIANG Liang-wei, LIAN Ji-feng (194)
- NEWS** (73, 90, 129, 185, 201)
- Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering** (head page I)
- Invitation for original papers** (head page II)

Vol. 40, No. 2 (Total No. 319) Feb. 2018

HUANG WEN-XI LECTURE

- Discussion on some problems observed in high earth-rockfill dams WANG Xiao-gang (203)
PAPERS

- Review on damage causes and disaster mechanism of Daikai subway station during 1995 Osaka-Kobe Earthquake
 DU Xiu-li, LI Yang, XU Cheng-shun, LU De-chun, XU Zi-gang, JIN Liu (223)
 Dynamic response of a multilayered half-plane under moving loads with analytical layer-element method
 AI Zhi-yong, LIU Wen-jie, REN Guang-peng, LIU Chun-lin (237)
 Constitutive modeling of anisotropic and non-coaxial behaviors of sand CHEN Zhou-quan, HUANG Mao-song (243)
 Unified solution of Meyerhof's ultimate bearing capacity for strip foundation resting on unsaturated soils
 ZHANG Chang-guang, YAN Qing, WU Li-zhou, CAO Xue-ye, ZHANG Cheng-lin (252)
 Normalized correction of soil-water-coupled SPH model and its application
 ZHANG Wei-jie, GAO Yu-feng, HUANG Yu, MAEDA Kenichi (262)
 Ground surface settlement of shield tunnels considering spatial variability of multiple geotechnical parameters
 WANG Chang-hong, ZHU He-hua, XU Zi-chuan, LI Jian-gao (270)
 Spatial estimation and assignment of finite element model parameters for rockfill dams under digitized construction
 CHEN Hui, LIU Dong-hai, QI Lan (278)
 Shaking table tests on liquefaction resistance performance of single rigid-drainage pile
 YANG Yao-hui, CHEN Yu-min, LIU Han-long, LI Wen-wen, JIANG Qiang (287)
 Unified theoretical solution for ultimate bearing capacity of vertical strip anchor
 HU Wei, LIU Shun-kai, ZOU Gui-hua, ZHAO Pu (296)
 Dynamic soil pressure method for underground structures JIANG Lu-zhen, CHEN Jun, LI Jie, CHEN Yan-hua (305)
 Application of PIV in model tests on frozen unsaturated soils and grayscale correlation analysis
 LIU Zhen-ya, LIU Jian-kun, LI Xu, HU Tian-fei, FANG Jian-hong (313)
 Dynamic stress concentration and damping mechanism of twin cylindrical composite-lined tunnels subjected to vertical incident
 plane SV waves GAO Bo, WANG Shuai-shuai, SHEN Yu-sheng, FAN Kai-xiang (321)
NOTES
 Field tests on double-pile foundation of bridges in high-steep cross slopes
 ZHAO Ming-hua, YANG Chao-wei, CHEN Yao-hao, YIN Ping-bao (329)
 Probabilistic characterization of underground stratigraphy and its uncertainty based on cone penetration test
 CAO Zi-jun, ZHENG Shuo, LI Dian-qing, AU Sui-ku (336)
 Experiment of membrane penetration on coarse grained soil JI En-yue, ZHU Jun-gao, WANG Qing-long, JIANG Ming-jie (346)
 Seismic damage mechanism and treatment technologies of construction landslide section of highway tunnels in highly seismic region
 WANG Dao-yuan, CUI Guang-yao, YUAN Jin-xiu, ZHU Chang-an (353)
 Experimental study on seismic behavior of bored cast-in-situ pile in soft soil area
 LIU Chang, LIU Yan-po, ZHENG Gang, LIU Yong-chao (360)
 Dynamic tests and damage mechanism of frozen aeolian soil in western Liaoning area of China
 ZHANG Xiang-dong, LI Jun, YI Fu, SUN Qi, QU Zhi, HU Yue-long (370)
 Case study and practical analysis of lateral bearing characteristics of a single pile in Taihu soft soils using CPTU data
 LI Hong-jiang, LIU Song-yu, TONG Li-yuan, HA Si, YANG Wan-yong (378)
 Influencing mechanism of acidification pretreatment on hydraulic fracture for deep fractured shale reservoirs
 TAN Peng, JIN Yan, HAN Ling, SHAN Qing-lin, ZHANG Ya-kun, CHEN Gang, ZHOU Ying-cao (384)
NEWS (295, 304, 312, 320, 328, 369)
Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering (head page I)
Invitation for original papers (head page II)

Vol. 40, No. 3 (Total No. 320) Mar. 2018

PAPERS

- Experimental study on gob-side entry formed by roof cut of broken roof at shallow depth of Hecaogou No. 2 Coalmine HE Man-chao, GUO Peng-fei, WANG Jiong, WANG Hao (391)
- Process analysis of split grouting based on foundation bed coefficient method ZHANG Le-wen, XIN Dong-dong, DING Wan-tao, SU Chuan-xi, WU Qi-long, WANG Hong-bo (399)
- Numerical upper bound limit analysis based on topology optimization considering soil-structure interaction JIA Cang-qin, HUANG Qi-wu, WANG Gui-he (408)
- Propagation and response laws of mine seism DU Tao-tao (418)
- Influences of overconsolidation ratio on undrained creep behavior of overconsolidated saturated clay HAN Jian, YAO Yang-ping, YIN Zhen-yu (426)
- Experimental study on wetting water permeability of unsaturated intact loess under isotropic stress ZHANG Deng-fei, CHEN Cun-li, ZHANG Jie, JIA Ya-jun (431)
- Dynamic simulation of “12·20” Shenzhen landslide SUN Yu-jin, SONG Er-xiang (441)
- Influences of structural variation of host rock induced by engineering activities on water inrush of tunnels HUANG Zhen, ZHU Shu-yun, ZHAO Kui, LI Xiao-zhao, WU Rui, WANG Ying-chao, WANG Xiao-jun (449)
- Frost heaving pressure and characteristics of frost cracking in elliptical cavity (crack) of rock mass under coupled thermal-mechanical condition at low temperature HUANG Shi-bing, LIU Quan-sheng, LIU Yan-zhang, CHENG Ai-ping (459)
- Development and preliminary application of a new temperature-controlled triaxial test system for unsaturated soils LI Jian, WANG Yong, KONG Ling-wei, WANG Ming-yuan, CHENG Peng, MA Yong-zheng (468)
- Experimental investigation on liquefaction resistance of fine-coarse-grained soil mixtures based on theory of intergrain contact state WU Qi, CHEN Guo-xing, ZHOU Zheng-long, LING Dao-sheng (475)

TRIBUNE FOR FOCUSED DISPUTE

- On principle of effective stress and effective stress DU Xiu-li, ZHANG Pei, XU Cheng-shun, LU De-chun (486)

