

ISSN 1000 - 4548
CODEN YGXUEB

岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第41卷 第1期 (总332期)
Vol.41 No.1 (Total 332)

1

2019

主 办

中国水利学会	中国土木工程学会
中国力学学会	中国建筑学会
中国水力发电工程学会	中国振动工程学会

ISSN 1000-4548



01

愿《岩土工程学报》的明天更美好

——学报创刊40周年主编寄语

伴随着改革开放的春风,《岩土工程学报》转眼已届不惑之年。40年来,在黄文熙、沈珠江等老一辈岩土工程专家学者的殷切关怀下,在6个主办学会和承办单位的大力支持下,经过学报编委会几代人的共同努力,学报质量不断地提高,学术影响逐年增加,已发展成为我国岩土工程领域最重要的学术期刊。据中国知网报道,2018年学报综合影响因子为1.399,总被引频次为9377,位居同学科158种期刊中的第3位,学报已连续多年被评为中国最具国际影响力的学术期刊。

我们欣喜地看到学报在快速成长的同时,特色也越来越鲜明:(1)学报由中国水利学会和中国土木工程学会等6个国内一级学会共同主办,一切重要事务均由6个学会共同商量,这在国内外学术期刊管理上都是绝无仅有的;(2)按照岩土工程学科的不同发展方向,学报编委会聘请了10多位国内知名岩土工程专家作为终审编委,共同负责学报稿件的录用把关;(3)作为国内岩土工程领域最重要的学术盛事,黄文熙学术讲座每年轮流在南京水利科学研究院、河海大学、清华大学、中国水利水电科学研究院4个单位举行,主讲人由6个学会提名,全体学报编委投票选举,充分体现学术民主,讲座学术影响与日俱增。

欣喜之余,我们也要清醒地认识到学报自身的不足:学报的国际化程度有待进一步提高;社会上对SCI论文的片面追求使得部分优秀稿源流失;个别稿件的处理周期过长导致不能按时出版;学报的栏目比较单一,反映岩土热点问题、重大工程实录、焦点问题讨论之类的论文较少。这些问题有待学报编委会全体同仁齐心协力,逐步解决。

成绩来之不易,我们要感谢学报的承办单位南京水利科学研究院,自学报创刊以来,该院承担了学报正常运行的一切费用。目前学报编辑部共有正式职工5人,聘用人员2名,是南京水利科学研究院挂靠的7个学术期刊编辑部中人数最多的一个。为了学报的良好发展,该院从编辑部人员待遇、办公用房以及设备条件等方面给予大力支持。这样学报才能轻装上阵,才能确保学报的编辑质量。

我们还要感谢每位学报审稿人和终审编委,感谢他们的辛勤劳动和无私奉献,他们的汗水换来了学报的高质量和学术声誉。2018年学报一共聘请了998名审稿人,全年处理完成稿件1900篇,审理稿件2840篇次,其中录用了295篇,录用率为15.5%。可见每一篇稿件都凝聚了审稿人和终审编委们无数的心血,向他们致敬。

长风破浪会有时,直挂云帆济沧海,愿学报的明天更美好。

《岩土工程学报》第十二届编委会名单

2016年4月8日 南京

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

岩土工程学报

(月刊 1979 年创刊)

第 41 卷第 1 期 (总 332) 2019 年 1 月出版

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 41, No. 1 (Total No. 332) Published in Jan. 2019

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

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

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

《岩土工程学报》征稿简则

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

1 宗旨及内容

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

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

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

2 来 稿

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

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

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

(4)署名者应为稿件执笔人或稿件内容的主要责任者。

(5)稿件可能涉及机密资料时应由作者单位出具非泄密证明。

(6)凡被海内外正式出版物公开发表或已录用的稿件本刊不再受理。

3 稿件选用和清稿体例

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

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

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

(4)稿件一经发表即付稿酬,并按发表文章页数收取版面费。

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

(6)本刊版面为A4开本,双栏排版,版芯为25.4 cm×17.8 cm。

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

外文文献著录规则同中文文献。外国人名, 姓前名后, 名用缩写, 不加缩写点。

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

4 退 稿

(1)未录用稿件一般以E-mail发送退稿通知。

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

(3)退稿不承诺提供审阅意见。

5 本刊编辑部

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

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

凡选用稿件均在南京本部统编。有关编辑出版事宜请与南京本部联系。

目 次

黄文熙讲座

河谷场地地震波传播解析模型及放大效应 高玉峰 (1)

论 文

大石峡砂砾石坝料渗透特性及其影响因素研究 陈生水, 凌 华, 米占宽, 苗 喆, 梅世昂 (26)

往复水平荷载作用下不同桩型单桩水平承载性能足尺对比试验研究
..... 郑 刚, 刘 畅, 刘永超, 胡秋斌, 王成博, 康谷胎, 刘彦坡 (32)

饱和软黏土固结过程中的不排水抗剪强度特性 雷国辉, 高 翔, 徐 可, 郑泽宇 (41)

基于特征应力的正常固结土三维弹塑性本构模型 路德春, 李晓强, 梁靖宇, 杜修力 (50)

土石混合体三维细观结构随机重构及其力学特性颗粒流数值模拟研究 张 强, 汪小刚, 赵宇飞, 刘立鹏, 林兴超 (60)

降雨诱发膨胀土边坡渐进破坏研究 张良以, 陈铁林, 张顶立 (70)

密砂中圆形锚上拔承载力尺寸效应分析 陈 榕, 符胜男, 郝冬雪, 史旦达 (78)

考虑阻尼修正的 Pyke 滞回模型研究 刘方成, 杨 峻, 吴孟桃 (86)

基于突变理论的高压岩溶隧道掌子面稳定性研究 王志杰, 高靖遥, 张 鹏, 关 笑, 季晓峰 (95)

考虑加载速率影响的冻结含盐砂土强度准则研究 高 娟, 赖远明, 常 丹, 牛亚强 (104)

竖向正方形锚板水平拉拔极限承载力三维统一理论解研究 胡 伟, 高文华, 赵 璞, 刘顺凯, 龙诚璧 (111)

离子固化剂改性蒙脱土吸附水特性及持水模型研究 黄 伟, 刘清秉, 项 伟, 张云龙, 王臻华, DAO Minh Huan (121)

两层三跨框架式地铁地下车站结构弹塑性工作状态与抗震性能水平研究 庄海洋, 任佳伟, 王 瑞, 苗 雨, 陈国兴 (131)

冻土与结构接触面冻结强度压桩法测定系统研制及试验研究 石泉彬, 杨 平, 谈金忠, 汤国毅 (139)

短 文

不同填料土工织物散体桩桩体单轴压缩试验 陈建峰, 花嘉嘉, 冯守中 (148)

围压对 TBM 滚刀破岩影响的数值模拟研究 翟淑芳, 曹世豪, 周小平, 毕 靖 (154)

低温环境下南海海底泥流的流变试验及模型 郭兴森, 年廷凯, 范 宁, 焦厚滨, 贾永刚 (161)

南宁地铁区域饱和圆砾土大型动三轴试验研究 马少坤, 王 博, 刘 莹, 邵 羽, 王洪刚, 王艳丽 (168)

含水率变化下压实路基土动态回弹模量试验研究与预估模型 刘维正, 曾奕珺, 姚永胜, 张军辉 (175)

考虑砂土渗透性变化的吸力锚沉贯及土塞特性研究 王 胤, 朱兴运, 杨 庆 (184)

讨 论

关于“关于《建筑边坡工程技术规范》(GB50330—2013)的讨论”的讨论 李广信 (191)

简 讯

向审稿人致谢 (193)

“我与《岩土工程学报》”征文通知 (49)

《岩土工程学报》征订启事 (77)

本期广告索引 (120)

其它简讯 (147)

《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)

愿《岩土工程学报》的明天更美好——学报创刊 40 周年主编寄语 (封 2)

CONTENTS

HUANG WEN-XI LECTURE

Analytical models and amplification effects of seismic wave propagation in canyon sites GAO Yu-feng (1)

PAPERS

Experimental study on permeability and its influencing factors for sandy gravel of Dashixia dam CHEN Sheng-shui, LING Hua, MI Zhan Kuang, MIAO Zhe, MEI Shi-ang (26)

Experimental study on horizontal bearing behaviors of different types of full-scale piles under reciprocating horizontal loads ZHENG Gang, LIU Chang, LIU Yong-chao, HU Qiu-bin, WANG Cheng-bo, KANG Gu-yi, LIU Yan-po (32)

Behavior of undrained shear strength of saturated soft clay under consolidation LEI Guo-hui, GAO Xiang, XU Ke, ZHENG Ze-yu (41)

3D elastoplastic constitutive model for normally consolidated soils based on characteristic stress LU De-chun, LI Xiao-qiang, LIANG Jing-yu, DU Xiu-li (50)

3D random reconstruction of meso-structure for soil-rock mixture and numerical simulation of its mechanical characteristics by particle flow code ZHANG Qiang, WANG Xiao-gang, ZHAO Yu-fei, LIU Li-peng, LIN Xing-chao (60)

Progressive failure of expansive soil slopes under rainfall ZHANG Liang-yi, CHEN Tie-lin, ZHANG Ding-li (70)

Scale effects of uplift capacity of circular anchors in dense sand CHEN Rong, FU Sheng-nan, HAO Dong-xue, SHI Dan-da (78)

Modified Pyke's hysteretic model considering damping ratio LIU Fang-cheng, YANG Jun, WU Meng-tao (86)

Stability analysis of tunnel face in high-pressure karst tunnels based on catastrophe theory WANG Zhi-jie, GAO Jing-yao, ZHANG Peng, GUAN Xiao, JI Xiao-feng (95)

Strength criterion for frozen saline sand considering effects of loading rates GAO Juan, LAI Yuan-ming, CHANG dan, NIU Ya-qiang (104)

Three-dimensional unified theoretical researches on ultimate horizontal pullout capacity of vertical square anchors HU Wei, GAO Wen-hua, ZHAO Pu, LIU Shun-kai, LONG Cheng-bi (111)

Water adsorption characteristics and water retention model for montmorillonite modified by ionic soil stabilizer HUANG Wei, LIU Qing-bing, XIANG Wei, ZHANG Yun-long, WANG Zhen-hua, DAO Minh Huan (121)

Elasto-plastic working states and seismic performance levels of frame-type subway underground station with two layers and three spans ZHUANG Hai-yang, REN Jia-wei, WANG Rui, MIAO Yu, CHEN Guo-xing (131)

Development of measuring system by pile-pressing method and experimental study on adfreezing strength at interface between frozen soil and structure SHI Quan-bin, YANG Ping, TAN Jin-zhong, TANG Guo-yi (139)

Uniaxial compression tests on geosynthetic-encased stone columns with different fills CHEN Jian-feng, HUA Jia-jia, FENG Shou-zhong (148)

Numerical study on effects of confining stress on rock fragmentation by TBM cutters ZHAI Shu-fang, CAO Shi-hao, ZHOU Xiao-ping, BI Jing (154)

Rheological tests and model for submarine mud flows in South China Sea under low temperatures GUO Xing-sen, NIAN Ting-kai, FAN Ning, JIAO Hou-bin, JIA Yong-gang (161)

Large-scale dynamic triaxial tests on saturated gravel soil in Nanning metro area MA Shao-kun, WANG Bo, LIU Yin, SHAO Yu, WANG Hong-gang, WANG Yan-li (168)

Experimental study and prediction model of dynamic resilient modulus of compacted subgrade soils subjected to moisture variation LIU Wei-zheng, ZENG Yi-jun, YAO Yong-sheng, ZHANG Jun-hui (175)

Installation of suction caissons and formation of soil plug considering variation of permeability of sand WANG Yin, ZHU Xing-yun, YANG Qing (184)

Discussion on "Discussion on 'Technical code for building slope engineering' second edition (2013)" LI Guang-xin (191)

Wish Chinese Journal of Geotechnical Engineering a better tomorrow: Editor-in-chief's words for its inauguration for 40 years ... (cover No. 2)

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

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

Invitation for original papers (head page II)

Wish Chinese Journal of Geotechnical Engineering a better tomorrow: Editor-in-chief's words for its inauguration for 40 years ... (cover No. 2)

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 194* zh * P * \$40.00 *3000* 22 * 2019 - 01

DOI: 10.11779/CJGE201901001

河谷场地地震波传播解析模型及放大效应

高玉峰

(河海大学岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210024)

摘要:从形态上看,自然界存在平坦、凸起和凹陷3种常见的地形及场地条件,而河谷场地是一种常见的凹陷地形,且在河谷场地修建了大量工程(如土石坝、桥梁等)。实际震害调查表明地形及场地条件对地震灾害影响很大。针对河谷场地地震波传播解析模型及放大效应,全面总结了笔者及其课题组长期以来的研究成果。主要包括以下4个方面:①提出了近源地形与场地效应的概念,用线源柱面SH波模拟入射地震波,平面波是其远场入射的特例,构造了线源柱面SH波自由场,定义了近源激励下的放大因子,实现了入射波波前弯曲及其地形放大效应,为其它地形和场地引起的近源放大效应研究开启了新的可能。②构建了非对称V形河谷地震波传播解析模型,包括亥姆霍兹运动方程、河谷表面自由边界条件及虚拟辅助边界应力与位移连续条件,提出了区域分解与区域匹配分两步走的策略,首先将整个区域分解成3个符合极坐标系的子区域,在子区域中对运动方程进行求解获得相应的波场(含有未知系数),然后将各个子区域的波场在边界进行匹配,利用边界条件求解未知系数,从而获得整个区域的波场解答以及柱面SH波的二维散射规律,揭示了非对称V形河谷的差异放大效应,这将对建在非对称V形河谷上的长大跨度工程有着不可忽视的影响。③U形河谷在地球表面是普遍存在的,由于缺少实际地震记录和理论研究,U形河谷的地形放大效应仍然未知。构建了U形河谷解析模型,本质上也就是亥姆霍兹方程的边值问题,并得到了这个问题的波函数级数解,发现了U形河谷谷底对地震波的异常放大现象,改变了学术界以往认为凹陷地形底部地震动一定会衰减的不全面认识,并被用来解释中世纪暖期美国亚利桑那州的大量山体落石与滑坡现象。④河谷常有沉积物(覆盖层),覆盖层将进一步加剧地震放大效应。构建了线源柱面SH波半圆形沉积谷解析模型,并给出了其解析级数解,发现覆盖层对地震波有明显的放大效应,且覆盖层阻尼比较小时剧烈放大,这将加剧工程结构的破坏。最后,考虑河谷场地地震放大效应进行河谷两侧边坡地震稳定性分析,及土石坝地震反应分析与坝坡地震稳定性分析,认为河谷场地地震放大效应对边坡工程与土石坝工程抗震分析有着重要的影响。

关键词:河谷场地;地震波;波函数级数解;放大效应;边坡地震稳定性;土石坝地震反应;坝坡地震稳定性

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0001-25

作者简介:高玉峰(1966-),男,河海大学教授,教育部长江学者特聘教授,主要从事土动力学与岩土地震研究工作。E-mail: yfgao66@163.com。



Analytical models and amplification effects of seismic wave propagation in canyon sites

GAO Yu-feng

(Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing 210024, China)

Abstract: Morphologically, there are three types of topographic and site conditions in nature: flat, convex and concave sites. The canyon (or valley) is a common concave site, and a large number of structures such as earth-rock dams and bridges have been built in such a site. Investigation of actual earthquake damage shows that the topographic and site conditions have great influences on earthquake disasters. Aiming at the analytical models and amplification effects of seismic wave propagation in canyon sites, the long-term research achievements of the author and his research group are summarized comprehensively. They include four aspects: (1) The concept of near-source topographic and site effects is proposed by simulating the incident seismic waves with a line source of cylindrical SH waves. The plane wave is a special case of its far field

基金项目:国家自然科学基金重点项目(41630638);国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目(2015CB057901)

收稿日期: 2018-12-06

incident wave field under the line source of cylindrical SH waves is constructed to realize the curvature of the incident wave front. The amplification factor is defined to describe the topographic effects under near-source excitation, which opens new possibilities for studying the near-source amplification effects of other topographies and sites. (2) An analytical model for seismic wave propagation in non-symmetrical V-shaped canyon is constructed, including the Helmholtz equation, traction-free boundary conditions on canyon surface, and continuity conditions of traction and displacement on the auxiliary boundary. A two-step strategy for region decomposition and region matching is proposed. Firstly, the whole region is decomposed into three sub-regions in accordance with the corresponding polar coordinate systems. The corresponding wave fields (including unknown coefficients) are obtained by solving the equation of motion in the sub-regions. Then, the wave fields of each sub-region are matched at the boundary, and the unknown coefficients are solved by using the boundary conditions. The wave-field solutions of the whole region and the two-dimensional scattering patterns of cylindrical SH waves are obtained. The differential amplification effects of the non-symmetrical V-shaped canyon are revealed, which will have an unignorable influence on the large-span projects built in it. (3) U-shaped canyons are ubiquitous on the earth's surface. Due to the lack of actual seismic records and theoretical researches, the topographic amplification effects of the U-shaped canyons are still unknown. The analytical model for a U-shaped canyon is constructed, which is essentially the boundary value problem of Helmholtz equation. The wave function series solution to the problem is obtained. The anomalous amplification of seismic waves at the bottom of U-shaped canyon has been found. It has changed the incomplete understanding that the ground motion at the bottom of a concave topography is bound to attenuate, and has been used to explain the large number of rockfalls and landslides in Arizona during the warm period of the Middle Ages. (4) Sediments (overburden layers) often occur in canyons, which may further aggravate the amplification effects of earthquakes. An analytical model for a partially filled semi-circular alluvial valley under a line source of cylindrical SH waves is constructed, and its analytical series solution is given. It is found that the overburden layers have obvious amplification effects on the seismic waves, especially for those with a small damping ratio, which will aggravate the damage of engineering structures. Finally, the seismic stability analysis of the canyon or valley slopes, the seismic response analysis of earth and rockfill dams as well as the seismic stability analysis of the dam slopes are carried out considering the seismic amplification effects of the canyon or valley sites. It is believed that the seismic amplification effects of canyons or valleys have important influences on the seismic analysis of slope and dam engineering.

Key words: canyon site; seismic wave; wavefunction series solution; amplification effect; seismic stability of slope; seismic response of earth and rockfill dam; seismic stability of dam slope

0 引言

地震灾害造成大量的人员伤亡、经济损失和工程破坏,实际震害调查表明地形及场地条件对地震灾害影响很大。从形态上看,自然界存在平坦、凸起和凹陷 3 种常见的地形及场地条件,而河谷场地是一种常见的凹陷地形,且在河谷场地修建了大量工程(如土石坝、桥梁等),因此迫切需要开展河谷场地地震波传播模型与散射规律研究。

1971 年在美国 Pacoima 坝肩首次观测到地形放大效应^[1],从而促进了河谷场地地震放大效应的研究。为了揭示河谷地形效应的机理,人们开展了关于河谷地形对地震波散射和衍射的解析研究和数值模拟。解析研究方法主要指的是波函数展开法。数值方法分为 3 种类型:域方法、边界方法和联合方法。

域方法包括有限差分法^[2-3]、有限元法^[4-5]和谱单元法^[6-7]。域方法的优势在于对介质材料的精细模拟,

但需要用工人工边界把半空间问题限制在一个有限的区域内解决,因此不能严格满足无穷远处 Sommerfeld 辐射条件而造成误差。

边界方法^[8-11]可以轻松满足辐射条件并降低研究维度,因此更多专家采用这类方法研究地形效应。Bouchon^[12]应用 Aki-Larner 方法(离散波数法)系统研究了凸起和凹陷地形对地震波的放大效应。Geli 等^[13]用同样的方法研究了山体在竖直入射 SH 波作用下的放大效应并考虑了复杂的地质条件。尽管离散波数法是弹性动力学中最为成功的方法之一,但这种方法收敛非常慢^[14]。Wong 等^[15]推导了边界积分方程方法来研究 Pacoima 河谷的两个理想断面对任意角度入射 SH 波的放大效应。Sills^[16]提出了奇异 Fredholm 积分方程方法研究二维任意形状地形对 SH 波的散射。一些直接时域边界单元方法也用来研究局部地形对地震波的散射问题^[17-20]。Sanchez-Sesma 等^[21]提出了适用

于二维任意形状河谷地形的非直接边界积分方程方法。Luzon 等^[22]提出适用于三维地形的简化非直接边界积分方程法。上述这些直接或非直接边界积分方程法(边界元法)都要计算格林函数,这比较耗费时间,尤其是对于半平面问题。Chen 等^[23-24]利用无场边界积分方程方法分别得到了多个半圆河谷和一个半圆山体的散射问题的半解析解。除了离散波数方法和边界积分方程法(边界元法),还出现了其他的一些边界方法。England 等^[25]使用汉克尔函数的多极展开来解决 SH 波的散射问题,避免了奇异积分方程的引入。Sanchez-Sesma 等^[26]基于均质方程解提出了一种适用于弹性波散射的边界方法,因为许多散射问题的解是这种方法的特例^[27-28],因此称之为广义边界法。广义边界法通常利用点离散和最小二乘法解决边界上的数值积分问题,作为替代, Lee 等^[29]利用加权残量法在初始边界上积分来研究任意形状的二维河谷的散射。此外,复变函数法也可以用来研究散射问题^[30-31]。

为了充分利用上述各种方法的优点,人们还发展了许多联合方法。例如有限元与无限元联合方法^[32]、有限元与波函数展开法联合方法^[33]、离散波数-非直接边界积分方程法^[34-37]、离散波数-直接边界积分方程法^[38-39]。后两者统称为离散波数边界积分方程法,因为这种方法使用格林函数的离散波数表示,从而避免了奇异性。最近, Yao 等^[40]结合波函数与 Lamb 解答提出了一种新的求解河谷地形对平面 P 波、SV 波和 Rayleigh 波散射的级数解。

随着计算机水平的迅速提高,上述许多数值模拟方法都可以计算任意形状河谷的地震波传播与散射问题,然而,对区域内介质进行离散化和人工边界的使用会给域方法带来误差,边界方法需要在边界上离散化或需要沿着边界进行数值积分。因此,数值方法的误差需要一个基准来衡量。

波函数展开法不仅可以揭示波散射问题的物理本质,还可以检验各种数值方法的精度。实际上,经典的半圆形河谷^[41]和半椭圆形河谷^[42]的波函数级数解常常用来验证各种数值方法。此后,半平面中各种凹陷地形的 SH 波散射的波函数级数解陆续出现。Lee 研究了半球形谷在 SH 波入射下的三维散射和衍射问题^[43],并利用 Weber 函数解决了二维半抛物线形状河谷对 SH 波的散射问题^[44]。这些解属于精确解析解。对于浅的圆拱形断面河谷, Cao 等^[45]基于大圆弧假定和 Graf 加法公式提出了一个近似解析解。Yuan 等^[46]去除了大圆弧假定,提出了同样河谷问题的级数解。刘殿魁等^[47]研究了各向异性介质中 SH 波与多个半圆形凹陷地形的相互作用。房莹光^[48]提出了二维地表相

邻多个半圆形沟谷对 SH 波的散射解析解。Liu 等^[49]结合了复变函数与波函数展开,提出了含裂缝的半圆形河谷对平面 SH 波散射的解析解。刘中宪等^[50]给出了楔形空间中圆弧形凹陷对平面 SH 波的散射解析解。

以上解析研究针对均质河谷的几何放大效应,而河谷常有沉积物(覆盖层),波函数级数解在解释沉积河谷或盆地放大效应的机理方面同样具有独特的价值。Trifunac^[51]提出了经典的半圆形沉积河谷模型,指出沉积谷地放大是由于散射波和直接波的叠加干涉造成的。此后, Wong 等^[52]在椭圆坐标系内进行分离变量,成功推导了半椭圆形沉积谷对平面 SH 波散射的波函数级数解。Todorovska 等^[53]提出了浅圆弧形沉积谷对平面 SH 波散射的近似解析级数解。Yuan 等^[54]改进了 Todorovska 等的级数解。梁建文等^[55-56]推导了圆弧形沉积谷对入射平面 P 波和 SV 波的散射解析解。李伟华等^[57-58]基于 Biot 多孔介质理论给出了圆弧形凹陷饱和土场地对平面 P 波和 SV 波的散射解析解。杨彩红等^[59]提出了多层沉积凹陷地形对平面 SH 波散射问题的解析解。Tsaur 等^[60]利用波函数展开法提出了部分填充的半圆形沉积谷对平面 SH 波散射的严格波函数级数解。另外,关于三维沉积谷,董俊等^[61]提出了三维半球形凹陷饱和土场地对平面 P 波散射问题的解析解。韩铮等^[62]给出了半球形沉积谷场地对入射平面 Rayleigh 波的三维散射解析解。

上述解析研究只解决了圆形和椭圆形的简单地形问题,对于更接近实际地形的 V 形谷问题,直到最近才由 Tsaur 教授带领的研究小组取得突破。他们首先利用区域匹配方法解决较浅的对称 V 形谷的 SH 波散射问题^[63],之后又解决了较深的对称 V 形谷问题^[64]。

值得说明的是,只有少数级数解^[41-44]的系数有解析表达式,而其它级数解的系数需要通过截断无穷项级数后求解有限方程组才能得到。然而,SH 波散射问题的波函数级数解通常被研究者们认为是解析解^[65]。

从形态上看,非对称 V 形谷与 U 形谷是两种常见的河谷,一般河流的上游河谷多属于下切很深的非对称 V 形谷,河流中下游河谷逐渐演变成底部平缓的 U 形谷,这两种河谷场地对地震有特殊的放大效应;此外,河谷常有沉积物(覆盖层),覆盖层进一步加剧地震放大效应。下面针对这些河谷场地开展地震波传播解析模型与散射规律的研究。

1 河谷场地近源地形效应

通过对河谷场地地震效应解析研究的文献回顾,可以发现已有研究多采用平面波假设,亦即没有考虑

入射波波前弯曲的影响。为此,以线源柱面 SH 波作为入射波,构造线源柱面 SH 波在半空间中的自由场,定义近源激励下的地震放大因子^[66-67],以典型的对称 V 形河谷模型^[68]为例,研究柱面 SH 波的传播特性与散射规律,旨在揭示入射波波前曲率对河谷地形效应的影响^[69-70]。

1.1 柱面 SH 波作用下的对称 V 形河谷场地模型

考虑对称 V 形河谷二维模型如图 1 所示,河谷半宽为 b , 深度为 d 。模型介质假设为弹性、各向同性、均质的,即剪切模量 G 和剪切波速 V_s 是常数。

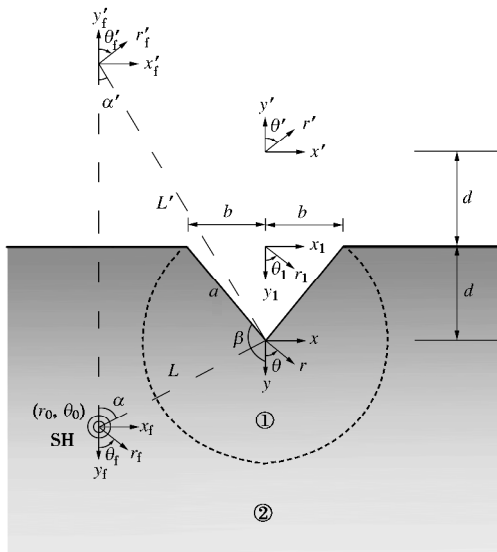


图 1 受线源柱面波激励的对称 V 形河谷模型(引自 Gao 等^[69])

Fig. 1 2D model for a symmetrical V-shaped canyon subjected to a line source of cylindrical waves (after Gao et al.^[69])

对于形状可用极坐标系直接描述的简单河谷地形,如半圆形河谷^[41],考虑边界条件形成定解问题后,利用一般的分离变量法直接求解齐次亥姆霍兹方程即可得到问题的解答。而对于对称 V 形河谷,无论用直角坐标系还是极坐标系,均不能对其进行直接描述。为了解决这个问题,笔者提出了区域分解与区域匹配的两步走策略。求解思路是首先将整个区域分解成若干符合极坐标系的子区域,在子区域中对运动方程进行求解获得相应的波场(含有未知系数),然后将各个子区域的波场在边界进行匹配,利用边界条件求解未知系数,从而获得整个区域的波场解答。具体过程如下:

采用半径为 a (即河谷侧壁的长度)的圆拱形辅助边界把整个空间分成两个子区域①和②,在这两个子区域中定义了两个直角坐标系和两个极(柱)坐标系(图 1)。局部坐标系 (x, y) 和 (r, θ) 的原点设在河谷底部尖端。而整体坐标系 (x_1, y_1) 和 (r_1, θ_1) 的原点位于局部坐标系正上方的水平地面上。 x 轴向

右为正,角度 θ 从 y 轴逆时针转到 x 轴为正。 x_1 轴与角度 θ_1 的正方向与之一致。

模型激励是简谐的线源柱面 SH 波,圆频率为 ω ,位移在 z 方向(出平面或反平面)。震源位置在整体极坐标系 (r_1, θ_1) 中为 (r_0, θ_0) ,在整体直角坐标系 (x_1, y_1) 中为 (x_0, y_0) 。对于本研究的问题,需使用镜像法来考虑相对于水平地面处于对称位置的两个波源^[71]。对于波源及其镜像分别使用两个极坐标系 (r_f, θ_f) 和 (r'_f, θ'_f) 。 x_f 轴和 x'_f 轴均取向右为正,角度 θ_f 从 y_f 轴逆时针转到 x_f 轴为正,而角度 θ'_f 的正方向是从 y'_f 轴顺时针转到 x'_f 轴。

(1) 运动控制方程

为助于理解 SH 波激励下 V 形河谷模型的物理意义,首先给出运动控制方程的推导过程。在 SH 波的激励下,对称 V 形河谷所在的半空间中每一点会在出平面方向振动,以 u 表示任一质点的位移,任取一个 z 方向单位厚度的微元体,其受力状态如图 2 所示,其中, F_{r1} 和 F_{r2} 为径向平面上的剪切力, $F_{\theta1}$ 和 $F_{\theta2}$ 为角向平面上的剪切力, F_t 为惯性力。

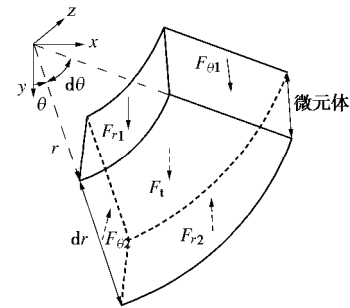


图 2 柱坐标系中的单位厚度微元体受力图

Fig. 2 Forces acting on an infinitesimal element with a unit thickness in cylindrical coordinate system

在极坐标系 (r, θ) 中,微元体受力的表达式如下:

$$F_{r1} = -G \frac{\partial u}{\partial r} r d\theta \quad (1)$$

$$F_{r2} = G \left[\frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{\partial u}{\partial r} \right) dr \right] [(r + dr)d\theta] \quad (2)$$

$$F_{\theta1} = -\frac{G}{r} \frac{\partial u}{\partial \theta} dr \quad (3)$$

$$F_{\theta2} = \frac{G}{r} \left[\frac{\partial u}{\partial \theta} + \frac{\partial}{\partial \theta} \left(\frac{\partial u}{\partial \theta} \right) d\theta \right] dr \quad (4)$$

$$F_t = -r(r d\theta dr) \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (5)$$

根据牛顿第二定律,考虑微元体的动力平衡,即

$$F_{r1} + F_{r2} + F_{\theta1} + F_{\theta2} + F_t = 0 \quad (6)$$

忽略高阶小量后可整理得到在极坐标系下的波动方程:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 u}{\partial q^2} = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (7)$$

众所周知,任意地震动时程均可以通过傅里叶变换转化到频域,从而分解成在不同频率下的简谐运动,据此,只需研究河谷介质在简谐激励下的动力响应,得到频域传递函数,即可揭示河谷地形对任意地震动时程的放大效应。因此,考虑入射波为单位幅值简谐波,引起介质随时间做简谐运动,则介质位移可以表示为

$$u(r, q, t) = u(r, q) e^{-i\omega t} \quad (8)$$

把方程(8)代入波动方程(7)可得亥姆霍兹方程:

$$\frac{\partial^2 u(r, q)}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u(r, q)}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 u(r, q)}{\partial q^2} + k^2 u(r, q) = 0, \quad (9)$$

式中, $k = \omega / V_s$ 为剪切波数。对于平面波入射,亥姆霍兹方程即为需要求解的运动方程,而对于柱面波入射,运动方程不再是齐次微分方程(9),需要在等式右端加入激励项。

(2) 定解问题

对于对称V形河谷模型,由于采用了区域分解,且柱面波震源位于外域,内域①和外域②的运动方程分别为齐次和非齐次亥姆霍兹方程^[72-73]:

$$\frac{\partial^2 u_1}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_1}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 u_1}{\partial q^2} + k^2 u_1 = 0, \quad (10)$$

$$\frac{\partial^2 u_2}{\partial r_1^2} + \frac{1}{r_1} \frac{\partial u_2}{\partial r_1} + \frac{1}{r_1^2} \frac{\partial^2 u_2}{\partial q_1^2} + k^2 u_2 = -\frac{d(r_1 - r_0)d(q_1 - q_0)}{r_1}, \quad (11)$$

式中, $d(\cdot)$ 为狄拉克δ函数。对于稳态反平面问题,省略了时间因子 $\exp(-i\omega t)$ 。

除了运动方程(10)或(11),位移 u_j ($j = 1, 2$ 分别表示子区域①和②)应该同时满足在河谷表面应力自由边界条件(12)和水平地表的应力自由边界条件(13):

$$t_{qz}^{(1)} = \frac{G}{r} \frac{\partial u_1}{\partial q} = 0 \quad (q = \pm b, r \leq a), \quad (12)$$

$$t_{q_1 z_1}^{(2)} = \frac{G}{r_1} \frac{\partial u_2}{\partial q_1} = 0 \quad (q_1 = \pm p/2, r_1 \geq b), \quad (13)$$

式中, b 为从y轴转至河谷表面的角度, a 为河谷侧壁的长度。

区域匹配方法^[46, 63-65, 74-77]要求两个子区域之间的位移连续和应力连续:

$$u_1(r, q) = u_2(r, q) \quad (r = a, -b \leq q \leq b), \quad (14)$$

$$t_{rz}^{(1)}(r, q) = t_{rz}^{(2)}(r, q) \quad (r = a, -b \leq q \leq b), \quad (15)$$

式中, $t_{rz}^{(1)}(r, q) = G \frac{\partial u_1}{\partial r}$, $t_{rz}^{(2)}(r, q) = G \frac{\partial u_2}{\partial r}$ 。

1.2 波场构造与定解问题的理论解

(1) 外域波场(柱面波自由场与散射场)

在子区域②中,波场可以分为两部分:无河谷地形时入射SH波激起的自由场和由于地形引起的散射场。自由场可以用镜像法构造。运动方程(11)右边震源产生的入射波场为^[73]

$$u^{\text{inc}}(r_f) = -\frac{i}{4m} H_0^{(1)}(kr_f), \quad (16)$$

式中, $i = \sqrt{-1}$, $H_0^{(1)}(\cdot)$ 为零阶第一类汉克尔函数。震源的镜像产生的反射波场为

$$u^{\text{ref}}(r'_f) = -\frac{i}{4m} H_0^{(1)}(kr'_f). \quad (17)$$

采用类似于 Smerzini 等^[71]和 Iturraran-Viveros 等^[73]的标准化策略,将入射波场与反射波场叠加之后除以入射波场在整体坐标系原点处的位移 $u^{\text{inc}}(r_0)$, 即可得到半空间中的标准化自由场:

$$u^f = [H_0^{(1)}(kr_f) + H_0^{(1)}(kr'_f)] / H_0^{(1)}(kr_0). \quad (18)$$

下文的推导中将会用到自由场在局部坐标系中的表达式,因此需要建立坐标 (r_f, θ_f) 和 (r'_f, q'_f) 到局部坐标系 (r, θ) 的转换公式。首先,推导得到适用于本文模型的 Graf 加法公式^[78]:

$$H_0^{(1)}(kr_f) = \sum_{n=0}^{\infty} e_n H_n^{(1)}(kL) J_n(kr) \cos[n(q+j)], \quad (19)$$

$$H_0^{(1)}(kr'_f) = \sum_{n=0}^{\infty} e_n H_n^{(1)}(kL') J_n(kr) \cos[n(q-j'-\pi)]. \quad (20)$$