NOTES

- Large-scale direct shear tests on shear strength of interface between marine soil and steel piles YAN Shu-wang, LIN Shu, JIA Zhao-lin, LANG Rui-qing (495)
- Experimental study on lateral pile-soil pressure on passive part of pile groups in innovative sheet-pile wharf XU Guang-ming, REN Guo-feng, GU Xing-wen, CHEN Ai-zhong, LI Le-chen (502)
- Three-section method for calculating internal force and deformation of cantilevered anti-slide pile SU Ai-jun, HUO Xin, WANG Jie-tao, LU Zhi-chun, JIAO Shi-jie (512)
- Shaking table tests on acceleration response of ground fissure site XIONG Zhong-ming, ZHANG Chao, HUO Xiao-peng, CHEN Xuan (520)
- Porosity evolution of sandstone dissolution under wetting and drying cycles LIU Xin-rong, YUAN Wen, FU Yan, WANG Zi-juan, MIAO Lou-li, XIE Wen-bo (527)
- Stresses induced by vertical rectangular uniform loads within ground based on Mindlin solution HE Chun-bao, WANG Lin-bin, LI Gao-yang (533)
- Performances of cement-stabilised/solidified contaminated site soils WANG Fei, SHEN Zheng-tao, WANG Hai-ling (540)
- Dynamic response of XCC pile-geogrid composite foundation of expressways influenced by vehicles with different speeds YIN Feng, LIU Han-long, CHEN Yu-min, LI Jian-bin, ZHOU Hang, CHU Jian (546)
- Determination of maximum and minimum void ratios of sands and their influence factors LI Shan-shan, LI Da-yong, GAO Yu-feng (554)
- Large-scale model tests on face instability of shallow shield tunnels in sand LI Jiao-yang, LIU Wei, ZOU Jin-jie, ZHAO Yu, GONG Xiao-nan (562)
- Photoelastic experiments on failure characteristics of fractured rock with different sizes XIE Can, LI Shu-chen, YAN Qin, LI Jing-long, ZHAO Shi-seng (568)
- New method of joint surface morphology for calculating JRC ZHAO Zhi-peng¹, MA Ming¹, WANG Gang, WANG Ke (576)
- NEWS** (417, 467, 553, 561, 567, 582)
- Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering** (head page I)
- Invitation for original papers** (head page II)

Vol. 40, No. 4 (Total No. 321) Apr. 2018

PAPERS

- Inertia force-displacement method for seismic analysis of shallow buried underground structures DU Xiu-li, XU Zi-gang, XU Cheng-shun, LI Yang (583)
- Experimental study on artificial recharge of second Tianjin silt and silty sand micro-confined aquifer ZHENG Gang, CAO Jian-ran, CHENG Xue-song, HA Da, LIU Ju (592)
- Full-flow strength tests on the soft clay in the northern slope of the South China Sea NIAN Ting-kai, FAN Ning, JIAO Hou-bin, JIA Yong-gang (602)
- Calculation of seepage spill point position based on total potential energy in real domain HOU Xing-min, SUN Wei-jian (612)
- A microstructure-dependent hydro-mechanical coupled constitutive model for unsaturated soils CAI Guo-qing, WANG Ya-nan, ZHOU An-nan, ZHAO Cheng-gang (618)
- Exponential true triaxial strength criteria for rock ZHANG Qiang, LI Cheng, GUO Qiang, MIN Ming, JIANG Bin-song, WANG Yan-ning (625)
- Shaking table tests on immersed tunnel-joint-soil CHEN Hong-juan, YAN Wei-ming, CHEN Shi-cai, ZHANG Xue-ming (634)
- Strength and environmental behaviors of solidified fly ash under carbonation effect TANG Qiang, PAN Ling-ling, GAO Yu-feng, CHEN Su, YIN Li-xin (645)
- Slope stability using discontinuity topology optimization technique JIA Cang-qin, HUANG Qi-wu, WANG Gui-he (655)
- Homogenized additional stress coefficient of foundation piles based on generalized mode of pile shaft resistance WANG Tao, LIU Jin-li, WANG Xu (665)
- Effects of non-coaxiality and soil anisotropy on tunneling-induced subsurface settlements YUAN Ran, YANG Wen-bo, YU Hai-Sui, ZHOU Bo (673)
- Experimental study on evolution of loess structure using acid solutions ZHANG Yao, HU Zai-qiang, CHEN Hao, LI Bing, SONG Zhao-yang (681)
- Effects of twin shield tunneling with different construction sequences and different relative locations on adjacent pipelines MA Shao-kun, LIU Ying, SHAO Yu, DUAN Zhi-bo, LÜ Hai-bo (689)
- Particle breakage characteristics of rockfills under complex stress paths WANG Yuan, ZHANG Sheng, AO Da-hua, YU Yu-zhen, SUN Xun (698)
- Damage and pressure melting analysis of frozen saline soils in process of triaxial compression tests GAO Juan, LAI Yuan-ming (707)
- Torsional dynamic response of pipe piles based on additional mass model LIU Hao, JIANG Guo-sheng, MEI Guo-xiong, LIANG Rong-zhu, WU Wen-bing (716)
- Spatial variation characteristics of shear wave velocity structure and its application to quaternary deep sediment layers in Suzhou region ZHU Jiao, CHEN Guo-xing, XU Han-gang, LIU Xue-ning (726)
- Strength criteria and slipping planes of anisotropic sand considering direction of major principal stress DONG Tong, ZHENG Ying-ren, KONG Liang, ZHE Mei (736)
- Influences of self-organization of granular materials on particle crushing based on discrete element method ZHANG Ke-fen, ZHANG Sheng, TENG Ji-dong, SHENG Dai-chao (743)

NOTES

- Mesoscopic numerical tests on seepage failure characteristics of coarse grained soils JIANG Zhong-ming, YUAN Tao, LIU De-qian, LI Xiao-fan (752)
- Shaking table tests on influences of water content of soils on dynamic failure modes and dynamic responses of slopes YANG Bing, SUN Ming-xiang, WANG Run-ming, YANG Tao, FENG Jun, ZHOU De-pei (759)

- Parameter inversion of probability integration method using surface movement vector LI Pei-xian, WAN Hao-ming, XU Yue, YUAN Xue-qi, ZHAO Yin-peng (767)

- NEWS** (591, 611, 624, 644, 664, 735)

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

- Invitation for original papers** (head page II)