式中, e_n 为纽曼因子 ($e_0 = 1$; $e_n = 2, n \geq 1$), $J_n(\cdot)$ 是 n 阶第一类贝塞尔函数, $H_n^{(1)}(\cdot)$ 为 n 阶第一类汉克尔函数, L 为坐标系 (r, θ) 和 (r_f, θ_f) 之间的距离, L' 为坐标系 (r, θ) 和 (r'_f, q'_f) 之间的距离。这些距离和相应的角度 a 和 a' 参见模型图1。然后把方程(19)和(20)代入方程(18)中,即可得到局部极坐标系下的自由场:

$$u^f(r, q) = \sum_{n=0}^{\infty} p_n J_n(kr) \cos(nq) + \sum_{n=0}^{\infty} q_n J_n(kr) \sin(nq) \quad (r < L, -b \leq q \leq b). \quad (21)$$

式中, p_n 和 q_n 表示如下:

$$p_n = \{H_n^{(1)}(kL') \cos[n(a' + \pi)] + H_n^{(1)}(kL) \cos(na)\} \cdot e_n / H_0^{(1)}(kr_0), \quad (22)$$

$$q_n = \{H_n^{(1)}(kL') \sin[n(a' + \pi)] - H_n^{(1)}(kL) \sin(na)\} \cdot e_n / H_0^{(1)}(kr_0). \quad (23)$$

子区域②中另一部分波场是由于河谷出现引起的散射场。为了实现深浅河谷解的统一,采用两种方式构造散射场,表达式如下:

$$u^s = \sum_{n=0}^{\infty} A_n H_{2n}^{(1)}(kr_1) \cos(2nq_1) + \sum_{n=0}^{\infty} B_n H_{2n+1}^{(1)}(kr_1) \cdot \sin[(2n+1)q_1] \quad (d/b \leq 1), \quad (24)$$

$$u^s = \sum_{n=0}^{\infty} A_n [H_n^{(1)}(kr) \cos(nq) + H_n^{(1)}(kr') \cos(nq')] + \sum_{n=0}^{\infty} B_n [H_n^{(1)}(kr) \sin(nq) + H_n^{(1)}(kr') \sin(nq')] \quad (d/b > 1), \quad (25)$$

式中, A_n 和 B_n 为未知复系数, 坐标系 (r', q') 是坐标系 (r, θ) 相对于水平地表的镜像 (参见 Tsaur 等^[64])。

为了在同一个坐标系中解决问题, 必须推导出 Graf 加法公式的另外两种形式, 如下所示:

$$H_n^{(1)}(kr_1) \begin{cases} \cos(nq_1) \\ \sin(nq_1) \end{cases} = \sum_{m=0}^{\infty} (-1)^m H_m^{(1)}(kr) \frac{e_m}{2} \cdot \begin{cases} [J_{m+n}(kd) + (-1)^n J_{m-n}(kd)] \cos(mq) \\ [-J_{m+n}(kd) - (-1)^n J_{m-n}(kd)] \sin(mq) \end{cases}, \quad (26)$$

$$H_n^{(1)}(kr') \begin{cases} \cos(nq') \\ \sin(nq') \end{cases} = \sum_{m=0}^{\infty} (-1)^m J_m(kr) \frac{e_m}{2} \cdot \begin{cases} [(-1)^n H_{m+n}^{(1)}(2kd) + H_{m-n}^{(1)}(2kd)] \cos(mq) \\ [(-1)^n H_{m+n}^{(1)}(2kd) + H_{m-n}^{(1)}(2kd)] \sin(mq) \end{cases}. \quad (27)$$

根据方程 (26)、(27), 散射波场可以在极坐标系 (r, θ) 中表达为

$$u^s(r, q) = \sum_{n=0}^{\infty} A_n \sum_{m=0}^{\infty} U_{mn}^{\text{ex}} H_m^{(1)}(kr) \cos(mq) + \sum_{n=0}^{\infty} B_n \sum_{m=0}^{\infty} V_{mn}^{\text{ex}} H_m^{(1)}(kr) \sin(mq) \quad (d/b \leq 1), \quad (28)$$

$$u^s(r, q) = \sum_{n=0}^{\infty} A_n [H_n^{(1)}(kr) \cos(nq) + \sum_{m=0}^{\infty} U_{mn}^{\text{in}} \cdot J_m(kr) \cos(mq)] + \sum_{n=0}^{\infty} B_n [H_n^{(1)}(kr) \sin(nq) + \sum_{m=0}^{\infty} V_{mn}^{\text{in}} J_m(kr) \sin(mq)] \quad (d/b > 1). \quad (29)$$

其中

$$U_{mn}^{\text{ex}} = (-1)^m \frac{e_m}{2} [J_{m+2n}(kd) + J_{m-2n}(kd)], \quad (30)$$

$$V_{mn}^{\text{ex}} = (-1)^{m+1} \frac{e_m}{2} [J_{m+2n+1}(kd) + J_{m-2n-1}(kd)], \quad (31)$$

$$U_{mn}^{\text{in}} = (-1)^m \frac{e_m}{2} [(-1)^n H_{m+n}^{(1)}(2kd) + H_{m-n}^{(1)}(2kd)], \quad (32)$$

$$V_{mn}^{\text{in}} = (-1)^m \frac{e_m}{2} [(-1)^n H_{m+n}^{(1)}(2kd) - H_{m-n}^{(1)}(2kd)]. \quad (33)$$

值得说明的是: 公式 (24) ~ (33) 采用两种方式来构造散射场的目的是提高计算效率, 它是由坐标转换效率决定的。利用 Graf 加法公式 (26)、(27) 进行坐标转换时, 需要将无穷项级数截断成有限项。公式 (26) 中截断值随着形状比 d/b 的降低而减小, 而公式 (27) 中的截断值随着形状比 d/b 的增长而减小。因此, 从计算效率的角度来讲, 最好的策略就是当 $d/b \leq 1$ 时选择公式 (26) 而当 $d/b > 1$ 时选择公式 (27)。 $d/b = 1$ 并不是一个理论上的分界线, 而是基于数值试

验给出的一个推荐值。

经验证, 方程 (18)、(24)、(25) 满足方程 (13), 说明上述外域②的所有波场满足地表应力自由边界条件。这是因为自由场由两个对称源产生, 且散射场波函数的构造合理。另外, 构造的外域波场自然满足无穷远处 Sommerfeld 辐射条件。

(2) 内域波场 (分数阶波函数)

相对于外域波场, 内域波场的构造更为复杂, 难点在于波函数展开的时候须用分数阶波函数取代常规的整数阶波函数。分数阶波函数的推导过程如下:

对亥姆霍兹方程 (10) 进行分离变量。首先将位移函数分解成径向函数和角向函数的乘积

$$u_1(r, q) = R(r)f(q), \quad (34)$$

并代回亥姆霍兹方程, 整理可得

$$\frac{r^2}{R(r)} R''(r) + \frac{r}{R(r)} R'(r) + k^2 r^2 = -\frac{f''(q)}{f(q)}. \quad (35)$$

令方程 (35) 两端同时等于一个非负常数 $(nu)^2$, 可以得到下面两个方程:

$$r^2 R''(r) + r R'(r) + [k^2 r^2 - (nu)^2] R(r) = 0, \quad (36)$$

$$f''(q) + (nu)^2 f(q) = 0, \quad (37)$$

式中, n 为一个整数, u 为一个整数或者分数, 由具体问题的边界条件确定。对于无限或者半无限空间, u 取值为整数 1, 可以得到常规的整数阶波函数; 而对于楔形空间, 如对称 V 形河谷中的内域①, u 取值为分数, 这一点对于获得满足河谷倾斜表面应力自由条件的波场至关重要, 其取值是一个关键步骤。

方程 (36) 是以 kr 为变量, 以 nu 为阶的贝塞尔方程, 作为一个二阶常微分方程, 它必然含有两个线性无关的解, 如下:

$$R(r) = J_{nu}(kr) \text{ 或 } Y_{nu}(kr), \quad (38)$$

其中, $J_{nu}(\cdot)$ 和 $Y_{nu}(\cdot)$ 分别表示第一类和第二类贝塞尔函数。

方程 (37) 的解为

$$f(q) = \cos(nuq) \text{ 或 } \sin(nuq). \quad (39)$$

将方程 (38)、(39) 代入方程 (34), 就得到了波函数。对于对称 V 形河谷的楔形子区域①, 取 $u = \pi/2b$, 由于 β 取值介于 $\pi/2$ 与 π 之间, u 为分数, 取值介于 $1/2$ 与 1 之间, 从而得到分数阶波函数。因此, 利用分数阶波函数构造子区域①中满足河谷表面应力自由边界条件 (12) 的驻波场:

$$u^c(r, q) = \sum_{n=0}^{\infty} C_n J_{2nu}(kr) \cos(2nuq) + \sum_{n=0}^{\infty} D_n J_{(2n+1)u}(kr) \cdot \sin[(2n+1)uq] \quad (-b \leq q \leq b), \quad (40)$$

式中, C_n 和 D_n 为待求波场系数。需要说明: 子区域①不会出现无穷大位移, 因此舍掉第二类贝塞尔函数

$Y_{nu}(kr)$, 波场 $u^c(r, q)$ 的径向波函数只保留第一类贝塞尔函数 $J_{nu}(kr)$; 同时, 为了满足河谷倾斜表面的应力自由条件, 角向波函数须舍掉奇数余弦项和偶数正弦项, 经验证, 方程 (40) 满足应力自由边界条件方程 (12)。

(3) 定解问题解答 (超定方程组法)

在局部坐标系中的内域①和外域②的波场分别为:

$$u_1(r, q) = u^c(r, q) \quad (-b \leq q \leq b), \quad (41)$$

$$u_2(r, q) = u^f(r, q) + u^s(r, q) \quad (-b \leq q \leq b). \quad (42)$$

位移场连续和应力场连续条件方程 (14) 和 (15) 可用于获得波场未知系数。把方程 (41) 和 (42) 分别代入方程 (14) 和 (15), 可得到如下连续条件:

$$u^f(a, q) + u^s(a, q) - u^c(a, q) = 0 \quad (-b \leq q \leq b), \quad (43)$$

$$t_{rz}^f(a, q) + t_{rz}^s(a, q) - t_{rz}^c(a, q) = 0 \quad (-b \leq q \leq b). \quad (44)$$

如果定义

$$y_u(q) = \begin{cases} u^f(a, q) + u^s(a, q) - u^c(a, q) & (q \in [-b, b]) \\ 0 & (q \in [-\pi, -b] \cup [b, \pi]) \end{cases}, \quad (45)$$

和

$$y_t(q) = \begin{cases} t_{rz}^f(a, q) + t_{rz}^s(a, q) - t_{rz}^c(a, q) & (q \in [-b, b]) \\ 0 & (q \in [-\pi, -b] \cup [b, \pi]) \end{cases}, \quad (46)$$

则

方程 (43) 和 (44) 中的连续条件将分别变成

$$y_u(q) = 0 \quad (-\pi \leq q \leq \pi) \quad (47)$$

和

$$y_t(q) = 0 \quad (-\pi \leq q \leq \pi). \quad (48)$$

为了求出未知数 A_n , B_n , C_n 和 D_n , 将方程 (47) 和 (48) 在区间 $[-\pi, \pi]$ 内积分。应用余弦和正弦函数的正交性^[29, 64], 可以获得下面的关系式:

$$\sum_{n=0}^{\infty} \sum_{j=0}^{\infty} M_{m,n,j} A_n - \sum_{n=0}^{\infty} J_{2nu}(ka) I_{m,2nu} C_n = - \sum_{n=0}^{\infty} p_n J_n(ka) I_{m,n} \quad (m=0,1,2,\mathbf{L}), \quad (49)$$

$$\sum_{n=0}^{\infty} \sum_{j=0}^{\infty} M'_{m,n,j} A_n - \sum_{n=0}^{\infty} J'_{2nu}(ka) I_{m,2nu} C_n = - \sum_{n=0}^{\infty} p_n J'_n(ka) I_{m,n} \quad (m=0,1,2,\mathbf{L}), \quad (50)$$

$$\sum_{n=0}^{\infty} \sum_{j=1}^{\infty} N_{m,n,j} B_n - \sum_{n=0}^{\infty} J_{(2n+1)u}(ka) m_{m,(2n+1)u} D_n = - \sum_{n=1}^{\infty} q_n J_n(ka) m_{m,n} \quad (m=1,2,3,\mathbf{L}), \quad (51)$$

$$\sum_{n=0}^{\infty} \sum_{j=1}^{\infty} N'_{m,n,j} B_n - \sum_{n=0}^{\infty} J'_{(2n+1)u}(ka) m_{m,(2n+1)u} D_n = - \sum_{n=1}^{\infty} q_n J'_n(ka) m_{m,n} \quad (m=1,2,3,\mathbf{L}), \quad (52)$$

式中, $J'_n(\cdot)$ 是贝塞尔函数的微分形式, $I_{m,n}$, $m_{m,n}$, $M_{m,n,j}$, $M'_{m,n,j}$, $N_{m,n,j}$ 和 $N'_{m,n,j}$ 的表达式如下:

$$I_{m,n} = \int_{-b}^b \cos(mq) \cos(nq) dq, \quad = \begin{cases} 2b & (m=n=0) \\ b + \frac{\sin(2mb)}{2m} & (m=n \neq 0), \\ \frac{\sin(m-n)b}{m-n} + \frac{\sin(m+n)b}{m+n} & (m \neq n) \end{cases} \quad (53)$$

$$m_{m,n} = \int_{-b}^b \sin(mq) \sin(nq) dq = \begin{cases} b - \frac{\sin(2mb)}{2m} & (m=n \neq 0), \\ \frac{\sin(m-n)b}{m-n} - \frac{\sin(m+n)b}{m+n} & (m \neq n) \end{cases} \quad (54)$$

$$M_{m,n,j} = \begin{cases} U_{jn}^{\text{ex}} H_j^{(1)}(ka) I_{m,j} & (d/b \leq 1) \\ d_{jn} H_j^{(1)}(ka) I_{m,j} + U_{jn}^{\text{in}} J_j(ka) I_{m,j} & (d/b > 1) \end{cases}, \quad (55)$$

$$M'_{m,n,j} = \begin{cases} U_{jn}^{\text{ex}} H_j^{(1)'}(ka) I_{m,j}, & (d/b \leq 1) \\ d_{jn} H_j^{(1)'}(ka) I_{m,j} + U_{jn}^{\text{in}} J'_j(ka) I_{m,j} & (d/b > 1) \end{cases}, \quad (56)$$

$$N_{m,n,j} = \begin{cases} V_{jn}^{\text{ex}} H_j^{(1)}(ka) m_{m,j} & (d/b \leq 1) \\ d_{jn} H_j^{(1)}(ka) m_{m,j} + V_{jn}^{\text{in}} J_j(ka) m_{m,j} & (d/b > 1) \end{cases}, \quad (57)$$

$$N'_{m,n,j} = \begin{cases} V_{jn}^{\text{ex}} H_j^{(1)'}(ka) m_{m,j} & (d/b \leq 1) \\ d_{jn} H_j^{(1)'}(ka) m_{m,j} + V_{jn}^{\text{in}} J'_j(ka) m_{m,j} & (d/b > 1) \end{cases}, \quad (58)$$

式中, d_{jn} 是 Kronecker Delta 函数 ($d_{jn} = 1, j = n$; $d_{jn} = 0, j \neq n$).

最后, 在方程 (49) ~ (52) 分别取有限项级数之后, 编程进行数值计算。 n, m, j 分别取为 N, M, J 项: 在方程 (49) ~ (52) 中 $n = 0 \sim N-1$; 方程 (49) 和 (50) 中 $m = 0 \sim M-1, j = 0 \sim J-1$; 方程 (51) 和 (52) 中 $m = 1 \sim M, j = 1 \sim J$ 。求解由方程 (49) 和 (50) 组成的方程组, 可以得到未知系数 A_n 和 C_n 。求得收敛解的关键是让 M 为 N 的四倍或以上。这样, 方程组变成超定方程组, 可以容易地求其最小平方解。对不同的河谷形状比和入射波频率下的 N 值应该由收敛测试确定, J 值应该满足 Graf 加法公式 (26) 和 (27)。一般而言, 对于本研究结果, $N \leq 50, J \leq 1100$ 就足够

了。基于同样的矩阵方法,利用方程(51)和(52)就可以获得系数 B_n 和 D_n 。这样,每个区域的波场可以通过方程(41)和(42)取有限项级数后计算得到。

1.3 理论解的退化验证(远场柱面波与平面波的渐进等价性)

本研究的理论可以通过退化到无河谷地形的自由场得到验证。如果河谷深度 $d = 0$ km, 则 $b = \pi/2$, $u = \pi/(2b) = 1$, $L' = L = r_0$, $a' = a$, 从而, 当 n 为奇数时, $p_n = 0$, 当 n 为偶数时 $q_n = 0$ 。这时根据方程(49)~

(52)求得的波场系数为 $A_n = B_n = 0$, $C_n = p_{2n}$, $D_n = q_{2n+1}$, 意味着当 $d = 0$ km时, 半空间中只有自由场存在, 即子区域①中 $u^{(1)}(r, q) = u^f(r, q)$, 子区域②中 $u^{(2)}(r, q) = u^f(r, q)$, 从而验证了本研究理论解的正确性。

下面进一步验证当震源位置无穷远时, 本文柱面波理论解与平面波理论解的渐进等价性。当河谷 $d = 0$ km时, 将 $b = \pi/2$, $u = \pi/(2b) = 1$, $L' = L = r_0$, $a' = a$ 代入方程(22)、(23), 柱面波自由场系数 p_n 和 q_n 变成

$$p_n = H_n^{(1)}(kr_0)[1 + (-1)^n] \cos(na) e_n / H_0^{(1)}(kr_0), \quad (59)$$

$$q_n = H_n^{(1)}(kr_0)[(-1)^n - 1] \sin(na) e_n / H_0^{(1)}(kr_0)。 \quad (60)$$

这时, 方程(21)变为

$$u^f(r, q) = \sum_{n=0}^{\infty} 2e_n [H_{2n}^{(1)}(kr_0) / H_0^{(1)}(kr_0)] \cos(2na) \cdot J_{2n}(kr) \cos(2nq) - \sum_{n=0}^{\infty} 4[H_{2n+1}^{(1)}(kr_0) / H_0^{(1)}(kr_0)] \cdot \sin[(2n+1)a] J_{2n+1}(kr) \sin[(2n+1)q]。 \quad (61)$$

方程(61)即为河谷场地柱面波自由场在整体坐标系中的表达式。

如果震源距离 r_0 趋近于无穷大, 借助于汉克尔函数的渐进关系^[78]:

$$H_u^{(1)}(kr_0) = \sqrt{2/(\pi kr_0)} e^{i(kr_0 - u\pi/2 - \pi/4)} \quad (r_0 \rightarrow \infty), \quad (62)$$

可以将柱面波自由场(61)退化为平面波自由场^[70]:

$$u^f(r, q) = \sum_{n=0}^{\infty} 2e_n (-1)^n \cos(2na) J_{2n}(kr) \cos(2nq) + \sum_{n=0}^{\infty} 4i(-1)^n \sin[(2n+1)a] J_{2n+1}(kr) \sin[(2n+1)q]。 \quad (63)$$

以上退化说明构造的柱面波自由场与平面波自由场具有渐进等价性, 这种渐进等价关系从理论上说明了平面波自由场是柱面波自由场在无穷远震源($r_0 \rightarrow \infty$)条件下的特例。

前述理论解可以求得不同频率柱面SH波激励下河谷场地任意位置的位移反应 $u(r, \theta, \omega)$, 它是包含幅值和相位信息的复数, 为考察地形效应, 将其幅值除以无地形的半空间自由场幅值, 即得到放大因子

$|u|/|u^f|$ 。定义对称V形河谷模型的入射波无量纲频率 $\eta = 2b/L_s$ (L_s 表示入射波波长), 以深度 $d = 1$ km, 半宽 $b = 1$ km的对称V形河谷为例, 在无量纲频率为 $\eta = 1$ 的不同震源位置 (x_0, y_0) 产生的柱面波和不同角度 a 的平面波激励下, 计算得到的地面运动放大因子如图3所示。结果表明: 在竖向入射时深度为100 km的震源产生的柱面波与平面波结果吻合良好, 斜入射时震中距为50 km, 震源深度为50 km对应的柱面波与平面波一致, 水平入射时震中距为20 km, 震源深度为1 km对应的柱面波与平面波一致。而当震源距河谷更近时, 柱面波的结果(虚线)与平面波(实线)有所不同。这说明平面波入射下的河谷场地波场是柱面波入射情况的特例。

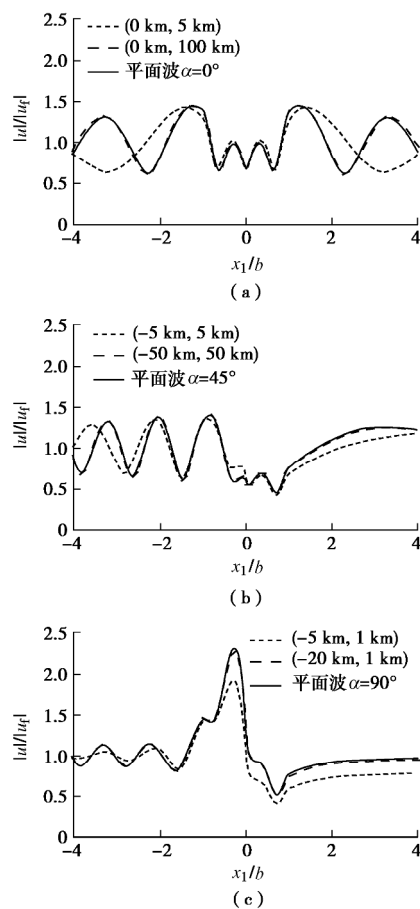


图3 无量纲频率为 $\eta = 1$ 的柱面波与平面波激励下深宽比 $d/b = 1$ 的对称V形河谷地表位移幅值放大因子对比(引自Gao等^[69])

Fig. 3 Comparison of amplification factors of surface displacement amplitudes between plane and cylindrical wave incidences at $\eta = 1$ for a symmetrical V-shaped canyon with $d/b = 1$ (after Gao et al. ^[69])

1.4 台湾翡翠河谷实测地震放大效应简析

台湾翡翠河谷于1991年在距离翡翠大坝约300 m的一个断面安装了6个强震仪组成地震台阵(图4)。1992年花莲地震触发了这个台阵, 震级 M_L 为5.5级,

震源深度为 50 km, 震中距约为 130 km。Huang 等^[79]报道了此次地震, 发现 6 台地震仪实测地震 SH 波存在较大差异, 其中, 强震仪 SC1 位于河谷左侧, 距谷

底的高度为 170 m; 强震仪 SC4 位于河谷右侧, 距离谷底的高度为 70 m, SC1 记录到的地震动峰值加速度是 SC4 的 2.69 倍。

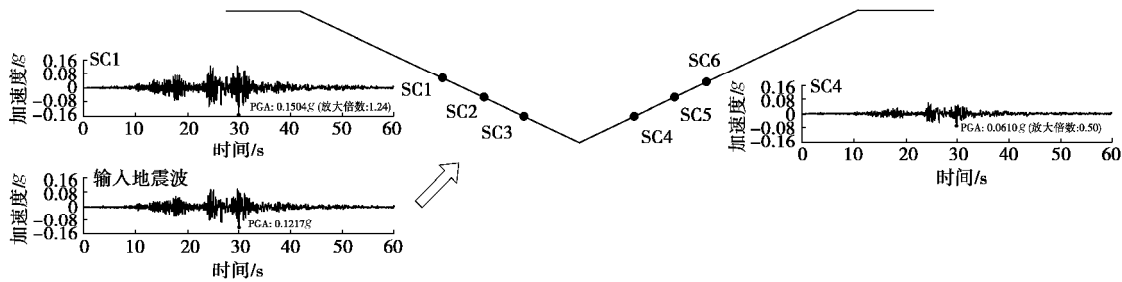


图 4 集集地震入射下台湾翡翠河谷 SC1 和 SC4 台站所在位置的地震动加速度模拟时程

Fig. 4 Simulated ground motion accelerations at two stations SC1 and SC4 in Feitsui canyon (Taiwan, China) subjected to Chi-Chi Earthquake

翡翠河谷可以简化为对称 V 形河谷 (图 4), 根据 Huang 等^[79]报道的数据, 模型参数如下: 宽度 $2b = 1500$ m, 深度 $d = 350$ m, 介质密度 $\rho = 2.67$ g/cm³, 剪切波速 $V_s = 1500$ m/s, 震源位置为 $(x_0, y_0) = (-130$ km, 50 km)。

由于缺乏花莲地震输入, 采用附近的集集地震输入, 根据笔者的模型计算得到的翡翠河谷 SC1 与 SC4 处的地震动加速度时程 (图 4), 结果表明 SC1 峰值加速度相对于 SC4 放大了 2.48 倍, 这 and 实际观测结果的 2.69 倍是大致吻合的。

本文的地形效应理论可以对这个放大现象进行合理解释。据 Huang 等研究^[79], 此次花莲地震波主要频率在 5 Hz 以内, 利用本文模型计算 SC1 和 SC4 所在位置的地形放大因子, 揭示实测峰值加速度存在差异的原因。两个位置 SC1 和 SC4 的地形放大因子随频率的变化情况即传递函数如图 5 所示。可以看出: 河谷 SC1 处与 SC4 处的放大因子差异非常明显, SC1 处对频率介于 0.3 Hz 和 3 Hz 的波动均有 1.2 倍以上的放大, 而 SC4 处对于频率介于 1.5 Hz 和 4 Hz 的波动有约为 60% 的减小; 在很多频率下, 二者相差超过 2 倍, 甚至超过 3 倍 ($f = 3$ Hz 时, 二者差异达到 330%)。这就解释了实测地震动峰值加速度在 SC1 和 SC4 处的差异性: 斜入射地震波在 SC1 处相长干涉, 而在 SC4 处相消干涉, 从而导致地震动在河谷 SC1 处聚焦放大、在 SC4 处减小。

1.5 河谷地形的地震波前弯曲效应

前述理论可以求得不同频率柱面 SH 波激励下河谷场地任意位置的位移放大因子 $|u|/|u^i|$ 。将地形放大因子作为频域传递函数, 取基岩地震动时程作为入射信号, 利用快速傅里叶逆变换技术可以得到考虑河谷放大效应的场地任意位置的地震动时程。

为了揭示柱面波入射时的波前弯曲效应, 时域入

射信号取为雷克子波, 其特征频率 $f_c = 1.0$ Hz。计算的频率 $f = w/(2\pi)$ 的范围是 4.0 Hz 以内, 步长是 1/24 Hz。对称 V 形河谷的形状参数取为 $b = 1.0$ km, $d = 0.5$ km, 剪切波速假设为 $V_s = 1$ km/s。图 6 是在 $x_1 \in [-4$ km, 4 km], $y_1 \in [0$ km, 4 km] 的矩形空间内均匀分布的 81×41 个点的地震反应时程。它给出了 9.5~13.0 s 中的 6 个时间点的波场, 展示了柱面波在对称 V 形河谷附近的传播和散射过程。可以看出: 当直接波和水平地表的反射波遇到 V 形河谷时, 河谷左上角、右上角和河谷底部会作为新的波源持续产生散射波, 且波前发生明显的弯曲。

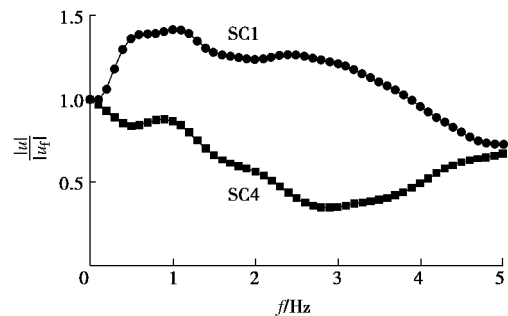


图 5 翡翠河谷 SC1 和 SC4 台站所在位置的地形放大因子随频率的变化

Fig. 5 Variation of topographic amplification factors as a function of frequency at two stations SC1 and SC4 in Feitsui canyon (Taiwan, China)

2 非对称 V 形河谷场地地震波传播模型与散射规律

2.1 非对称 V 形河谷模型

建立非对称 V 形河谷二维模型^[80], 如图 7 所示, 其深度为 d , 半宽为 b_1 (左侧) 和 b_2 (右侧)。模型的介质假设为弹性、各向同性、均质。介质的密度 ρ 、剪切模量 G 和剪切波速 V_s 均为常数。对于非对称 V

形河谷, 须采用一种新的区域分解策略, 采用半径为 d 的半圆形辅助边界把整个区域分解成 3 个子区域, 其中子区域①和②为有限内域, 子区域③为半无限外

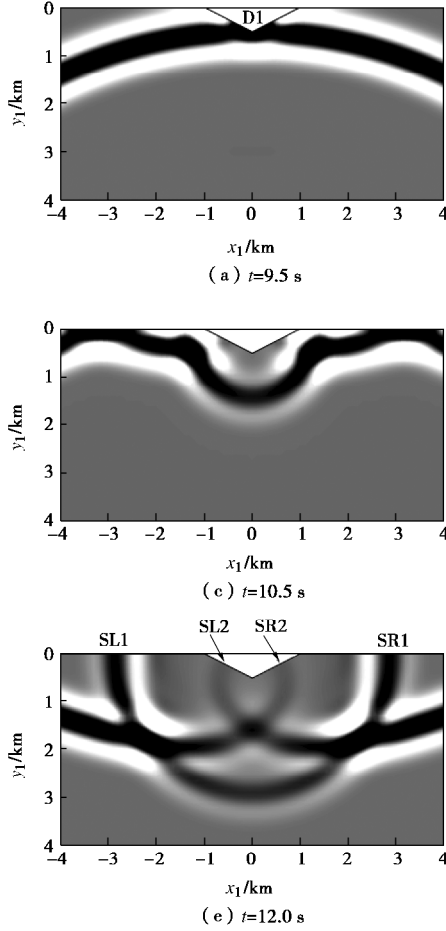


图 6 对应震源位置 $(x_0, y_0) = (0 \text{ km}, 10 \text{ km})$ 、半宽 $b = 1.0 \text{ km}$ 和深度 $d = 0.5 \text{ km}$ 的对称 V 形河谷在不同时刻的快照图(引自 Gao 等^[69])

Fig. 6 Snapshots for a symmetrical V-shaped canyon with $b = 1.0 \text{ km}$ and $d = 0.5 \text{ km}$ subjected to cylindrical waves emitted by a source located at $(x_0, y_0) = (0 \text{ km}, 10 \text{ km})$ (after Gao et al.^[69])

个局部坐标系 (x_1, y_1) 、 (r_1, θ_1) 和 (x_2, y_2) 、 (r_2, θ_2) 的原点分别放在河谷左右两肩顶点, 分别用于描述子区域①和②。坐标 x 轴向右为正方向, 角度 θ 从 y 轴逆时针转到 x 轴为正。坐标 x_1 轴向左为正, 角度 θ_1 从水平 x_1 轴逆时针转动为正。坐标 x_2 轴向右为正, 角度 θ_2 从水平 x_2 轴顺时针转动为正。模型受柱面 SH 波作用, 震源位置在整体极坐标系 (r, θ) 中为 (r_0, θ_0) , 在整体直角坐标系 (x, y) 中为 (x_0, y_0) , 圆频率为 ω , 介质振动在出平面方向 (即 z 方向)。

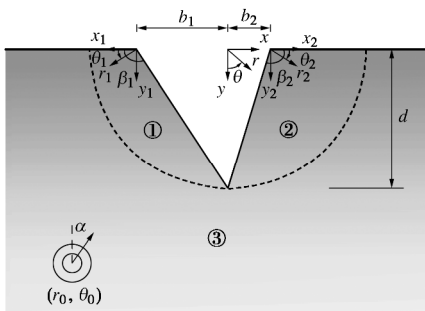


图 7 非对称 V 形河谷二维模型(修改自 Zhang 等^[80])

域。在 3 个子区域分别建立 3 个直角坐标系和 3 个极坐标系。其中, 整体坐标系 (x, y) 和 (r, θ) 的原点设置在半圆形辅助边界的圆心, 可以描述子区域③。而两

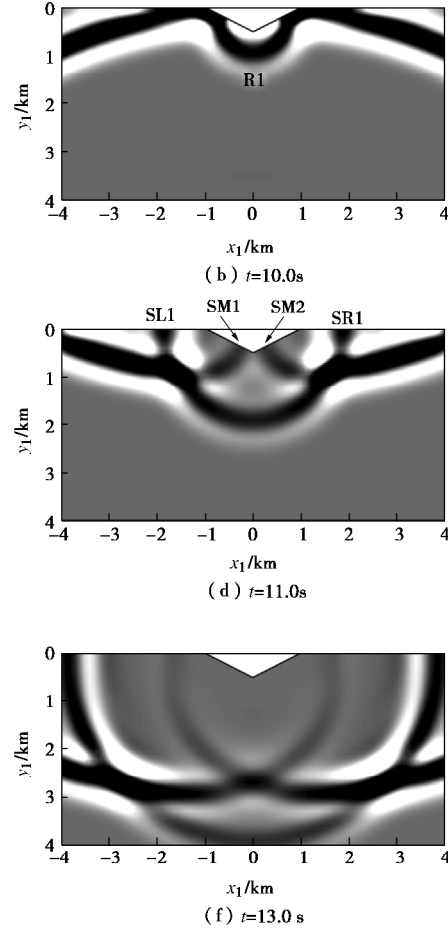


Fig. 7 2D model for a non-symmetrical V-shaped canyon (after Zhang et al.^[80])

内域①和②稳态位移 u_j 均须满足各自极坐标系下的齐次亥姆霍兹方程:

$$\frac{\partial^2 u_j}{\partial r_j^2} + \frac{1}{r_j} \frac{\partial u_j}{\partial r_j} + \frac{1}{r_j^2} \frac{\partial^2 u_j}{\partial q_j^2} + k^2 u_j = 0, \quad (64)$$

式中, $j=1, 2$ 分别代表子区域①、②。

而外域③的位移须满足整体极坐标系下的非齐次亥姆霍兹方程, 即

$$\frac{\partial^2 u_3}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_3}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 u_3}{\partial q^2} + k^2 u_3 = -\frac{d(r-r_0)d(q-q_0)}{r}. \quad (65)$$

除了满足亥姆霍兹方程之外, 位移 u_j 应该同时满足在倾斜河谷表面和水平地表的应力自由边界条件:

$$t_{q_1 z}^{(1)} = \frac{G}{r_1} \frac{\partial u_1}{\partial q_1} = 0 \quad (q_1 = 0, r_1 \leq d - b_1 \text{ \& } q_1 = b_1, r_1 \leq \sqrt{b_1^2 + d^2}), \quad (66)$$

$$t_{q_2}^{(2)} = \frac{G}{r_2} \frac{\partial u_2}{\partial q_2} = 0 \quad (q_2 = 0, \quad r_2 \leq d - b_2 \text{ \& } q_2 = b_2, \quad r_2 \leq \sqrt{b_2^2 + d^2}) \quad , \quad (67)$$

$$t_{q_2}^{(3)} = \frac{G}{r} \frac{\partial u_3}{\partial q} = 0 \quad \left(q = \pm \frac{\pi}{2}, \quad r \geq d \right) \quad , \quad (68)$$