Vol. 40, No. 5 (Total No. 322) May 2018

PAPERS

Necessary trigger conditions of liquefaction for gravelly soil layers	YUAN Xiao-ming, QIN Zhi-guang, LIU Hui-da, CAO Zhen-zhong, XU Hong-xuan (777)
Investigation into leachate transport in MSW landfills under pumping of vertical wells	KE Han, HU Jie, WU Xiao-wen, MENG Meng (786)
Shearing mechanical model and experimental verification of bolts in jointed rock mass	LIU Quan-sheng, LEI Guang-feng, PENG Xing-xin, WEI Lai (794)
Experimental study on mechanical behavior and particle crushing of coral sand-gravel fill	WANG Gang, YE Qin-guo, ZHA Jing-jing (802)
Analytical solutions for changes in predominant frequency of a site based on characteristic parameters of liquefiable interlayer	SUN Rui, YANG Yang, CHEN Long-wei, HUANG Bao-rong (811)
Pre-evaluation for rock burst risks in island longwall panel before mining	ZHU Guang-an, DOU Lin-ming, DING Zi-wei, XIE Jia-hao (819)
Model tests and numerical analysis for water inrush caused by karst caves filled with confined water in tunnels	PAN Dong-dong, LI Shu-cai, XU Zhen-hao, LI Li-ping, LU Wei, LIN Peng, HUANG Xin, SUN Shang-qu, GAO Cheng-lu (828)
Review of seismic response of structure-soil-structure interaction system	WANG Guo-bo, YUAN Ming-zhi, MIAO Yu (837)
Design of sealing bottom water-stop body of anti-floatage anchor-jetting body in non-dewatering deep foundation pits	DONG Tian-wen, XU Bin, WANG Jia-wei, ZHANG Jian-guo (848)
Design method for shield TBM tunnels considering backfill	WU Sheng-zhi, JIANG Zhi-yi, WANG Ming-nian, LIU Da-gang, DONG Yu-cang (857)
Experimental study on effect of multi-stage stress variations on permeability and pore structure of sandstone	MI Zhao-xu, WANG Fu-gang, SHI Na, YU Jing-zong, SUN Zhao-jun (864)
Decay characteristics of swelling pressure of compacted bentonite under salinity gradient cycling	CHEN Yong-gui, LI Quan, JIA Ling-yan, YE Wei-min, CUI Yu-jun, CHEN Bao (872)
Review of particle breakage simulation based on DEM	XU Kun, ZHOU Wei, MA Gang, CHANG Xiao-lin, YANG Li-fu (880)
Study on characteristics of dynamic stress path of finite-thickness seabed under standing waves	ZHOU Xiao-zhi, CHEN Yu-min, LIU Han-long (890)
Effect of soil stratification on deformation of buried pipelines	WANG Yu, CHEN Wen-hua, WANG Kai-xuan (900)
Calculation moisture content distribution around injection hole during in-situ leaching process of ion-adsorption rare earth mines	WANG Guan-shi, LAI Yuan-ming, LONG Ping, HU Shi-li, HONG Ben-gen, GUI Yong (910)
NOTES	
Infiltration grouting mechanism of porous media considering diffusion paths of grout	ZHANG Qing-song, WANG Hong-bo, LIU Ren-tai, LI Shu-cai, ZHANG Le-wen, ZHU Guang-xuan, ZHANG Lian-zheng (918)
Digital image recognition method of rock particle and pore system and its application	LIU Chun, XU Qiang, SHI Bin, GU Ying-fan (925)
Centrifugal model tests on composite foundation reinforced by geosynthetic-encased stone columns under embankment loads	CHEN Jian-feng, LI Liang-yong, XU Chao, FENG Shou-zhong (932)
Effect of methods of adding urea in culture media on sand solidification tests	SUN Xiao-hao, MIAO Lin-chang, TONG Tian-zhi, WANG Cheng-cheng (939)
Shaking table tests on efficiency of improvement of X-section piles against lateral spreading	LI Wen-wen, CHEN Yu-min, LIU Han-long, YANG Yao-hui, ZHANG Xin-lei (945)
Permeability properties of carbonated reactive MgO-stabilized soils	WANG Liang, LIU Song-yu, CAI Guang-hua, TANG Hao-ling (953)
Bulge deformation of geomembrane in surface holes of cushion layers considering horizontal (tangential) displacement	JIANG Xiao-zhen, TIAN Xiao-dan (960)
NEWS	(793, 818, 863, 909)
Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering	(head page I)
Invitation for original papers	(head page II)

Vol. 40, No. 6 (Total No. 324) June 2018**PAPERS**

Experimental study on sand inflow under different opening widths of shield tunnel segments	ZHENG Gang, YAO Jie, DAI Xuan, YANG Xin-yu, SUN Jia-yu (969)
Seismic performance evaluation of high CFRDs based on incremental dynamic analysis	KONG Xian-jing, PANG Rui, ZOU De-gao, XU Bin, ZHOU Yang (978)
Finite element limit analysis of slope stability considering spatial variability of soil strengths	CHEN Zhao-hui, LEI Jian, HUANG Jing-hua, CHENG Xiao-hui, ZHANG Zhi-chao (985)
Mechanical characteristics of saturated soils under thermo-cyclic loads	ZHANG Sheng, LIU Xue-qing, XU Shuo, XIONG Yong-lin, ZHANG Feng (994)
Seepage characteristics and their relationship with self-weight collapse of intact loess ground	WU Xiao-peng, WANG Lan-min, FANG Jian-hong, XU An-hua, ZHOU You-lu, ZHAO Yong-hu (1002)
Positioning of seismic sources in multilayered horizontal or inclined media	...	WANG Shuai, ZHANG Xiang-dong, JIA Bao-xin (1011)
Effect of saturation on thermo-hydro-mechanical coupled responses in porous media	GUO Zhi-guang, BAI Bing (1021)
Imaging method of seismic advanced detection in tunnels based on ellipse evolving CRP stacking and its application	CHEN Lei, LI Shu-cai, LIU Bin, LI Ming, XU Xin-ji, LI Ning-bo, NIE Li-chao (1029)
Shape factor of irregular internal cracks in rock-like materials	DAI Feng, ZHU Wan-cheng, LI Shao-hua, YU Yong-jun (1039)
Influences of temperatures on MICP-treated soils	PENG Jie, FENG Qing-peng, SUN Yi-cheng (1048)
Deformation mechanism and control technology of segment joints during process of shield tunneling prior to shaft excavation in a heat-supplying tunnel project	YAO Wen-bo, HE Shao-hui, ZHANG Jia-wen, LIU Xia-bing, GUO Yan-wei, MA Teng (1056)
Dynamic responses of an underwater site subjected to plane P- or SV-wave incidence	ZHANG Kui, LI Wei-hua, ZHAO Cheng-gang (1066)
Prediction of rock burst tendency based on weighted fusion and improved cloud model	LI Shao-hong, WANG Shao-ying, ZHU Jian-dong, LI Bu, YANG Jie, WU Li-zhou (1075)
Model tests on frost jacking behaviors of helical steel piles	WANG Teng-fei, LIU Jian-kun, TAI Bo-wen, LÜ Peng (1084)
Combined support technology of segment linings with compressible crushed stone and anchor bolts in layed rock	HU Xiong-yu, HE Chuan, WU Di, YANG Qing-hao (1093)

NOTES

Dilatancy equation and generalized plastic constitutive model for coarse-grained soils	...	GUO Wan-li, ZHU Jun-gao, PENG Wen-ming (1103)
Deformation behaviors and variable rigidity design with equilibrium settlement for CFG pile composite foundation of large storage tanks	LI Ji-cai, LI Neng-hui, CONG Jian, CAO Yong-lang, CAO Jun (1111)
Rainfall infiltration laws of compacted loess based on laboratory model tests	ZHU Cai-hui, ZHANG Shi-bin (1117)
Advances in gas permeation problems of buffer/backfill materials in high-level radioactive waste geological repository	YE Wei-min, LIU Zhang-rong, CUI Yu-jun (1125)
Mechanism of rock burst in rectangular section roadway	YIN Wan-lei, PAN Yi-shan, LI Zhong-hua (1135)
Experimental research on unloading mechanical properties of sandstone under different initial unloading levels and pore pressures	LIU Xin-rong, LIU Jun, FENG Hao, DU Li-bing, HE Chun-mei, ZHONG Zu-liang (1143)
Mechanism of stress characteristics on surface of slab-culverts under high embankments	LI Guo-wei, OU Jian, QIU Hong-chao, WU Jian-tao (1152)
NEWS	(1047, 1065, 1134, 1151, 1161)
Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering	(head page I)
Invitation for original papers	(head page II)

Vol. 40, No. 7 (Total No. 325) July 2018**PAPERS**

Experimental study on particle breakage of coarse-grained soil considering normal contact force	ZHOU Jian, ZHANG Yan-wei, ZHOU Yun-hong, ZHANG Jiao (1163)
---	-------	--