以及内、外域之间的虚拟辅助边界上的位移连续和应力连续条件:

$$u^{\text{inner}}(r, q) = u^{\text{outer}}(r, q) \quad \left(r = d, -\frac{\pi}{2} \leq q \leq \frac{\pi}{2} \right) \quad , \quad (69)$$

$$t_{r_2}^{\text{inner}}(r, q) = t_{r_2}^{\text{outer}}(r, q) \quad \left(r = d, -\frac{\pi}{2} \leq q \leq \frac{\pi}{2} \right) \quad . \quad (70)$$

以上运动方程 (64)、(65) 和边界条件 (66) ~ (70) 构成了非对称 V 形河谷对 SH 波散射的定解问题。

2.2 波场构造与问题求解

(1) 外域波场

在外域, 波场 u_3 包含两部分: 自由场和散射场。半空间中的柱面波自由场如公式 (61) 所示, 为了便于推导, 表示为如下形式:

$$u^f(r, q) = \sum_{n=0}^{\infty} P_n J_{2n}(kr) \cos(2nq) + \sum_{n=0}^{\infty} Q_n J_{2n+1}(kr) \sin[(2n+1)q] \quad , \quad (71)$$

其中,

$$P_n = 2e_n [H_{2n}^{(1)}(kr_0)/H_0^{(1)}(kr_0)] \cos(2na) \quad , \quad (72)$$

$$Q_n = -4[H_{2n+1}^{(1)}(kr_0)/H_0^{(1)}(kr_0)] \sin[(2n+1)a] \quad . \quad (73)$$

外域中另一部分波场是由于河谷出现引起的散射场。为了简化问题, 已有研究^[63]常把完整的散射场分成两部分。本研究中的总散射场也可以类似地分成两部分: $u^{s1}(r, q)$ 和 $u^{s2}(r, q)$, 它们分别代表半圆形河谷引起的散射场和非对称 V 形河谷相对于半圆形河谷散射场的额外贡献, 表达式如下:

$$u^{s1}(r, q) = \sum_{n=0}^{\infty} P_n \frac{-J'_{2n}(kd)}{H_{2n}^{(1)'}(kd)} H_{2n}^{(1)}(kr) \cos(2nq) + \sum_{n=0}^{\infty} Q_n \frac{-J'_{2n+1}(kd)}{H_{2n+1}^{(1)'}(kd)} H_{2n+1}^{(1)}(kr) \sin[(2n+1)q] \quad , \quad (74)$$

$$u^{s2}(r, q) = \sum_{n=0}^{\infty} A_n H_{2n}^{(1)}(kr) \cos(2nq) + \sum_{n=0}^{\infty} B_n H_{2n+1}^{(1)}(kr) \sin[(2n+1)q] \quad , \quad (75)$$

式中, $H_n^{(1)'}(\cdot)$, $J_n'(\cdot)$ 代表相应函数 $H_n^{(1)}(\cdot)$, $J_n(\cdot)$ 的微分, A_n 和 B_n 为待定波场系数。

值得说明的是, 自由场 (71) 和散射场 (74)、(75) 都只含有偶数项余弦角函数和奇数项正弦角函数, 从而自动满足水平地表应力自由边界条件 (68)。

(2) 内域波场

对于非对称 V 形河谷, 其内域包含两个楔形子区

域①和②, 利用前述分数阶波函数展开方法, 取 $u_1 = \pi/b_1$ 和 $u_2 = \pi/b_2$, 得到内域波场 u_1 和 u_2 分别为

$$u^{c1}(r_1, q_1) = \sum_{n=0}^{\infty} C_n J_{nu_1}(kr_1) \cos(nu_1 q_1) \quad , \quad (76)$$

$$u^{c2}(r_2, q_2) = \sum_{n=0}^{\infty} D_n J_{nu_2}(kr_2) \cos(nu_2 q_2) \quad , \quad (77)$$

式中, C_n 和 D_n 为待求波场系数。需要说明: 子区域①和②不能接受无穷大位移, 因此波场 $u^{c1}(r_1, q_1)$ 和 $u^{c2}(r_2, q_2)$ 的径向波函数只保留第一类贝塞尔函数 $J_{nu}(kr)$; 为了满足河谷倾斜表面的应力自由条件, 角向波函数须只取余弦项。经验证, 方程 (76) 和 (77) 分别满足应力自由边界条件 (66) 和 (67)。

要在同一个坐标系解决问题并获得 4 组未知系数 A_n , B_n , C_n , D_n , 需要将局部坐标 (r_1, θ_1) 和 (r_2, θ_2) 表达的内域波场变换到整体坐标 (r, θ) 中。利用 Graf 加法公式^[78, 81]将内域波场 u^{c1} 和 u^{c2} 用整体坐标 (r, θ) 表示为

$$u^{c1}(r, q) = \sum_{n=0}^{\infty} C_n \sum_{m=-\infty}^{\infty} U_{mn}^{(1)} J_{m+nu_1}(kr) \cos[(m+nu_1)q] + \sum_{n=0}^{\infty} C_n \sum_{m=-\infty}^{\infty} V_{mn}^{(1)} J_{m+nu_1}(kr) \sin[(m+nu_1)q] \quad , \quad (78)$$

$$u^{c2}(r, q) = \sum_{n=0}^{\infty} D_n \sum_{m=-\infty}^{\infty} U_{mn}^{(2)} J_{m+nu_2}(kr) \cos[(m+nu_2)q] + \sum_{n=0}^{\infty} D_n \sum_{m=-\infty}^{\infty} V_{mn}^{(2)} J_{m+nu_2}(kr) \sin[(m+nu_2)q] \quad , \quad (79)$$

其中,

$$U_{mn}^{(1)} = J_m(kb_1) \cos\left[(m+nu_1)\frac{\pi}{2}\right] \quad , \quad (80)$$

$$V_{mn}^{(1)} = -J_m(kb_1) \sin\left[(m+nu_1)\frac{\pi}{2}\right] \quad , \quad (81)$$

$$U_{mn}^{(2)} = J_m(kb_2) \cos\left[(m+nu_2)\frac{\pi}{2}\right] \quad , \quad (82)$$

$$V_{mn}^{(2)} = J_m(kb_2) \sin\left[(m+nu_2)\frac{\pi}{2}\right] \quad . \quad (83)$$

(3) 定解问题解答

前文对非对称 V 形河谷进行区域分解, 得到了满足地表应力自由条件的外域波场和满足河谷表面应力自由条件的内域波场:

$$u^{\text{inner}}(r, q) = \begin{cases} u_1 = u^{c1}(r, q) & \left(q \in \left[-\frac{\pi}{2}, 0\right] \right) \\ u_2 = u^{c2}(r, q) & \left(q \in \left[0, \frac{\pi}{2}\right] \right) \end{cases} \quad , \quad (84)$$

$$u^{\text{outer}}(r, q) = u_3 = u^f(r, q) + u^{s1}(r, q) + u^{s2}(r, q) \quad \left(q \in \left[-\frac{\pi}{2}, \frac{\pi}{2}\right] \right) \quad . \quad (85)$$

最后, 借助于余弦和正弦函数的正交性, 利用半

圆形辅助边界的位移和应力连续条件列出 4 组方程组, 用标准矩阵方法即可求得四组波场未知系数 A_n , B_n , C_n , D_n 。至此, 非对称 V 形河谷对 SH 波散射的定解问题解答完毕, 可以计算半空间中任意位置的稳态位移反应及地形放大因子。

从前文推导可以看出: 本方法既不需要在区域内离散也不需要任何边界上离散, 而且不需要计算格林函数。由于波场的恰当构造, 本方法能够严格满足无穷远处的辐射条件和河谷表面及水平地表的应力自由条件。辅助边界的连续条件也得到满足, 并且辅助边界上任意点的位移连续和应力连续都可以方便地进行检查, 从而确定级数解是否收敛到真解。这样, 提出的波函数级数解可以得到精度很高的结果。

2.3 波的散射与地形放大效应

为了方便, 在算例计算之前定义非对称 V 形河谷模型的入射波无量纲频率 $\eta = d/L_s = kd/(2\pi)$, 其中, L_s 为入射 SH 波的波长, $k = \omega/V_s$ 为剪切波数, d 为河谷的深度。与对称 V 形河谷一致, 定义非对称 V 形河谷的地震放大因子为 $|u|/|u^f|$, 它是无量纲频率的函数, 放大因子大于 1 表示该频率的运动会被放大, 小于 1 说明减小。

对于竖向入射情况 ($\alpha = 0^\circ$), 如图 8 所示, 同一频率下不同位置的地面运动放大因子在 1 上下变化, 意味着交替放大与衰减。一般而言, 河谷两肩地面运动放大最为强烈, 由于河谷的形状不对称, 左肩 ($x/d = 1/2$) 的放大比右肩 ($x/d = 1/4$) 更加明显, 最大地形放大因子超过 1.5 倍; 河谷谷底地面运动在多数频率下比自由场有所减小; 河谷谷壁的地面运动随着位置交替放大和减小。对于斜入射情况 ($\alpha = 20^\circ$), 如图 9 所示, 迎波侧地面运动放大相比竖向入射更为强烈, 最大放大因子超过 2 倍, 背波侧河谷表面以及水平地表的地面运动幅值常略低于自由场, 这是由于非对称 V 形河谷的过滤而产生了地震波的阴影区。观察图 8 和图 9 中地面运动可以看出河谷的非对称性导致地震放大效应的非对称性, 且随着无量纲频率越大, 地面运动的放大和衰减交替越频繁, 非对称性越明显。

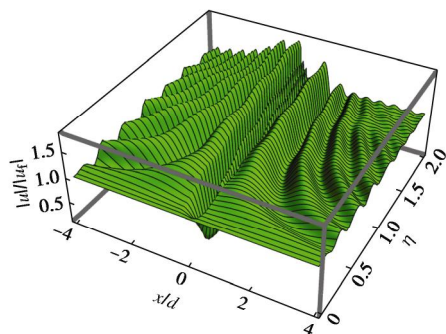


图 8 左侧半宽为 $b_1/d = 1/2$, 右侧半宽为 $b_2/d = 1/4$ 的非对称 V 形河谷在竖向入射 SH 波作用下 ($\alpha = 0^\circ$) 的地表位移放大

因子随位置 x/d 与无量纲频率 η 的变化情况 (修改自 Zhang 等^[80])

Fig. 8 Amplification factors for surface displacement amplitudes as a function of x/d and η for a non-symmetrical V-shaped canyon with $b_1/d=1/2$, $b_2/d=1/4$ under vertically incident SH waves at $\alpha=0^\circ$ (after Zhang et al.^[80])

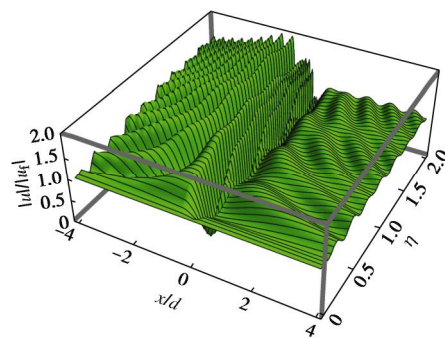


图 9 左侧半宽为 $b_1/d = 1/2$, 右侧半宽为 $b_2/d = 1/4$ 的非对称 V 形河谷在斜入射 SH 波作用下 ($\alpha = 20^\circ$) 的地表位移放大因子随位置 x/d 与无量纲频率 η 的变化情况 (修改自 Zhang 等^[80])

Fig. 9 Amplification factors of surface displacement amplitudes as a function of x/d and η for a non-symmetrical V-shaped canyon with $b_1/d=1/2$, $b_2/d=1/4$ under obliquely incident SH waves at $\alpha = 20^\circ$ (after Zhang et al.^[80])

3 U 形河谷场地地震波传播模型与散射规律

3.1 U 形河谷场地 SH 波传播模型

采用新的区域分解策略建立了 U 形河谷模型, 如图 10 所示, 深度为 d , 半宽为 b_1 (左侧) 和 b_2 (右侧)。模型的介质假设为弹性、各向同性、均质, 介质的剪切模量 G 和剪切波速 V_s 为常数。U 形河谷受柱面 SH 波作用, 与非对称 V 形河谷完全一致。

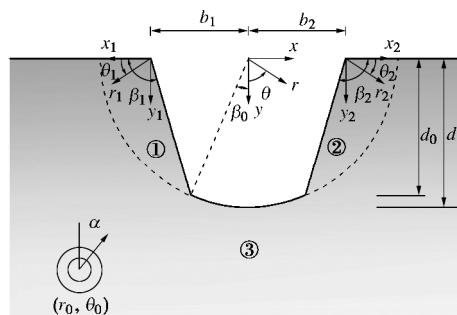


图 10 U 形河谷二维模型图 (修改自 Gao 等^[82])

Fig. 10 2D model for a U-shaped canyon (after Gao et al.^[82])

通过多坐标的联合使用, 克服了河谷形状不符合单一坐标系的难题, 所选择的区域分解策略使分离变量法在多坐标模型上得到了应用, 发展了传统的波函

数展开法, 获得了U形河谷场地地震波传播模型的理论解答^[82]。具体过程如下: 首先采用半径为 d 的半圆辅助边界把整个区域分解成3个子区域, 子区域①和②构成内域, 子区域③构成外域。子区域①、②和③的运动控制方程与非对称V形河谷完全一致, 参见方程(64)、(65)。类似于非对称V形河谷, 各区域的波场还需要满足河谷表面和水平地表的应力自由边界条件、以及内域同外域之间的位移连续和应力连续条件。运动方程和边界条件构成了U形河谷模型的定解问题, 具体表达式不再赘述。

由于U形河谷相对于非对称V形河谷多了弧形底部边界, 解析解推导过程难点在于所构造的波场需要额外满足河谷底部的应力自由条件。为此, 联合角度 θ 在 $[-\beta_0, \beta_0]$ 区间的河谷底部应力自由条件和 $[-\pi/2, -\beta_0]$ 及 $[\beta_0, \pi/2]$ 区间的辅助边界上的应力连续条件, 应用余弦和正弦函数的正交性, 对其在合并区间 $[-\pi/2, \pi/2]$ 积分, 可以获得关键的两个波场系数求解方程:

$$A_q = \sum_{n=0}^{\infty} C_n \sum_{m=-\infty}^{\infty} \frac{e_q}{\pi H_{2q}^{(1)'}(kd)} [U_{mn}^{(1)'} J'_{m+nu_1}(kd) I_{m,n,q}^{c1} + V_{mn}^{(1)'} J'_{m+nu_1}(kd) I_{m,n,q}^{s1} + \sum_{n=0}^{\infty} D_n \sum_{m=-\infty}^{\infty} \frac{e_q}{\pi H_{2q}^{(1)'}(kd)} [U_{mn}^{(2)'} J'_{m+nu_2}(kd) I_{m,n,q}^{c2} + V_{mn}^{(2)'} J'_{m+nu_2}(kd) I_{m,n,q}^{s2}], \quad (86)$$

$$B_q = \sum_{n=0}^{\infty} C_n \sum_{m=-\infty}^{\infty} \frac{2}{\pi H_{2q+1}^{(1)'}(kd)} [U_{mn}^{(1)'} J'_{m+nu_1}(kd) m_{m,n,q}^{c1} + V_{mn}^{(1)'} J'_{m+nu_1}(kd) m_{m,n,q}^{s1}] + \sum_{n=0}^{\infty} D_n \sum_{m=-\infty}^{\infty} \frac{2}{\pi H_{2q+1}^{(1)'}(kd)} [U_{mn}^{(2)'} J'_{m+nu_2}(kd) m_{m,n,q}^{c2} + V_{mn}^{(2)'} J'_{m+nu_2}(kd) m_{m,n,q}^{s2}], \quad (87)$$

其中, $I_{m,n,q}^{c1}$, $I_{m,n,q}^{s1}$, $I_{m,n,q}^{c2}$, $I_{m,n,q}^{s2}$, $m_{m,n,q}^{c1}$, $m_{m,n,q}^{s1}$, $m_{m,n,q}^{c2}$, $m_{m,n,q}^{s2}$ 的表达式如下所示:

$$I_{m,n,q}^{c1} = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \cos[(m+nu_1)q] \cos(2qq) dq$$

$$= \begin{cases} \pi/2 - b_0 & (m+nu_1 = 2q = 0) \\ \frac{\pi - 2b_0}{4} - \frac{\sin(4qb_0)}{8q} & (m+nu_1 = \pm 2q \neq 0) \end{cases}$$

$$= \frac{1}{2} \left\{ \frac{\sin[(m+nu_1-2q)\pi/2] - \sin[(m+nu_1-2q)b_0]}{m+nu_1-2q} + \frac{\sin[(m+nu_1+2q)\pi/2] - \sin[(m+nu_1+2q)b_0]}{m+nu_1+2q} \right\} \quad (m+nu_1 \neq \pm 2q) \quad (88)$$

$$I_{m,n,q}^{c2} = \int_{b_0}^{\frac{\pi}{2}} \cos[(m+nu_2)q] \cos(2qq) dq$$

$$= \begin{cases} \pi/2 - b_0 & (m+nu_2 = 2q = 0) \\ \frac{\pi - 2b_0}{4} - \frac{\sin(4qb_0)}{8q} & (m+nu_2 = \pm 2q \neq 0) \end{cases}$$

$$= \frac{1}{2} \left\{ \frac{\sin[(m+nu_2-2q)\pi/2] - \sin[(m+nu_2-2q)b_0]}{m+nu_2-2q} + \frac{\sin[(m+nu_2+2q)\pi/2] - \sin[(m+nu_2+2q)b_0]}{m+nu_2+2q} \right\} \quad (m+nu_2 \neq \pm 2q) \quad (89)$$

$$I_{m,n,q}^{s1} = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{-b_0} \sin[(m+nu_1)q] \cos(2qq) dq$$

$$= \begin{cases} 0 & (m+nu_1 = 2q = 0) \\ \frac{1 - \cos(4qb_0)}{8q} & (m+nu_1 = 2q \neq 0) \\ -\frac{1 - \cos(4qb_0)}{8q} & (m+nu_1 = -2q \neq 0) \end{cases}$$

$$= \frac{1}{2} \left\{ \frac{\cos[(m+nu_1-2q)\pi/2] - \cos[(m+nu_1-2q)b_0]}{m+nu_1-2q} + \frac{\cos[(m+nu_1+2q)\pi/2] - \cos[(m+nu_1+2q)b_0]}{m+nu_1+2q} \right\} \quad (m+nu_1 \neq \pm 2q) \quad (90)$$

$$I_{m,n,q}^{s2} = \int_{b_0}^{\frac{\pi}{2}} \sin[(m+nu_2)q] \cos(2qq) dq$$

$$= \begin{cases} 0 & (m+nu_2 = 2q = 0) \\ \frac{1 - \cos(4qb_0)}{8q} & (m+nu_2 = 2q \neq 0) \\ \frac{1 - \cos(4qb_0)}{8q} & (m+nu_2 = -2q \neq 0) \end{cases}$$

$$= \frac{1}{2} \left\{ \frac{\cos[(m+nu_2-2q)\pi/2] - \cos[(m+nu_2-2q)b_0]}{m+nu_2-2q} + \frac{\cos[(m+nu_2+2q)\pi/2] - \cos[(m+nu_2+2q)b_0]}{m+nu_2+2q} \right\} \quad (m+nu_2 \neq \pm 2q) \quad (91)$$

$$m_{m,n,q}^{c1} = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{-b_0} \cos[(m+nu_1)q] \sin[(2q+1)q] dq$$

$$= \begin{cases} \frac{1 + \cos[2(2q+1)b_0]}{4(2q+1)} & (m+nu_1 = \pm(2q+1)) \\ \frac{1}{2} \left\{ \frac{-\cos[(m+nu_1-2q-1)\pi/2] + \cos[(m+nu_1-2q-1)b_0]}{m+nu_1-2q-1} + \frac{\cos[(m+nu_1+2q+1)\pi/2] - \cos[(m+nu_1+2q+1)b_0]}{m+nu_1+2q+1} \right\} & (m+nu_1 \neq \pm(2q+1)) \end{cases} \quad (92)$$

$$m_{m,n,q}^{c2} = \int_{b_0}^{\frac{\pi}{2}} \cos[(m+nu_2)q] \sin[(2q+1)q] dq$$

$$= \begin{cases} \frac{1 + \cos[2(2q+1)b_0]}{4(2q+1)} & (m+nu_2 = \pm(2q+1)) \\ \frac{1}{2} \left\{ \frac{\cos[(m+nu_2-2q-1)\pi/2] - \cos[(m+nu_2-2q-1)b_0]}{m+nu_2-2q-1} + \frac{-\cos[(m+nu_2+2q+1)\pi/2] + \cos[(m+nu_2+2q+1)b_0]}{m+nu_2+2q+1} \right\} & (m+nu_2 \neq \pm(2q+1)) \end{cases} \quad (93)$$

$$m_{m,n,q}^{s1} = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \sin[(m+nu_1)q] \sin[(2q+1)q] dq$$

$$= \begin{cases} \frac{\pi-2b_0}{4} + \frac{\sin[2(2q+1)b_0]}{4(2q+1)} & (m+nu_1=2q+1) \\ \frac{\pi-2b_0}{4} - \frac{\sin[2(2q+1)b_0]}{4(2q+1)} & (m+nu_1=-(2q+1)) \\ \frac{1}{2} \left\{ \frac{\sin[(m+nu_1-2q-1)\pi/2] - \sin[(m+nu_1-2q-1)b_0]}{m+nu_1-2q-1} + \right. \\ \left. \frac{\sin[(m+nu_1+2q+1)\pi/2] + \sin[(m+nu_1+2q+1)b_0]}{m+nu_1+2q+1} \right\} & (m+nu_1 \neq \pm(2q+1)) \end{cases}, \quad (94)$$

$$m_{m,n,q}^{s2} = \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} \sin[(m+nu_2)q] \sin[(2q+1)q] dq$$

$$= \begin{cases} \frac{\pi-2b_0}{4} + \frac{\sin[2(2q+1)b_0]}{4(2q+1)} & (m+nu_2=2q+1) \\ \frac{\pi-2b_0}{4} - \frac{\sin[2(2q+1)b_0]}{4(2q+1)} & (m+nu_2=-(2q+1)) \\ \frac{1}{2} \left\{ \frac{\sin[(m+nu_2-2q-1)\pi/2] - \sin[(m+nu_2-2q-1)b_0]}{m+nu_2-2q-1} + \right. \\ \left. \frac{\sin[(m+nu_2+2q+1)\pi/2] + \sin[(m+nu_2+2q+1)b_0]}{m+nu_2+2q+1} \right\} & (m+nu_2 \neq \pm(2q+1)) \end{cases}. \quad (95)$$

然后, 对位移连续条件在 $[-\pi/2, -\beta_0] \cup [\beta_0, \pi/2]$ 区间积分, 可得到另外2个方程, 最后将这4组方程联立可以求出4组波场系数 A_n, B_n, C_n, D_n , 至此, 完成了U形河谷SH波传播模型的解答。

3.2 直下型地震作用下U形河谷谷底的放大效应

图11给出了竖向入射SH波作用下形状参数为 $b_1/d, b_2/d, d_0/d=0.5, 0.5, 0.9$ 的U形河谷地表位移幅值随着无量纲距离 x/d 和无量纲频率 η 的变化情况。无量纲频率的定义同非对称V形河谷, 即 $\eta = d/L_s = kd/(2\pi)$ 。对于这种侧壁近竖直的U形河谷($\beta_1 = \beta_2 \approx 94^\circ$), $\eta = 1$ 对应于入射波长与河谷宽度(b_1+b_2)相当的情况。注意到由于对称的几何形状和竖直入射的SH波, 表面位移幅值也是对称的。在大部分的计算频率上最大位移幅值发生在河谷底部。这与之前人们认为的在竖直入射地震波作用下凹陷地形底部产生明显的衰减或很小的放大不同^[12, 83]。这个结果补充了前人对地形效应的认识, 提示人们注意凹陷地形底部对地面运动的异常放大, 谷底的放大效应已被亚利桑那州立大学 Ronald Dorn 教授用于解释中世纪暖期亚利桑那州的大量山体落石与滑坡现象^[84]。

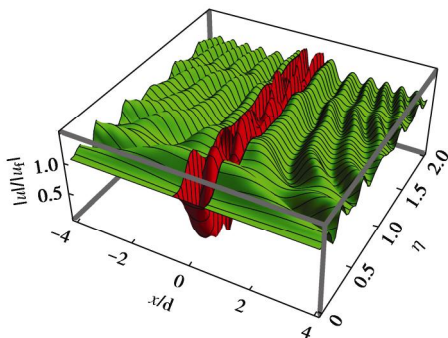


图11 竖向入射条件下形状参数为 $b_1/d=0.5, b_2/d=0.5, d_0/d=0.9$ 的U形河谷地表位移幅值放大因子(修改自 Gao 等^[82])

Fig. 11 Amplification factors of surface displacement amplitudes for a U-shaped canyon with $b_1/d=0.5, b_2/d=0.5, d_0/d=0.9$ under vertically incident SH waves ($\alpha=0^\circ$) (after Gao et al.^[82])

4 半圆形沉积河谷场地地震波传播模型与散射规律

河谷常有沉积物(覆盖层)^[85-88], 在部分填充半圆形沉积谷的弹性模型^[60, 89]基础上, 可以建立考虑覆盖层阻尼特性的部分填充半圆形沉积谷的黏弹性解析模型, 从而揭示覆盖层对沉积谷场地效应的影响。二维沉积谷模型如图12所示, 表示半空间中半径为 a 的部分填充半圆形沉积谷。沉积谷表面半宽为 b , 沉积谷表面到水平地面的距离为 d , 沉积物填充厚度为 h 。整个空间分成两个子区域, 沉积谷覆盖层和基岩, 分别以①和②表示。覆盖层介质假设成黏弹性、均质、各向同性, 根据弹性-黏弹性对应原理^[90], 材料特性以复剪切模量 $G_1^* = G_1(1-2ix)$ 和复剪切波速 $V_{s1}^* = V_{s1}\sqrt{1-2ix}$ 表示, 其中 x 为覆盖层材料阻尼比; 基岩介质假设成弹性、均质、各向同性, 材料特性以剪切模量 G_2 和剪切波速 V_{s2} 表示。首先在沉积谷圆形边界的曲率中心即圆心处建立一个整体直角坐标系 (x, y) 和一个整体极坐标系 (r, θ) 。 x 轴的正方向向右, 角度 θ 从竖向的 y 轴逆时针转向 x 轴为正。然后在子区域①即沉积谷中, 定义一个局部直角坐标系 (x_1, y_1) 和一个局部极坐标系 (r_1, θ_1) 。这两个坐标系的原点都设在沉积谷表面中点处。 x_1 轴的正方向向右, 角度 θ_1 从竖向的 y_1 轴逆时针转向 x_1 轴为正。

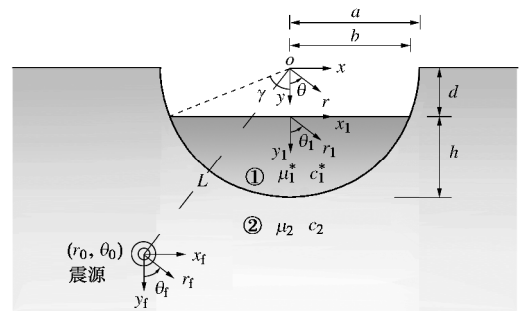


图12 部分填充半圆形黏弹性沉积谷二维模型(修改自 Zhang 等^[89])

Fig. 12 2D model for a partially filled visco-elastic semi-circular alluvial valley (after Zhang et al.^[89])

与对称V形河谷、非对称V形河谷和U形河谷以实系数亥姆霍兹方程为运动控制方程不同, 沉积河谷模型中的黏弹性覆盖层介质位移 u_1 应该满足如下

复系数亥姆霍兹方程:

$$\frac{\partial^2 u_1}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_1}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 u_1}{\partial q^2} + (k_1^*)^2 u_1 = 0, \quad (96)$$

式中, $k_1^* = \mathbf{w}/V_{s1}^*$ 为黏弹性覆盖层的复波数。由于是稳态情况, 时间因子 $\exp(-i\omega t)$ 省略。

除了运动方程, 黏弹性覆盖层位移 u_1 还应满足沉积谷表面的剪应力自由条件:

$$t_{q_1 z_1}^{(1)} = \frac{G_1^*}{r_1} \frac{\partial u_1}{\partial q_1} = 0 \quad \left(q_1 = \pm \frac{\pi}{2}, r_1 \leq b \right), \quad (97)$$

另外, 沉积谷覆盖层与基岩的完美连接假设要求两个子区域的位移场和应力场都要连续:

$$u_1(r, q) = u_2(r, q) \quad (r = a, |q| \leq g), \quad (98)$$

$$t_{rz}^{(1)}(r, q) = t_{rz}^{(2)}(r, q) \quad (r = a, |q| \leq g), \quad (99)$$

其中, $t_{rz}^{(1)}(r, q) = G_1^* \frac{\partial u_1}{\partial r}$ 。

在子区域②中, 基岩波场 u_2 包括两部分: 自由场和散射场, 表达式如下:

$$u^f(r, q) = \sum_{n=0}^{\infty} P_n J_{2n}(k_2 r) \cos(2nq) + \sum_{n=0}^{\infty} Q_n J_{2n+1}(k_2 r) \sin[(2n+1)q], \quad (100)$$

$$u^s(r, q) = \sum_{n=0}^{\infty} A_n H_{2n}^{(1)}(k_2 r) \cos(2nq) + \sum_{n=0}^{\infty} B_n H_{2n+1}^{(1)}(k_2 r) \sin[(2n+1)q], \quad (101)$$

式中, P_n 和 Q_n 的表达式见方程 (72) 和 (73), A_n 和 B_n 为待求的波场系数。

构造子区域①即沉积谷覆盖层的驻波场来满足运动方程 (96) 和应力自由条件 (97), 写为

$$u^c(r_1, q_1) = \sum_{n=0}^{\infty} C_n J_{2n}(k_1^* r_1) \cos(2nq_1) + \sum_{n=0}^{\infty} D_n J_{2n+1}(k_1^* r_1) \sin[(2n+1)q_1], \quad (102)$$

式中, C_n 和 D_n 为待求的波场系数。

为了在整体坐标系 (r, θ) 中解决问题, 需要基于 Graf 加法理论^[78, 91]推导出一个坐标转换公式:

$$J_n(k_1^* r_1) \begin{cases} \cos(nq_1) \\ \sin(nq_1) \end{cases} = \sum_{m=0}^{\infty} J_m(k_1^* r) \frac{e_m}{2} \cdot \begin{cases} [(-1)^n J_{m+n}(k_1^* d) + J_{m-n}(k_1^* d)] \cos(mq) \\ [(-1)^n J_{m+n}(k_1^* d) + J_{m-n}(k_1^* d)] \sin(mq) \end{cases}. \quad (103)$$

利用方程 (103), 可以得到以整体坐标系 (r, θ) 表示的驻波场:

$$u^c(r, q) = \sum_{n=0}^{\infty} C_n \sum_{m=0}^{\infty} M_{mn} J_m(k_1^* r) \cos(mq) + \sum_{n=0}^{\infty} D_n \sum_{m=0}^{\infty} N_{mn} J_m(k_1^* r) \sin(mq), \quad (104)$$

其中,

$$M_{mn} = \frac{e_m}{2} [J_{m+2n}(k_1^* d) + J_{m-2n}(k_1^* d)], \quad (105)$$

$$N_{mn} = \frac{e_m}{2} [J_{m+2n+1}(k_1^* d) + J_{m-2n-1}(k_1^* d)]. \quad (106)$$

最后, 借助两个子区域的位移和应力场的连续条件和沉积谷弯曲侧壁上的应力自由条件可以得到未知系数 A_n, B_n, C_n, D_n 。这样, 得到了两个子区域的级数形式的波场。

至此, 完成了含有黏弹性覆盖层的沉积谷模型的级数解的推导, 可用于计算出半空间中任意位置的稳态位移 u_j (下标 $j = 1, 2$ 分别表示沉积谷覆盖层和基岩)。与前面模型一致, 将位移幅值除以自由场位移幅值进行标准化, 得到场地放大因子, 即 $|u_j|/|u^f|$ 。沉积谷模型的无量纲频率定义为 $\eta = 2a/L_s = k_2 a/\pi$, 其中 L_s 为入射波的波长。

图 13 给出了竖向入射条件下覆盖层阻尼比 ξ 分别为 0.01, 0.05, 0.1 和 0.2 的放大因子变化情况。对于 $x = 0.01$ 的小阻尼情况, 图 13 (a) 显示了沉积谷覆盖层明显的放大效应: 放大因子最大为 6 倍左右; 当覆盖层阻尼比 x 增大至 0.05 时 (图 13 (b)), 放大因子最大为 3.5 倍; $x = 0.1$ 时 (图 13 (c)), 放大因子降至 3 倍以内; x 增大至 0.2 时 (图 13 (d)), 放大因子进一步降至 2 倍以内, 这表明覆盖层受阻尼的影响, 地震波的低频成分发生放大, 而高频成分容易被过滤掉。

5 工程应用

5.1 河谷边坡工程

河谷两侧边坡在地震作用下会发生滑坡灾害, 且由于滑坡规模大极易阻塞河道产生堰塞湖 (如汶川地震形成的唐家山堰塞湖^[92]), 堰塞湖不及时处置会引起溃决造成巨大洪涝灾害。因此, 河谷边坡的地震稳定性评价尤为重要。

河谷边坡稳定性分析主要采用极限平衡法^[93-94]、极限分析法^[95]以及有限元数值分析法^[96-97], 对于空间效应显著的情况还需要采用三维分析方法^[98-105]。地震作用下稳定性评价可以采用拟静力法、Newmark 滑块法^[106]、有限元强度折减法^[107]、FLAC 动力强度折减法^[108]等, 其中拟静力法被广泛应用于实际工程, 但其难以考虑地震动的传播特性, 尤其是高山峡谷的复杂场址条件引起的地震放大效应^[109-111]。地震放大效应也被中国相关规范多次提及, 如《水电工程水工建筑物抗震设计规范 (NB35047—2015)》^[112]第 4.3.3 条指出“边坡地震惯性力的放大效应与岸坡山体边坡在岸

坡中的位置有关”，《水电水利工程边坡设计规范（DL/T5353—2006）》^[113]第 7.2.4 条指出“重要的问题之一是如何考虑地震加速度沿高度的放大效应，这对于边坡按高度和陡度的分类和稳定性评价也是重要的依据”。目前，有限的实测资料^[109]和试验研究^[110]