Theory of shear strength of granular materials based on particle breakage	XU Yong-fu (1171)
Load transfer mechanisms and design method of low geosynthetic-reinforced embankments subjected to localized sinkholes	CHEN Fu-quan, LAI Feng-wen (1180)
Vapour transfer and its effects on water content in freezing soils	HE Zuo-yue, ZHANG Sheng, TENG Ji-dong, YAO Yang-ping, SHENG Dai-chao (1190)
Simulating thermal cracking of rock using FDEM-TM method	YAN Cheng-zeng (1198)
Influencing factors for calculating clay permeability using asymptotic expansion method	ZHOU Li-pei, TANG Xiao-wu, CHENG Guan-chu, SUN Zu-feng (1205)
Improvement of coupled thermo-hydro-mechanical model for saturated freezing soil	HE Min, FENG Xiao-peng, LI Ning, LIU Nai-fei (1212)
Creep behaviors and constitutive model of transversely isotropic rocks	WANG Zhe-chao, ZONG Zhi, QIAO Li-ping, LI Wei1, LIU Jie (1221)
Computational model and mechanical characteristics of linings of special-shaped shield tunnels	ZHU Ye-ting, ZHU Yan-fei, ZHANG Zi-xin, HUANG Xin (1230)
Effect of longwall gob on distribution of mining-induced stress	WANG Peng-fei, FENG Guo-rui, ZHAO Jing-li, CHUGH Yoginder P, WANG Zhi-qiang (1237)
Laboratory tests on soft ground improvement by chemical electro-osmosis method	REN Lian-wei, XIAO Yang, KONG Gang-qiang, ZHANG Min-xia (1247)
Deformation and failure characteristics of top arch surrounding rock of super large underground caverns	LIU Jian, ZHU Zhao-hui, CAI Hao, SHANGGUAN Jin, LI Xiu-wen (1257)
Hydration mechanism and microscopic water retention model of clay at high suction range	HUANG Wei, LIU Qing-bing, XIANG Wei, LANG Lin-zhi, CUI De-shan, WANG Jing-e (1268)
Dynamic stability analysis of bedding and toppling rock slopes under repeated micro-seismic action	YANG Zhong-ping, LIU Shu-lin, LIU Yong-quan, HE Chun-mei, YANG Wei (1277)
NOTES	
Shaking table tests on dynamic response of loess slopes under coupling effects of earthquakes and rainfalls	WANG Lan-min, PU Xiao-wu, WU Zhi-jian, XU Shun-hua, LIU Kun (1287)
Influence of loading paths on one-dimensional creep characteristics of remodeled loess	LUO Ting, CHEN Dong, YAO Yang-ping, LIU Lin, HU Sheng-xia (1294)
Tests on bond strength between grout and tendon of soil anchors	FU Wen-guang, ZHUO Zhi-fei, REN Xiao-guang (1300)
Comparison between microbiologically-induced calcium carbonate precipitation and magnesium carbonate precipitation	SUN Xiao-hao, MIAO Lin-chang, TONG Tian-zhi, WANG Cheng-cheng (1309)
Breakthrough tests on preferential flow in municipal solid waste	ZHANG Wen-jie, YAN Hong-gang, SUN Cheng (1316)
Evolution of blasting cracks in different static compression fields	YANG Li-yun, DING Chen-xi, ZHENG Li-shuang, BAO Shi-jun, ZHANG Yong-jin, LIU Zhen-kun (1322)
Diffusion mechanism of split grouting	OUYANG Jin-wu, ZHANG Gui-jin, LIU Jie (1328)
In-situ testing technique for tunnel deformation and structural plane of rock mass based on contactless laser scanning method and its application	XU Du, FENG Xia-ting, LI Shao-jun, WU Shi-yong, QIU Shi-li, ZHOU Yang-yi, GAO Yao-hui (1336)
Wetting water retention behaviors of intact loess under isotropic compression stress	ZHANG Deng-fei, CHEN Cun-li, ZHANG Jie, LIU Ke, YOU Zi-long, CHEN Cheng (1344)
Fuzzy reliability analysis of slopes considering characteristics of membership function	ZHANG Yong-jie, DENG Jun-qiang, LI You-jun, WANG Gui-yao (1350)
DISCUSSIONS	
Discussion on “Influence of tunneling on deflection of adjacent piles considering shearing deformation of foundation and 3D effects of lateral soils beside piles”	CHENG Kang, XIA Tang-dai, QIU Hao-miao (1359)
Reply to Discussion on “Influence of tunneling on deflection of adjacent piles considering shearing deformation of foundation and 3D effects of lateral soils beside piles”	ZHANG Zhi-guo, JIANG Yun-juan, XU Chen, GONG Jian-fei (1360)
NEWS	
Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering	(head page I)
Invitation for original papers	(head page II)

Review of progress and prospect of modern constitutive theories for soils	YANG Guang-hua (1363)
Influence factors for “pot-cover effect”	YAO Yang-ping, WANG Lin (1373)

Theories of soil mechanics need reform and development	ZHAO Cheng-gang, LI Jian, SONG Zhao-yang, CAI Guo-qing, LIU Yan (1383)
Field immersion tests on tunnel in large-thickness collapsible loess	SHAO Sheng-jun, LI Jun, LI Guo-liang, WANG Xin-dong, JIN Bao-cheng, SHAO Shuai (1395)
Plastic strain directions of rockfill materials during loading and creeping	FU Zhong-zhi, CHEN Sheng-shui, ZHANG Yi-jiang, SHI Bei-xiao (1405)
Behaviors and mechanisms of desiccation cracking of soils	TANG Chao-sheng, SHI Bin, CUI Yu-jun (1415)
Three-dimensional constitutive model for cemented sands based on micro-mechanism of bond degradation	ZHANG Fu-guang, JIANG Ming-jing (1424)
Dynamic response of vertical vibration of pipe piles in soils with radial inhomogeneity and viscous damping considering vertical wave effect	CUI Chun-yi, MENG Kun, WU Ya-jun, MA Ke-yan, YANG Gang (1433)
Experimental study on hydraulic fracture of gravelly soil core	...	LING Hua, WANG Wei, WANG Fang, FU Hua, HAN Hua-qiang (1444)
Effect of strength theory in elastic-plastic analysis of a circular tunnel	ZHANG Chang-guang, ZHANG Cheng-lin, ZHOU Fei, YAN Qing (1449)
Elastoplastic constitutive model and parameter determination for transversely isotropic rocks	WANG Zhe-chao, ZONG Zhi, QIAO Li-ping, LI Shu-cai, LI Wei (1457)
Predicting soil-water retention curve based on NMR technology and fractal theory	TAO Gao-liang, CHEN Yin, YUAN Bo, GAN Shi-chao, WU Xiao-kang, ZHU Xue-liang (1466)
Disturbances of surface wave field due to wave scattering at shallow cavities	CHAI Hua-you, KE Wen-hui, CHEN Elton J, HUANG Xiang-guo, LI Zhong-chao (1473)
Mechanical tests on bearing capacity of steel pipe-frozen soil composite structure applied in Gongbei Tunnel	HU Xiang-dong, DENG Sheng-jun, WANG Yang (1481)
Water retention characteristics and pore size distribution of landfilled municipal solid waste	ZHANG Wen-jie, CHEN Lu, YAN Hong-gang (1491)
Seismic active earth pressures on rigid retaining walls under RT mode considering rotation of principal stresses	ZHANG Wen-ping, ZHOU Yi-tao, YU Jin, LIU Shi-yu, CAI Yan-yan, YU Chuang (1498)
Centrifugal model test of group tunneling with small spacing beneath existing tunnels	JIN Da-long, YUAN Da-jun, WEI Jia-xin, LI Xing-gao, LU Ping (1507)
Model tests on effect of dislocation reducing measures of stick-slip fault of tunnels	WANG Dao-yuan, CUI Guang-yao, YUAN Jin-xiu, ZHU Yong-quan, ZHU Zheng-guo, LI Dong, WANG Hong-fan (1515)
NOTES		
Plasticity limit analysis of stability of embankment fill on layered soft soil ground	LEI Guo-hui, ZHANG Hui-min, LIU Fang-xue, ZHANG Fei, ZHUANG Yan (1522)
Geogrid strain and failure surface of two-stage reinforced soil retaining wall under horizontal seismic loading	CAI Xiao-guang, LI Si-han, HUANG Xin (1528)
Fractional plasticity and its application in constitutive model for sands	SUN Yi-fei, GAO Yu-feng, JU Wen (1535)
Three-dimensional random finite element analysis of cement-admixed soil slab for stabilization of foundation pits	LIU Yong, LEE Fook-Hou, CHEN Elton J, HU Jun (1542)
Shear hyperbolic-type equivalent-time rheological model	HU Ya-yuan (1549)
Centrifugal model tests on excavation above existing tunnels in sandy loess strata	WANG Xi-yuan, GONG Lun, WU Jin-lin, MA Xiang-feng, QIU Wen-ge, AO Wei-lin, LI Yang (1556)
NEWS (1414, 1472, 1555)		
Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering	(head page I)
Invitation for original papers	(head page II)