还不足以对地震放大效应做出明确规定，基于本文的河谷场地地震波传播模型与散射规律可以尝试解决此问题。下面将结合算例对此进行说明。

以 V 形河谷为例，简化计算模型及计算参数如图

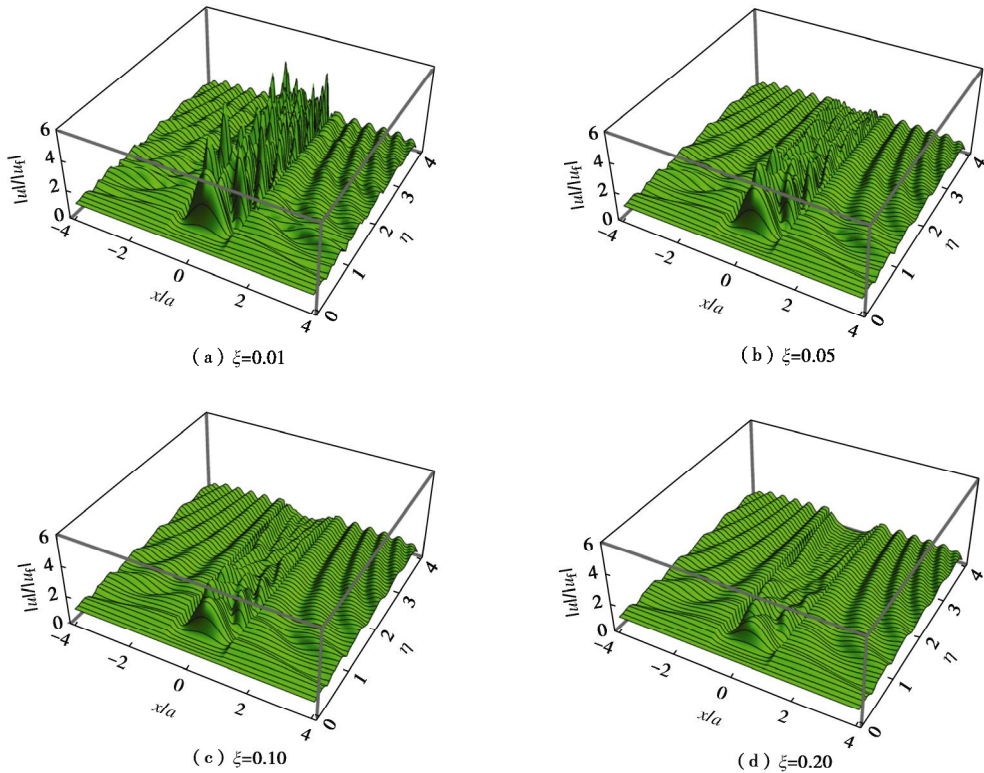


图 13 竖向入射下填充比为 $h/a = 0.5$ 的半圆形黏弹性沉积谷（阻尼比 $\zeta=0.01, 0.05, 0.10, 0.20$ ）放大因子随位置 x/a 与无量纲频率 η 的变化情况。

Fig. 13 3D plots of amplification factors as a function of dimensionless distance x/a and dimensionless frequency η for a partially filled alluvial valley with $h/a = 0.5$ and $\zeta = 0.01, 0.05, 0.10, 0.20$ subjected to vertically incident waves

14 所示：谷深为 40 m，坡度为 75° ，密度 ρ 为 1800 kg/m^3 ，波速 V_s 为 400 m/s ， c 为 100 kPa ， φ 为 35° ，地震水平入射。

以汶川地震茂县地震波^[114]作为地震动输入，应用本文“1.2”节理论成果可以得到 V 形河谷两侧任意点输入地震波，进而基于 Bishop 极限平衡分析，采用拟静力法计算得到随地震时程变化的边坡安全系数。图 15 分别给出了 V 形河谷迎震一侧常规一致地震输入和考虑河谷地形影响非一致地震输入的边坡安全系数随地震时程的变化曲线。通过对比可以发现：河谷地形引起的地震放大效应显著（图 16），考虑河谷地形影响后，边坡最小安全系数由 1.00 降低为 0.94，此时若直接采用常规地震输入进行地震边坡稳定性评价会

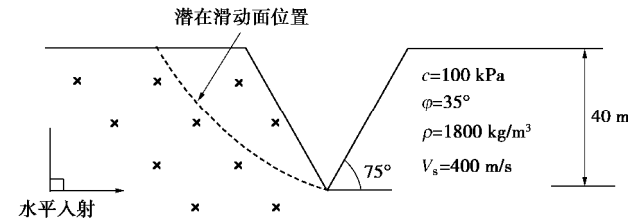


图 14 V 形河谷地震边坡简化计算模型

Fig. 14 Model for seismic analysis of a hill slope next to a V-shaped canyon

带来风险，不利于边坡抗震设计与稳定控制。

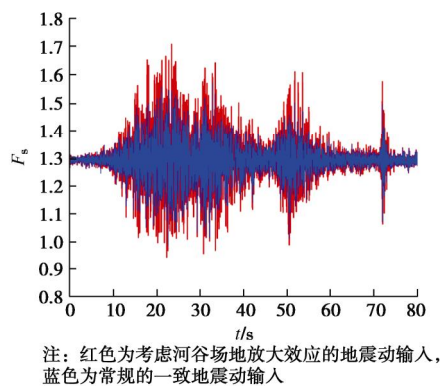


图 15 V 形河谷随地震时程变化的边坡安全系数

Fig. 15 Calculated factors of safety with time history

5.2 土石坝工程

(1) 土石坝地震反应分析

土石坝地震反应分析一般假定在基岩面各个位置施加相同的惯性力即一致性输入的方法，但越来越多的地震动密集台网得到的地震记录表明：河谷场地的地震放大效应会造成地震动在空间上存在明显的差异性。Zhang 等^[115]通过对汶川地震中紫坪铺面板堆石坝震害调查，发现了地震的非一致性会引起坝体变形的差异以及周边缝的不连续变位，从而威胁坝体的防渗系统。因此，土石坝地震反应分析有必要采用非一致地震动输入方法，如何确定土石坝地震输入成为土石坝抗震分析一个重要的问题，而基于本文所述的河谷场地地震波传播模型与散射规律可以用来尝试解决此问题。

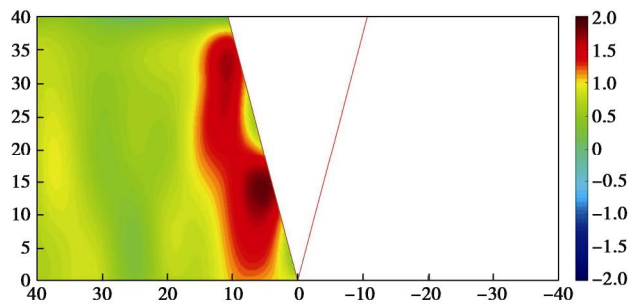


图 16 V 形河谷迎震侧 $t = 22.42\text{ s}$ 地震加速度放大因子分布图 ($F_s = 0.94$)

Fig. 16 Distribution of seismic amplification factors in cross-section of V-shaped canyon at $t = 22.42\text{ s}$ ($F_s = 0.94$)

以遭受汶川地震的某水库土石坝为例，其所在的河谷场地可近似为 V 形河谷（图 17），基岩密度 ρ 为 2650 kg/m^3 ，剪切波速 V_s 为 1773 m/s ^[116]。以汶川地震茂县地震波作为地震输入，应用本文 1.2 节理论成果可以得到河谷边界各点处地震波，图 18 给出了河谷谷底“0”点位置在不同地震入射方式下的地震加速度时程。从表 1 可以看出：相比输入地震加速度，水平入

射方式使得河谷场地迎波侧地震明显放大（1.03~1.88 倍），而河谷背波侧则发生衰减（0.62~0.95 倍）。通过上述方法获得了河谷边界地震波，就可以采用现有土石坝地震反应分析方法开展非一致地震响应分析^[117-118]，通过与一致地震输入结果进行对比分析，进一步揭示地震非一致性的影响规律，尤其是河谷边界这种差异性放大效应，对土石坝抗震分析有很大影响，限于篇幅，本文不再详细举例说明。

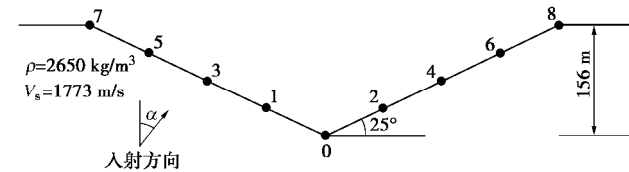


图 17 四川某河谷计算模型

Fig. 17 Model for seismic response analysis of a V-shaped canyon located in Sichuan Province, China

(2) 坝坡地震稳定性分析

坝坡地震稳定性分析方法主要分为两大类：基于极限平衡理论的拟静力法和基于强度折减的动力有限元法，通过这两种方法可以计算获得其最小安全系数

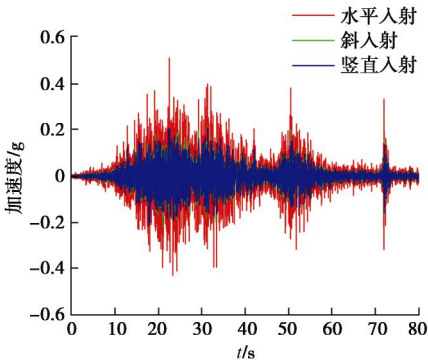


图 18 谷底（0 点）输入地震波

Fig. 18 Input of seismic waves at bottom of V-shaped canyon (point 0)

表 1 河谷底部各点地震加速度放大倍数

Table 1 Times of seismic amplification at bottom of V-shaped canyon

计算点	迎波侧					背波侧			
	7	5	3	1	0	2	4	6	8
水平入射	1.03	1.61	1.88	1.69	1.78	0.95	0.70	0.62	0.66

用于评估地震坝坡稳定性。这种单一的安全系数评价标准难以准确评估地震坝坡稳定性，徐佳成等^[119]提出了从失效概率角度来评估地震坝坡安全度，通过典型算例分析揭示了单一的安全系数与可靠度指标的相关性，为坝坡地震稳定性设计的安全系数取值标准提供了参考。拟静力法由于其简单易用，被广泛应用于实

际工程中,特别是大量的中小型水库的土石坝工程,积累了很多的工程经验。虽然这种简化方法有很多不足,但是仍然作为中国土石坝抗震规范^[112]的坝坡稳定性分析基本计算方法。

《碾压式土石坝设计规范》在 8.3.9 条^[120]和 10.3.10 条^[121]均规定“坝坡抗滑稳定计算应采用刚体极限平衡法”,对坝坡地震稳定性进行分析。大量坝顶地震实测数据表明了地震随坝高增加的放大效应,《水电工程水工建筑物抗震设计规范》(NB35047—2015)^[112]在 6.1.4 条给出了地震惯性力随坝高的动态分布系数(如图 19 所示),据此可以考虑地震放大效应进行坝坡抗震设计。该规范给出的分布系数是一种经验公式,难以反映实际河谷场地地震放大效应,具体体现在两个方面:①坝基面地震惯性力分布系数是否为“1.0”;②地震惯性力动态分布系数是否沿坝高线性或分段线性分布。基于本文的河谷场地地震波传播模型与散射规律可以尝试解决这两个问题。

从图 19 可以看出:低坝(坝高小于 40 m)地震惯性力沿坝高变化较大,亦即河谷场地地震放大效应较大,故此,对低坝进行坝坡地震稳定性对比分析更有意义。山东某土坝,坝高 30 m,于 1970 年 12 月动工兴建,1971 年 9 月建成,由于当时相关理论的缺乏和筑坝技术的限制,该坝由碾压质量较差的土体堆积而成。下面以此水库土坝进行坝坡地震稳定性计算分析:基岩密度 ρ 为 2650 kg/m³,波速 V_s 为 1000 m/s,坝体密度 ρ 为 1680 kg/m³,波速 V_s 为 300 m/s,阻尼比 α 为 0.05。库区的相应地震基本烈度为Ⅶ度,地震动峰值加速度为 0.10g,采用汶川地震茂县地震波进行水平入射,应用本文所建立的河谷场地地震波传播理论可以计算得到地震惯性力沿坝高动态分布系数(图 20),相对于规范^[112]中给出的动态分布系数值,河谷场地对坝体地震放大效应更加显著。根据碾压式土石坝设计规范^[121]中 7.2.3 条规定选取“最大断面”进行坝坡地震稳定分析,该土坝坝坡稳定计算断面和参数如图 21 所示。基于拟静力法采用规范给出的地震惯性力动态分布系数(图 20 虚线)计算得到的坝坡地震稳定安全系数为 0.81,用考虑河谷地形放大效应的动态分布系数(图 20 实线)计算得到坝坡地震稳定安全系数为 0.76。经权威部门抗震鉴定,该水库土坝坝坡地震稳定性达不到规范要求,是一座病险土坝,本文两种计算结果与此结论相吻合,但是考虑本文提出的河谷场地地震放大效应的坝坡地震稳定性计算得到的安全系数更小,据此进行抗震分析与加固更能保障大坝安全。

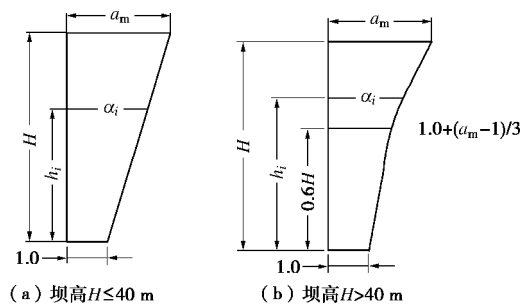


图 19 规范^[112]土石坝坝体地震惯性力的动态分布系数

Fig. 19 Distribution of coefficient of seismic amplification along height of dam^[112]

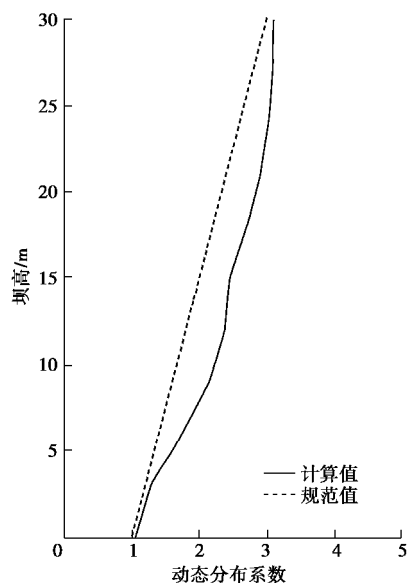


图 20 坝体地震惯性力的动态分布系数对比

Fig. 20 Comparison of coefficients of seismic amplification

6 结 论

自然界存在平坦、凸起和凹陷 3 种常见的地形及场地条件,而河谷场地是一种常见的凹陷地形,且在河谷场地修建了大量工程(如土石坝、桥梁等),实际震害调查表明地形及场地条件对地震灾害影响很大。本文针对河谷场地地震波传播理论与散射规律,全面总结了笔者及其课题组长期的研究工作与成果。

(1)河谷场地地震波传播理论研究常采用平面波进行入射激励,这与实际地震波差别较大。以线源柱面 SH 波作为入射波,构造线源柱面 SH 波在半空间中的自由场,建立了柱面 SH 波作用下的对称 V 形河谷场地模型,给出了其理论解答,并进行了自由场理论验证以及实测地震记录验证;定义了近源激励下的放大因子,展现了入射波波前弯曲及其地形放大效应,奠定了近源地震作用下河谷场地放大效应研究的理论基础。

(2)由于气候条件、地形条件、地质条件等不同,

一般河流的上游河谷多属于下切很深的非对称 V 形谷, 构建了非对称 V 形河谷地震波传播解析模型, 提

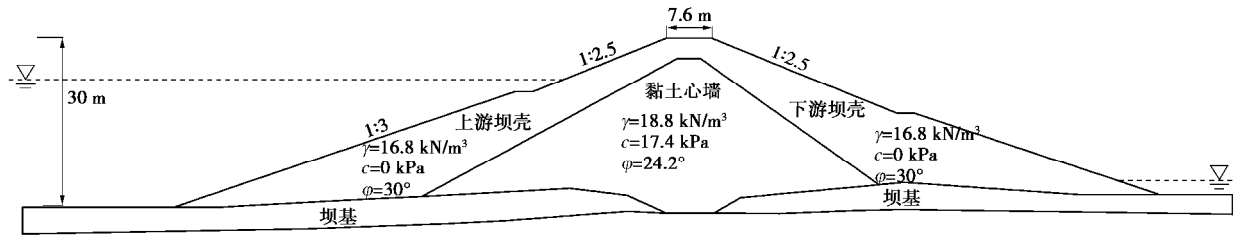


图 21 某水库土坝最大断面与计算模型参数

Fig. 21 Profile and parameters of dam

出了区域分解与区域匹配分两步走的策略, 获得了整个区域的波场解答以及柱面 SH 波的二维散射规律, 揭示了非对称河谷的差异放大效应, 且无量纲频率越大, 地面运动的放大和衰减交替越频繁, 非对称性越明显, 这将对建在不对称 V 形河谷上的大跨度工程有不可忽视的影响。

(3) 河流中下游河谷逐渐演变成底部平缓的 U 形谷, 由于缺少实际地震记录和理论研究, U 形河谷的地形放大效应仍然未知。构建了 U 形谷解析模型, 通过多坐标的联合使用, 克服了河谷形状不符合单一坐标系的难题, 所选择的区域分解策略使分离变量法在多坐标模型上得到应用, 发展了传统的波函数展开法, 获得了 U 形河谷场地地震波传播模型的理论解答, 发现了 U 形河谷谷底对地震波的异常放大现象, 改变了学术界以往认为凹陷地形底部地震动一定会衰减的不全面认识, 并被美国著名学者用来解释中世纪暖期亚利桑那州的大量山体落石与滑坡现象。

(4) 河谷常有沉积物 (覆盖层), 覆盖层进一步加剧地震放大效应。构建了线源柱面 SH 波半圆形沉积谷解析模型, 并给出了其解析级数解, 发现覆盖层对地震波有明显的放大效应, 覆盖层受阻尼的影响, 地震波的低频成分发生放大, 而高频成分容易被过滤掉, 当覆盖层阻尼比较小时将加剧工程结构的破坏。

最后, 考虑河谷场地地震放大效应进行河谷两侧边坡地震稳定性分析, 以及土石坝地震反应分析与坝坡地震稳定性分析, 认为河谷场地地震放大效应对边坡工程与土石坝工程抗震分析有重要的影响。

致 谢: 感谢土力学与岩土工程界各位同仁的信任, 使本人有机会作黄文熙讲座; 感谢河海大学岩土工程科学研究所各位同事特别是殷宗泽教授的长期大力支持。本文研究和写作过程中, 得到了我的学生河海大学张宁副教授、张飞副教授、吴勇信副教授等的大力帮助, 部分反映了他们的研究成果; 研究生张煜、万愉快、代登辉、陈欣、高云起、周政、张书涵、柯力

俊、张京伍、赵子豪、瞿章城、刘阳、亓永帅、潘家琐做了大量计算、绘图和文字校对工作, 在此对课题组教师和研究生们表示感谢。感谢恩师曾国熙先生多年的教诲, 感谢很多老师、朋友、同学们长期以来的关心、支持和帮助!