Vol. 40, No. 9 (Total No. 327) Sep. 2018

PAPERS

Scattering waves generated by cylindrical lining in saturated soil based on nonlocal Biot theory	XU Chang-jie, DING Hai-bin, TONG Li-hong, YANG Yuan-ye (1563)
--	-------	---

Rock deformation memory effect: applications, experiments and theories	WANG Hai-jun, TANG Lei, REN Xu-hua, ZHONG Ling-wei, SI Fu-an, HSIEH Ariel (1571)
Permeability evolution of low-permeability reservoir sandstone considering hydraulic-mechanical-damage coupling effect during gradual fracturing process	LIU Xian-shan, WANG Ke, XU Ming (1584)
Meso-mechanism of rock failure influenced by bolt anchorage under uniaxial compression loading	WANG Bin, NING Yong, FENG Tao, ZNEG Ze-min, GUO Ze-yang (1593)
Failure pattern and evolution mechanism of locking section in rock slope with three-section landslide mode	HUANG Da, ZHANG Xiao-jing, GU Dong-ming (1601)
Fast analysis method for DSCM based on spatiotemporally non-uniform deformation characteristics of geotechnical materials	LI Yuan-hai, TANG Xiao-jie (1610)
Model tests and analyses of caisson foundation based on gravel cushion under cyclic lateral loads	CHEN Yuan-wen, HUANG Mao-song, LOU Chu-yang (1619)
Vibration prediction of immersed tube tunnels under vehicle loads based on Timoshenko beam theory	LU Shi-jie, WEI Gang (1627)
Experimental study on effect of hydraulic gradient on permeability of clay	SONG Lin-hui, HUANG Qiang, YAN Di, MEI Guo-xiong (1635)
Development and application of pneumatic hollow cylinder apparatus with four-direction dynamic loads	LIN Nan, YE Guan-lin, WANG Jian-hua (1642)
Implicit integration algorithm of hydro-mechanical constitutive model for overconsolidated unsaturated soils and its application	LI Wu-gang, YANG Qing (1652)
Reactivation characteristics and hazard prediction of Shangyaogou ancient landslide in Songpan County of Sichuan Province	WU Rui-an, ZHANG Yong-shuang, GUO Chang-bao, YANG Zhi-hua, REN San-shao, CHEN Peng (1659)
Unsaturated sharp wetting front model based on Mein-Larson saturated infiltration model	YU Ning-yu, FAN Wen, WEI Ting-ting (1668)
Analytical solution for penetration response of steel catenary riser at touchdown zone on bilinear seabed	WANG Teng, DU Bao-ping (1676)
NOTES	
Test methods for specific heat capacity of frozen soil based on principles of mixing calorimetry	LI Shun-qun, WANG Xing-xing, XIA Jin-hong, SHEN Dao-ming (1684)
Engineering behavior and constitutive model of artificial soft clay considering pore water salinity effect	ZHANG Tong-wei, DENG Yong-feng, WU Zi-long, LIU Song-yu, LIU Yao (1690)
Model analysis and performance of vertically loaded anchors with a bridle shank	WANG Zhong-tao, WANG Chun-le, YANG Qing, CONG Bin-long (1698)
An approach for modelling particle breakage based on discrete element method	LIU Su, WANG Jian-feng (1706)
Mechanism of rockburst induced by “dynamic-static” stress effect in water-rich working face of deep well	LI Dong, JIANG Fu-xing, CHEN Yang, SHU Cou-xian, TIAN Zhao-jun, WANG Yong, WANG Wei-bin (1714)
Experimental study on compressibility of frozen saturated ISO standard sand	SUN Xiao-yu, QI Ji-lin, YIN Zhen-yu (1723)
Experimental study on dynamic deformation behavior of rockfill materials	LÜ Xiao-long, CHI Shi-chun, JIA Yu-feng (1729)
Shallow-layer p - y curves for single micropile in sands	WANG Xiao-wei, YE Ai-jun, SHANG Yu (1736)
Application of interception and drainage anti-floating system in treatment of uplift accidents	ZHU Dong-feng, CAO Hong, LUO Guan-yong, PAN Hong, MEI Jin-ling (1746)
Change of groundwater and water content of loess high fill in gully regions	DUAN Xu, DONG Qi, MEN Yu-ming, CHANG Yuan, YE Wan-jun (1753)
NEWS	(1618, 1675, 1683, 1735)
Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering	(head page I)
Invitation for original papers	(head page II)

Numerical simulation of size effect on shear strength and deformation behavior of rockfill materials	SHAO Xiao-quan, CHI Shi-chun, TAO Yong (1766)
Experimental study on behaviors of segment linings in an anisotropically jointed rock mass	HU Xiong-yu, YANG Qing-hao, HE Chuan, CAO Song-yu (1773)
Experimental study on damage strength of crack initiation and evaluation of brittle parameters of sandstone	LIU Quan-sheng, WEI Lai, LEI Guang-feng, LIU Qi, PENG Xing-xin, LIU He (1782)
Analytic solution for wave propagations in layered unsaturated soil and its application	LI Wei-hua, HU Ye-chen, ZHAO Cheng-gang, ZHEN Jie (1790)
Experimental investigations on frost damage of canals caused by interaction between frozen soils and linings in cold regions	WANG Yi, WANG Zheng-zhong, LIU Quan-hong, XIAO Min (1799)
Method for surrounding rock mass classification of highway tunnels based on deep learning technology	LIU Hou-xiang, LI Wang-shi, ZHA Zhan-yi, JIANG Wu-jun, XU Teng (1809)
Dynamic constitutive model for subloading surface of rock materials considering rate effect	ZHOU Yong-qiang, SHENG Qian, LUO Hong-xing, LENG Xian-lun, FU Xiao-dong, LI Na-na (1818)
Experimental study on uneven load phenomenon of tendons of tensile anchors	FU Wen-guang, ZHOU Kai, ZHUO Zhi-fei (1827)
Parameters of contaminant transport of compacted clay liners with fractures	LI Lei, WANG Jun, HUANG Yong (1836)
Bearing behavior of a single pile in double-layered nonhomogeneous subsoil under $V-T$ combined loads	ZOU Xin-jun, DU Hao-tong, WANG Ya-xiong (1843)
Performance of flexible buried pipes reinforced by geogrids under cyclic loading	XIAO Cheng-zhi, HE Chen-xi, WANG Jia-yong (1852)
Acoustic emission characteristics of cracked sandstones affected by different rotating angles of loading under splitting tests	XIE Qiang, TANG Jia-hui, LU Kun-peng, FU Xiang, BAN Yu-xin (1862)
Optimization design approach for layout scheme of slope boreholes based on Bayesian updating and value of information analysis	JIANG Shui-hua, LIU Xian, YAO Rui-zhi, JIANG Qing-hui, HUANG Jin-song, ZHOU Chuang-bing (1871)
Dynamic evolution characteristics and prediction of water inflow of karst piping-type water inrush of tunnels	WANG Jian-hua, LI Shu-cai, LI Li-ping, XU Zhen-hao (1880)
Discontinuous deformation of surrounding rock for small-space tunnel with super-large section in jointed rock mass	HE Peng, LI Shu-cai, LI Li-ping, XU Zhen-hao, SHI Shao-shuai, CHEN Yun-juan (1889)
TRIBUNE FOR FOCUSED DISPUTE	
Pragmatism and soil mechanics	LI Guang-xin (1897)
NOTES	
Centrifuge modeling on reinforced soil segmental retaining walls under different toe restraint conditions	CHEN Jian-feng, ZHANG Wan (1905)
Evaluating liquefaction resistance of saturated sandy soils based on equivalent skeleton void ratio	WU Qi, CHEN Guo-xing, ZHU Yu-meng, ZHOU Zheng-long, ZHOU Yan-guo (1912)
Seepage behaviors of inclined wall dams under drought-flood abrupt alternation	YE Wei, MA Fu-heng, HU Jiang, LI Zi-yang (1923)
Small-strain triaxial tests and constitutive modeling of Shanghai soft clays	YANG Tong-shuai, YE Guan-lin, GU Lin-lin (1930)
Overall-carrying-soil effect of shallow buried rectangular pipe jacking	GAO Yi, FENG Chao-yuan, CHENG Peng (1936)
Deformation characteristics of sand in confined aquifer under cyclic pumping-recharging groundwater	LI Ya-jie, WANG Xu-dong, WANG Ya-ping, CHANG Yin-sheng (1943)
Measurement and analysis of deformation of adjacent strata super deep and large foundation pits in Lujiazui District of Shanghai	LIU Bo (1950)
NEWS	(1826, 1879, 1904, 1911, 1929, 1942)
Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering	(head page I)
Invitation for original papers	(head page II)

Mechanical coupling between borehole backfill and fiber-optic strain-sensing cable	ZHANG Cheng-cheng, SHI Bin, LIU Su-ping, GU Kai, ZHANG Lei, WEI Guang-qing (1959)
Stability against basal heave of excavation in anisotropic soft clay	CAI Lu, ZHOU Jian, YING Hong-wei, GONG Xiao-nan (1968)

FEM-IBEM coupling method for nonlinear seismic response analysis of underground structures in water-saturated soft soils
..... LIANG Jian-wen, ZHU Jun (1977)

Experimental study on one-dimensional consolidation behavior of soft clay from liquid state to plastic state
..... LEI Guo-hui, YANG Yuan-shang, CHIU Chung-fai (1988)

Superimposed stress method to calculate settlement of embankment with rigid-pile composite foundation
..... LIU Ji-fu, ZHENG Gang, GONG Xiao-nan (1995)

Grouting mechanism in fractured rock considering slurry-rock stress coupling effects
..... ZHANG Lian-zhen, ZHANG Qing-song, LIU Ren-tai, LI Shu-cai (2003)

Numerical simulation for formation of Jiweishan landslide in Wulong County, Chongqing City of China
..... XU Qiang, DENG Mao-lin, LI Shi-hai, WANG Jie (2012)

Prediction of dynamic response of rock under impact loads
..... LIU Jie, FENG Shi-guo, LI Tian-bin, WANG Rui-hong, LEI Lan, WANG Fei (2022)

Crack propagation mechanisms and stress evolution of floor under dynamic disturbance in deep coal mining
..... LI Chun-yuan, ZHANG Yong, ZHANG Guo-jun, GAO Shou-yang, WANG Hong-bo (2031)

Simulation of geological uncertainty using modified generalized coupled Markov chain
..... DENG Zhi-ping, LI Dian-qing, QI Xiao-hui, CAO Zi-jun (2041)

Particle flow modelling of deformation and failure mechanism of soil-rock mixture under different loading modes of confining pressure
..... ZHANG Qiang, WANG Xiao-gang, ZHAO Yu-fei, LIU Li-peng, LIN Xing-chao, SHI Chong (2051)

Nonlinear model and numerical simulation of thermal consolidation process of saturated soils
..... GUO Zhi-guang, BAI Bing (2061)

Stability charts for determining safety factors of 3D homogeneous slopes
..... SUN Chao-wei, CHAI Jun-rui, XU Zeng-guang, QIN Yuan, LI Gang (2068)

Influences of spatial variability of material properties on stability of embankment filled with cement-stabilized mud
..... ZHANG Rong-jun, YU Tong-sheng, ZHENG Jun-jie (2078)

Research on diaphragm wall mechanism and effect of deformation control in soft soil
..... FENG Chun-lei, ZHANG Ding-li, FANG Qian, HOU Yan-juan (2087)

Method for judging seismic stability state of soil slopes
..... ZHANG Jiang-wei, LI Xiao-jun, WANG Xiao-ming, CHI Ming-jie, WANG Yu-shi (2096)

NOTES

Plasticity and its relationship with mechanical properties of a remolded silty clay contaminated by several acids and bases
..... GAO Yan-bin, LIU Jia-dan, WANG Yu-ying (2103)

Influences of anchorage parameters on distribution of shear stress at anchorage interface of rock slopes under earthquakes
..... YAN Zhi-xin, QU Wen-rui, LONG Zhe, DONG Jian-hua, JIANG Ping (2110)

Diffusion mechanism of pulsating seepage grouting slurry with power-law fluid considering interval distribution
..... ZHANG Cong, LIANG Jin-wei, YANG Jun-sheng, ZHANG Gui-jin, XIE Yi-peng, YE Xin-tian (2120)

Model tests on seepage erosion caused by pipeline damage in gap-grading sand
..... ZHANG Dong-mei, DU Wei-wei, GAO Cheng-peng (2129)

Novel extension evaluation model for stability of surrounding rock based on connection clouds
..... WANG Ming-wu, DONG Jing-quan, DONG Hao, ZHOU Tian-long, JIN Ju-liang (2136)

Parameter optimization of spiral perforations in horizontal well with tight sandstone reservoir
..... ZHANG Ru-xin, HOU Bing, SHAN Qing-lin, TAN Peng, WU Yue, GUO Xiao-feng (2143)

Difference characteristics of stress similitude for geotechnical centrifuge modelling and design criteria
..... WANG Yong-zhi, WANG Hai, YUAN Xiao-ming, DUAN Xue-feng (2148)

NEWS (1987, 2021, 2077, 2102, 2119)

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

Invitation for original papers (head page II)

Vol. 40, No. 12 (Total No. 331) Dec. 2018

PAPERS

Time-history analysis method for soil-underground structure system based on equivalent linear method
..... DU Xiu-li, XU Zi-gang, XU Cheng-shun, LI Yang, JIANG Jia-wei (2155)

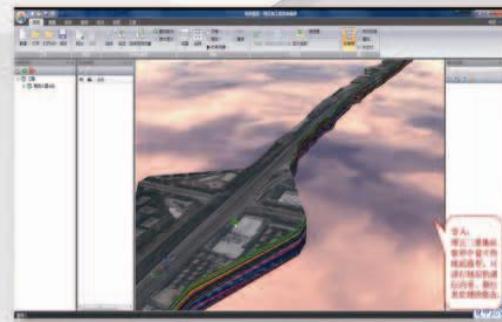
State-dependent 3D multi-mechanism bounding surface model for rockfills	FANG Huo-lang, CAI Yun-hui, WANG Wen-jie (2164)
Calculation of bearing capacity for combined post-grouting bored piles based on settlement control	DAI Guo-liang, WAN Zhi-hui, GONG Wei-ming, WANG Lei (2172)
Deformation characteristics of suspended curtain deep foundation pit of metro lines	LI Fang-ming, CHEN Guo-xing, LIU Xue-zhu (2182)
Influences of holes on dynamic propagation behaviors of blasting cracks	LI Meng, ZHU Zhe-ming, LIU Rui-feng, LIU Bang (2191)
Three-dimensional UH model for structured soils considering bonding	ZHU En-yang, LI Xiao-qiang, ZHU Jian-ming (2200)
Manufacture of new transparent clay and its physical and mechanical properties	KONG Gang-qiang, ZHOU Yang, LIU Han-long, WANG Cheng-qing, WEN Lei (2208)
Probabilistic back analysis method for unsaturated soil slopes with fluid-solid coupling process based on polynomial chaos expansion	WU Fang, ZHANG Lu-lu, ZHENG Wen-tang, WEI Xin (2215)
Modified lateral confined swelling tests on expansive soils	...	ZHANG Rui, ZHANG Bo-ya, ZHENG Jian-long, LIU Zheng-nan (2223)
Mixed variable formulation for dynamic response of 3D layered road structures	WANG Yan, LIN Gao (2231)
Generalized Vesic solutions for interaction of buried beams and transversely isotropic layered soils	WANG Yu, CHEN Wen-hua (2241)
Stress-dilatancy properties for fiber-reinforced sand	KONG Yu-xia, SHENG Fei-fan, WANG Hui-juan (2249)
Comparative study on ground loss ratio due to shield tunnel with different diameters	WU Chang-sheng, ZHU Zhi-duo (2257)
Analytical investigation of dynamic impact of moving surface loads on underground tunnel	CAO Zhi-gang, SUN Si, YUAN Zong-hao, CAI Yuan-qiang (2266)
NOTES		
Dynamic response analysis of drainage pipes with gasketed bell and spigot joints subjected to traffic loads	WANG Fu-ming, FANG Hong-yuan, LI Bin, CHEN Can (2274)
Numerical analysis for support mechanism of constant-resistance bolts	TANG Chun-an, CHEN Feng, SUN Xiao-ming, MA Tian-hui, DU Yan-hong (2281)
Analysis of anchorage performance on new tension-compression anchor: I simplified theory	TU Bing-xiong, LIU Shi-yu, YU Jin, HE Jing-fang, ZHOU Jian-feng, JIA Jin-qing (2289)
Numerical simulation of large-scale triaxial tests on soil-rock mixture using DEM with three-dimensional flexible membrane boundary	JIN Lei, ZENG Ya-wu (2296)
Predicating soil-water characteristic curves of soils with different initial void ratios based on a pedotransfer function	YE Yun-xue, ZOU Wei-lie, YUAN Fei, LIU Jia-guo (2305)
Radial opening ratio of EPB TBM cutterheads	YANG Zhi-yong, JIANG Yu-sheng, ZHANG Jin-xun (2312)
Effects of free iron oxide on water retention behavior of lateritic clay	NIU Geng, SUN De-an, WEI Chang-fu, SHAO Long-tan (2318)
Dynamic response to plane strain problem of multilayered orthotropic foundation under moving loads	ZHANG Chun-li, WANG Bo, ZHU Yan-zhi (2325)
Dynamic pore water pressure model for liquefiable soils based on theory of thixotropic fluid	WANG Zhi-hua, HE Jian, GAO Hong-mei, WANG Bing-hui, SHEN Ji-rong (2332)
Field tests on retaining wall constructed with soilbags filled with clayey soils	FAN Ke-wei, LIU Si-hong, XU Si-yuan, WANG Jian-lei (2341)
NEWS	(2181, 2304, 2311, 2324, 2348)
Contents of Vol.40, No.1~12, 2018 (Total No. 318~322, 324~328, 330, 331)	(I)
Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering	(head page I)
Invitation for original papers	(head page II)

理正BIM集成展示平台

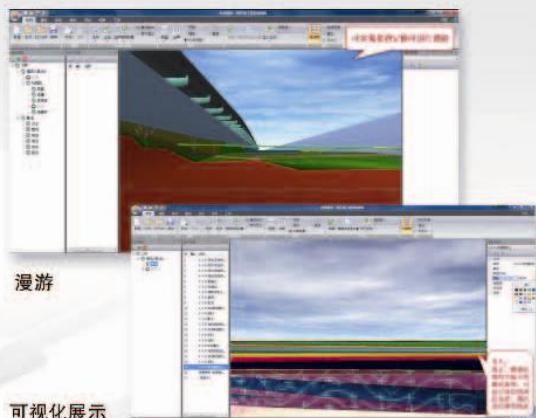
理正BIM集成展示软件 (LzGeoEditor)，是理正岩土BIM的配套展示软件。可读入理正地质三维标准格式、对地面、地下水、三维地层、各种结构面等进行多种方式的可视化展现与开挖剖切；同时可整合其它BIM软件生成的建筑、基坑、道路、桥梁、隧道等BIM模型，对模型进一步分类整理、添加属性，以满足方案交流、成果汇报、施工模拟等场合的要求。

主要功能 >>

- 可加载理正地质BIM模型标准发布格式lzp3d。
- 对地表、地下水、地地质体等进行可视化展现，包括颜色、纹理、照片贴图、等值线、色斑图等方式。
- 构件属性支持专业、系统、图层、组、构件类型、颜色、纹理等属性，可对模型中构件的树状分类，按照业务规则进行批量调整；修改或添加后建业务所需的构件属性。



导入三维地质模型



- 可对视点、漫游路径进行保存与重放，方便展示汇报。
- 对地层进行水平、竖向、栅格剖切、挖洞挖坑操作。
- 对地层属性（如高程、含水量等）进行可视化展现，包括云图、等高线、色斑图等。
- 导入用其他专业BIM模型，如理正基坑软件生成的基坑模型，Revit软件生成的建筑模型等。
- 查看任意位置的柱状图、平切图、剖面图。
- 成果可发布为lpx，以便在“理正岩土BIM轻量化展示平台”中展示。



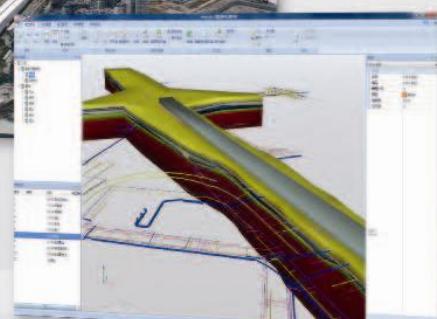
可视化展示

主要性能 >>

- ▶ 基于理正自主Civil Graph 3D图形平台，安装BIM标准，通过对多源异构的子BIM模型的读取，实现集成、统一的BIM模型；
- ▶ 在保证展示精度的前提下，自动完成模型的三角网简化；
- ▶ 对模型中构件的树状分类，按照业务规则进行批量调整；
- ▶ 支持修改或添加后续业务所需的构件属性；
- ▶ 可视化要素编辑：构件的颜色、透明度、反光度、贴图等；
- ▶ 可视化展示：视点调整、构件显隐、场景漫游、截图显示等；
- ▶ 输出BIM模型：桌面版发布包CGP、轻量化发布包LBP；
- ▶ 支持场景漫游、时间轴动画和录制视频；
- ▶ 支持二次开发。



叠加倾斜摄影模型



市政管线与水工构筑物碰撞检查

 北京理正软件股份有限公司
BEIJING LEADING SOFTWARE CO.,LTD.

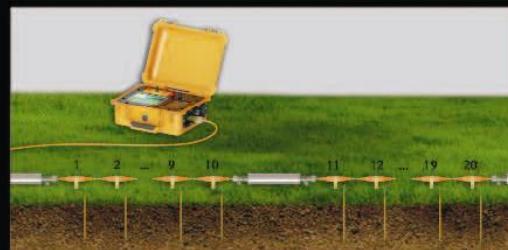
★ 北京市西城区车公庄大街甲4号物华大厦A1108 (邮编：100044)
✉ CAD、BIM产品 传真：010-68002096/98
✉ www.lizheng.com.cn (理正企业官网) www.lizhengyun.com (理正建设云官网)
✉ CAD产品 CAD@lizheng.com.cn



共创
共建
建设云



欢迎关注
理正软件官方微信



DUK-4
超级高密度电法测量系统
(DZD-8多功能全波形直流电法仪)

- 采用电位电流全波形采集技术，实时监控外界游离电干扰，全面提升原始数据质量；
- 后期可通过上位机软件对全波形电位进行任意时间段极化率的二次计算；
- 一机多能——常规电阻率/激电仪、高密度电法测量系统主机、岩样测试仪、多参数找水仪；
- 自由选择2D/3D模式下级联式/分布式/集中式高密度视电阻率/视极化率测量；
- 卓越的性能——超大供电功率(7.5kW)、超宽量程(80Vp-p)、超高精度和稳定性。



DZQ12/24/48
高分辨率地震(面波)仪

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



JKX-4钻孔全孔壁成像系统

主要用途：

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

主要特点：

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



JGSB-1轻便工程测井系统

主要用途

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

可测参数

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

特点及功能

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



NARI 南瑞集团

NARI GROUP CORPORATION

水利水电技术分公司

WATER RESOURCES AND HYDROPOWER TECHNOLOGY COMPANY

专注于安全监测事业 齐全的产品与服务

自1973年开始一直专业从事工程安全监测技术研究、仪器设备研制和相关技术咨询服务，获20余项专利、2项软件著作权，生产的产品涵盖了工程安全监测各个领域并已在国内外300多个大中型工程应用。

- 差动电阻式安全监测仪器系列
- 振弦式安全监测仪器系列
- 电容式安全监测仪器系列
- 土石坝安全监测仪器系列
- 电位器式安全监测仪器系列
- DAMS - IV型智能分布式工程安全监测系统
- DSIMS系列大坝安全信息管理网络系统软件
- 真空激光准直测量系统
- 多种类型渗流、渗压、渗漏监测仪器系列
- CCD坐标仪、伺服加速度式测斜仪系列

地址：南京市江宁区诚信大道19号

电话：025-81085810

网址：<http://www.sgepri.sgcc.com.cn>

邮编：211106

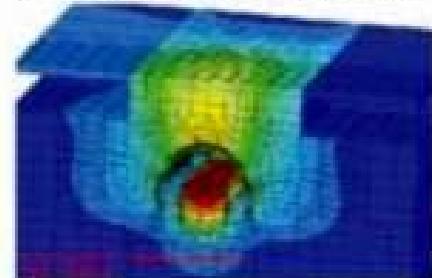
传真：025-81085888

三维岩土有限元分析软件 Z_SOIL.PC2016



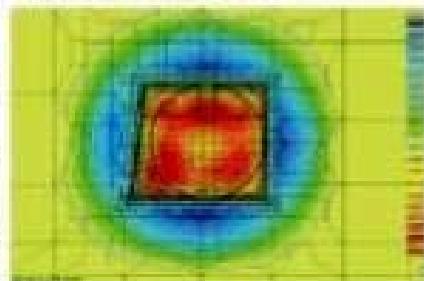
功能简介

- 大变形计算
- 应力应变分析
- 稳定性分析(强度折减法或其他方法)
- 动力时程分析(可考虑阻尼)
- 地下·任施和渗透分析(固态、液态流)
- 强度准则和其他耦合分析
- 稳定分析
- 热量迁移和水分迁移(固液)分析
- 对解算器·土·参数共同作用问题进行了专门优化
- 土和土工试验工具箱
- 岩土工程物理模型库
- 参数分析
- 自动计算初始应力场和稳定渗流场



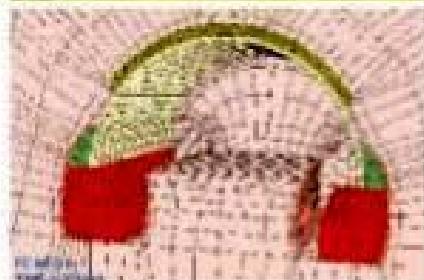
软件介绍

- 岩土教研室 Z. Zimmermann 教授 1981 年主持开发, 35 年不断改进
- 64 位版本, 支持并行计算和海量内存, 能够处理数百万个自由度
- 功能强大, 可以分析所有的岩土工程问题
- 单模块程序设计, 一次性获得所有功能模块
- 出色的结构仿真功能, 相比专业的结构有限元分析软件也毫不逊色
- 基于 Windows 图形界面, 操作简便、计算高效、结果丰富
- 支持 ANSYS 或其他商业软件生成的网格和 DXF 格式文件导入网格
- 支持输出结果到 Paraview 格式
- 支持 Visual Basic/VBScript 以及 Python 脚本功能进行二次开发
- 全球 3000 以上正版用户认可+24h 开发团队直接技术支持



本构模型

- 岩土的声学性质模型
- Mohr-Coulomb 模型
- Drucker-Prager-Cap 基础模型
- Duncan-Chang 模型
- Modified Cam-clay 模型
- HKS 小尺度硬化土模型
- DCP-Huetz 模型
- Multi-laminate 多层介质模型
- Hoek-Brown-Schoof 模型
- Menetrey-Willem 泥凝土软化模型
- Densification 泥土硬化模型
- 其他本构模型



单元库

- 框架单元
- 线性和非线性梁单元
- 壳单元
- 膜单元
- 土工织物单元
- 钢筋和锚杆单元
- 无限介质单元
- 摩擦接触面单元
- Seepage 单元
- 重力单元和恒·土接触面单元
- 其他单元

购买 3D 版本软件即可获赠 2D 模块

专业版 ￥19.80 万元

教育版 ￥ 4.90 万元

中国总代理:

上海分元土木工程科技有限公司 地址: 上海市国宾路 18 号万达广场 电话: 021-65984546 传真: 021-65984546

Geofem
GEOFEM
业精于专·止于至善 A 栋 12 层 B27 室, 200433 手机: 158 0198 3135 QQ 群: 68722113

公司网站: www.geofem.com.cn 电子邮箱: sh_geofem@hotmail.com