参考文献:

- [1] TRIFUNAC M D, HUDSON D E. Analysis of the Pacoima dam accelerogram-San Fernando, California, earthquake of 1971[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1971, **61**(5): 1393 - 1141.
- [2] BOORE D M. A note on the effect of simple topography on seismic SH waves[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1972, **62**(1): 275 - 284.
- [3] ZHANG W, ZHANG Z, CHEN X. Three-dimensional elastic wave numerical modelling in the presence of surface topography by a collocated-grid finite-difference method on curvilinear grids[J]. Geophysical Journal International, 2012, **190**(1): 358 - 378.
- [4] SMITH W D. The application of finite element analysis to body wave propagation problems[J]. Geophysical Journal of the Royal Astronomical Society, 1975, **42**(2): 747 - 768.
- [5] 廖振鹏, 刘晶波. 波动有限元模拟的基本问题[J]. 中国科学(B 辑 化学 生命科学 地学), 1992, **22**(8): 874 - 882. (LIAO Zhen-peng, LIU Jing-bo. Fundamental problems of wave finite element simulation[J]. Science in China Series B-Chemistry, Life Sciences & Earth Sciences, 1992, **22**(8): 874 - 882. (in Chinese))
- [6] KOMATITSCH D, VILLOTTE J P. The spectral element method: an efficient tool to simulate the seismic response of 2D and 3D geological structures[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1998, **88**(2): 368 - 392.
- [7] WANG G, DU C, HUANG D, et al. Parametric models for 3D topographic amplification of ground motions considering subsurface soils[J]. Soil Dynamics and Earthquake

- Engineering, 2018, **115**: 41 – 54.
- [8] 杜修力, 熊建国. 波动问题的级数解边界元法[J]. 地震工程与工程振动, 1988, **8**(1): 39 – 49. (DU Xiu-li, XIONG Jian-guo. Application of boundary element method to wave propagation by using series solution[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1988, **8**(1): 39 – 49. (in Chinese))
- [9] 梁建文, 梅雄一, 巴振宁. 斜入射平面 SH 波在层状饱和半空间中沉积谷地周围的三维散射[J]. 中国地震, 2012, **28**(4): 370 – 380. (LIANG Jian-wen, MEI Xiong-yi, BA Zhen-ning. Three-dimensional scattering by an alluvial valley in a layered halfspace for obliquely incident plane SH waves[J]. Earthquake Research in China, 2012, **28**(4): 370 – 380. (in Chinese))
- [10] LIU Z, LIANG J, HUANG Y. The IBIEM solution to the scattering of plane SV waves around a canyon in saturated poroelastic half-space[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2015, **19**(6): 956 – 977.
- [11] BA Z, YIN X. Wave scattering of complex local sites in a layered half-space by using a multidomain IBEM: incident plane SH waves[J]. Geophysical Journal International, 2016, **205**(3): 1382 – 1405.
- [12] BOUCHON M. Effect of topography on surface motion[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1973, **63**(3): 615 – 632.
- [13] GELI L, BARD P Y, JULLIEN B. The effect of topography on earthquake ground motion: a review and new results[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1988, **78**(1): 42 – 63.
- [14] SANCHEZ-SESMA F J, PALENCIA V J, LUZON F. Estimation of local site effects during earthquakes: an overview[J]. ISET Journal of Earthquake Technology, 2002, **39**(3): 167 – 193.
- [15] WONG H L, JENNINGS P C. Effects of canyon topography on strong ground motion[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1975, **65**(5): 1239 – 1257.
- [16] SILLS L B. Scattering of horizontally-polarized shear waves by surface irregularities[J]. Geophysical Journal of the Royal Astronomical Society, 1978, **54**(2): 319 – 348.
- [17] HIRAI H. Analysis of transient response of SH wave scattering in a half space by the boundary element method[J]. Engineering Analysis, 1988, **5**(4): 189 – 194.
- [18] TAKEMIYA H, FUJIWARA A. SH-wave scattering and propagation analyses at irregular sites by time domain BEM[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1994, **84**(5): 1443 – 1455.
- [19] JANOD F, COUTANT O. Seismic response of three-dimensional topographies using a time-domain boundary element method[J]. Geophysical Journal International, 2000, **142**(2): 603 – 614.
- [20] SOHRABI-BIDAR A, KAMALIAN M, JAFARI M K. Seismic response of 3-D Gaussian-shaped valleys to vertically propagating incident waves[J]. Geophysical Journal International, 2010, **183**(3): 1429 – 1442.
- [21] SANCHEZ-SESMA F J, ROSENBLUETH E. Ground motion at canyons of arbitrary shape under incident SH waves[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1979, **7**(5): 441 – 450.
- [22] LUZON F, SANCHEZ-SESMA F J, RODRIGUEZ-ZUNIGA J L, et al. Diffraction of P, S and Rayleigh waves by three-dimensional topographies[J]. Geophysical Journal International, 1997, **129**(3): 571 – 578.
- [23] CHEN J T, CHEN P Y, CHEN C T. Surface motion of multiple alluvial valleys for incident plane SH-waves by using a semi-analytical approach[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2008, **28**(1): 58 – 72.
- [24] CHEN J T, LEE J W, WU C F, et al. SH-wave diffraction by a semi-circular hill revisited: A null-field boundary integral equation method using degenerate kernels[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2011, **31**(5/6): 729 – 736.
- [25] ENGLAND R, SABINA F J, HERRERA I. Scattering of SH waves by surface cavities of arbitrary shape using boundary methods[J]. Physics of the Earth and Planetary Interiors, 1980, **21**(2/3): 148 – 157.
- [26] SANCHEZ-SESMA F J, HERRERA I, AVILES J. A boundary method for elastic wave diffraction: application to scattering of SH waves by surface irregularities [J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1982, **72**(2): 473 – 490.
- [27] MOEEN-VAZIRI N, TRIFUNAC M D. Scattering and diffraction of plane SH-waves by two-dimensional inhomogeneities: part II[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1988, **7**(4): 179 – 188.
- [28] ESHRAGHI H, DRAVINSKI M. Scattering of plane harmonic SH, SV, P and Rayleigh waves by non-axisymmetric three-dimensional canyons: a wave function expansion approach[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1989, **18**(7): 983 – 998.

- [29] LEE V W, WU X. Application of the weighted residual method to diffraction by 2-D canyons of arbitrary shape: I. incident SH waves[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1994, **13**(5): 355 - 364.
- [30] LIU D K, HAN F. Scattering of plane SH-wave by cylindrical canyon of arbitrary shape[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1991, **10**(5): 249 - 255.
- [31] LIU G, CHEN H T, LIU D K, et al. Surface motion of a half-space with triangular and semicircular hills under incident SH waves[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 2010, **100**(3): 1306 - 1319.
- [32] ZHANG C, ZHAO C. Effects of canyon topography and geological conditions on strong ground motion[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1988, **16**(1): 81 - 97.
- [33] SHAH A H, WONG K C, DATTA S K. Diffraction of plane SH waves in a half-space[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1982, **10**(4): 519 - 528.
- [34] BOUCHON M. A simple, complete numerical solution to the problem of diffraction of SH waves by an irregular surface[J]. Journal of the Acoustical Society of America, 1985, **77**(1): 1 - 5.
- [35] BOUCHON M, SCHULTZ C A, TOKSOZ M N. Effect of three-dimensional topography on seismic motion[J]. Journal of Geophysical Research-Solid Earth, 1996, **101**(B3): 5835 - 5846.
- [36] DURAND S, GAFFET S, VIRIEUX J. Seismic diffracted waves from topography using 3-D discrete wavenumber-boundary integral equation simulation[J]. Geophysics, 1999, **64**(2): 572 - 578.
- [37] ZHOU H, CHEN X F. A new approach to simulate scattering of SH waves by an irregular topography[J]. Geophysical Journal International, 2006, **164**(2): 449 - 459.
- [38] KAWASE H. Time-domain response of a semi-circular canyon for incident SV, P, and Rayleigh waves calculated by the discrete wavenumber boundary element method [J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1988, **78**(4): 1415 - 1437.
- [39] KIM J, PAPAGEORGIOU A S. Discrete wave-number boundary-element method for 3-D scattering problems[J]. Journal of Engineering Mechanics-Asce, 1993, **119**(3): 603 - 624.
- [40] YAO Y, LIU T, ZHANG J. A new series solution method for two-dimensional elastic wave scattering along a canyon in half-space[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016, **89**: 128 - 135.
- [41] TRIFUNAC M D. Scattering of plane SH waves by a semi-cylindrical canyon[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1973, **1**(3): 267 - 281.
- [42] WONG H L, TRIFUNAC M D. Scattering of plane SH waves by a semi-elliptical canyon[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1974, **3**(2): 157 - 169.
- [43] LEE V W. A note on the scattering of elastic plane waves by a hemispherical canyon[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1982, **1**(3): 122 - 129.
- [44] LEE V W. Scattering of plane SH-waves by a semi-parabolic cylindrical canyon in an elastic half-space[J]. Geophysical Journal International, 1990, **100**(1): 79 - 86.
- [45] CAO H, LEE V W. Scattering of plane SH waves by circular cylindrical canyons with variable depth-to-width ratio[J]. European Earthquake Engineering, 1989, **3**(2): 29 - 37.
- [46] YUAN X M, LIAO Z P. Scattering of plane SH waves by a cylindrical canyon of circular-arc cross-section[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1994, **13**(6): 407 - 412.
- [47] 刘殿魁, 许贻燕. 各向异性介质中 SH 波与多个半圆形凹陷地形的相互作用[J]. 力学学报, 1993, **25**(1): 93 - 102. (LIU Dian-kui, XU Yi-yan. Interaction of multiple semi-cylindrical canyons by plane SH-waves in anisotropic media[J]. Acta Mechanica Sinica, 1993, **25**(1): 93 - 102. (in Chinese))
- [48] 房莹光. 二维地表相邻多个半圆形沟谷对 SH 波的散射[J]. 地震工程与工程振动, 1995, **15**(1): 85 - 91. (FANG Ying-guang. Scattering of plane SH-waves by multiple circular-arc valleys at the two-dimensional surface of the earth[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1995, **15**(1): 85 - 91. (in Chinese))
- [49] LIU G, JI B H, LIU D K. Analytical solution for ground motion of a half space with a semi-cylindrical canyon and a beeline crack[J]. Proceedings of the Royal Society A: Mathematical Physical and Engineering Sciences, 2008, **464**(2095): 1905 - 1921.
- [50] 刘中宪, 梁建文. 楔形空间中圆弧形凹陷对平面 SH 波的散射解析解[J]. 力学季刊, 2010, **31**(3): 363 - 370. (LIU Zhong-xian, LIANG Jian-wen. Analytic diffraction solution of plane SH waves by a circular canyon in wedge-shaped space[J]. Chinese Quarterly of Mechanics, 2010, **31**(3): 363 - 370. (in Chinese))

- [51] TRIFUNAC M D. Surface motion of a semi-cylindrical alluvial valley for incident plane SH waves[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1971, **61**(6): 1755 – 1770.
- [52] WONG H L, TRIFUNAC M D. Surface motion of a semi-elliptical alluvial valley for incident plane SH waves[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1974, **64**(5): 1389 – 1408.
- [53] TODOROVSKA M I, LEE V W. Surface motion of shallow circular alluvial valleys for incident plane SH waves-analytical solution[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1991, **10**(4): 192 – 200.
- [54] YUAN X, LIAO Z P. Scattering of plane SH waves by a cylindrical alluvial valley of circular-arc cross-section[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1995, **24**(10): 1303 – 1313.
- [55] 梁建文, 严林隽, LEE V W. 圆弧形层状沉积谷地对入射平面 P 波的散射解析解[J]. 地震学报, 2001, **23**(2): 167 – 184. (LIANG Jian-wen, YAN Lin-jun, LEE V W. Scattering of plane P waves by circular-arc layer alluvial valleys: an analytical solution[J]. Acta Seismologica Sinica, 2001, **23**(2): 167 – 184. (in Chinese))
- [56] 梁建文, 严林隽, 秦 东, 等. 圆弧形沉积河谷场地在平面 SV 波入射下的动力响应[J]. 土木工程学报, 2003, **36**(12): 74 – 82. (LIANG Jian-wen, YAN Lin-jun, QIN Dong, et al. Dynamic response of circular-arc sedimentary valley site under incident plane SV waves[J]. China Civil Engineering Journal, 2003, **36**(12): 74 – 82. (in Chinese))
- [57] 李伟华, 赵成刚. 圆弧形凹陷饱和土场地对平面 P 波散射问题的解析解[J]. 地球物理学报, 2003, **46**(4): 539 – 546. (LI Wei-hua, ZHAO Cheng-gang. An analytical solution for the diffraction of plane P-waves by circular cylindrical canyons in a fluid-saturated porous media half space[J]. Chinese Journal of Geophysics, 2003, **46**(4): 539 – 546. (in Chinese))
- [58] 李伟华, 赵成刚. 饱和土沉积谷场地对平面 SV 波的散射问题的解析解[J]. 地球物理学报, 2004, **47**(5): 911 – 919. (LI Wei-hua, ZHAO Cheng-gang. Scattering of plane SV waves by circular-arc alluvial valleys with saturated soil deposits[J]. Chinese Journal of Geophysics, 2004, **47**(5): 911 – 919. (in Chinese))
- [59] 杨彩红, 梁建文, 张郁山. 多层沉积凹陷地形对平面 SH 波散射问题的解析解[J]. 岩土力学, 2006, **27**(12): 2191–2196. (YANG Cai-hong, LIANG Jian-wen, ZHANG Yu-shan. Analytical solution of scattering of plane SH waves around a canyon with multi-layered alluvia[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, **27**(12): 2191 – 2196. (in Chinese))
- [60] TSAUR D H, CHANG K H. SH-waves scattering from a partially filled semi-circular alluvial valley[J]. Geophysical Journal International, 2008, **173**(1): 157 – 167.
- [61] 董 俊, 赵成刚. 三维半球形凹陷饱和土场地对平面 P 波散射问题的解析解[J]. 地球物理学报, 2005, **48**(3): 680 – 688. (DONG Jun, ZHAO Cheng-gang. An analytic solution for the diffraction of plane P-wave by three-dimensional hemispherical canyons in a fluid-saturated porous media half space[J]. Chinese Journal of Geophysics, 2005, **48**(3): 680 – 688. (in Chinese))
- [62] 韩 铮, 赵成刚. 半球形沉积谷场地对入射平面 Rayleigh 波的三维散射解析解[J]. 岩土力学, 2007, **28**(12): 2607–2613. (HAN Zheng, ZHAO Cheng-gang. Analytical solution of three-dimensional scattering and diffraction of plane Rayleigh-waves by hemispherical alluvial valley with saturated soil deposit[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(12): 2607 – 2613. (in Chinese))
- [63] TSAUR D H, CHANG K H. An analytical approach for the scattering of SH waves by a symmetrical V-shaped canyon: shallow case[J]. Geophysical Journal International, 2008, **174**(1): 255 – 264.
- [64] TSAUR D H, CHANG K H, HSU M S. An analytical approach for the scattering of SH waves by a symmetrical V-shaped canyon: deep case[J]. Geophysical Journal International, 2010, **183**(3): 1501 – 1511.
- [65] LEE V W, LUO H, LIANG J W. Antiplane (SH) waves diffraction by a semicircular cylindrical hill revisited: An improved analytic wave series solution[J]. Journal of Engineering Mechanics-Asce, 2006, **132**(10): 1106 – 1114.
- [66] 张 宁, 高玉峰, 陈 欣, 等. 风化半圆形河谷对柱面 SH 波的散射解析解[J]. 地震工程学报, 2017, **39**(2): 348 – 355. (ZHANG Ning, GAO Yu-feng, CHEN Xin, et al. An analytical solution to the scattering of cylindrical SH waves by a weathered semi-circular canyon[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2017, **39**(2): 348 – 355. (in Chinese))
- [67] ZHANG N, GAO Y, WU Y, et al. A note on near-field site amplification effects of ground motion from a radially inhomogeneous valley[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2018, **17**(4): 707 – 718.
- [68] ZHANG N, GAO Y, LI D, et al. Scattering of SH waves induced by a symmetrical V-shaped canyon: a unified analytical solution[J]. Earthquake Engineering and

- Engineering Vibration, 2012, **11**(4): 445 – 460.
- [69] GAO Y, ZHANG N. Scattering of cylindrical SH waves induced by a symmetrical V-shaped canyon: near-source topographic effects[J]. *Geophysical Journal International*, 2013, **193**(2): 874 – 885.
- [70] 张 宁. 凹陷地形及场地对 SH 波散射的解析研究[D]. 南京: 河海大学, 2014. (ZHANG Ning. Analytical study on the scattering of SH waves induced by concave topographies and sites[D]. Nanjing: Hohai University, 2014. (in Chinese))
- [71] SMERZINI C, AVILES J, PAOLUCCI R, et al. Effect of underground cavities on surface earthquake ground motion under SH wave propagation[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2009, **38**(12): 1441 – 1460.
- [72] SANCHEZ-SESMA F J. Diffraction of elastic SH waves by wedges[J]. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1985, **75**(5): 1435 – 1446.
- [73] ITURRARAN-VIVEROS U, VAI R, SANCHEZ-SESMA F J. Diffraction of SH cylindrical waves by a finite crack: an analytical solution[J]. *Geophysical Journal International*, 2010, **181**(3): 1634 – 1642.
- [74] YUAN X M, MEN F L. Scattering of plane SH waves by a semi-cylindrical hill[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1992, **21**(12): 1091 – 1098.
- [75] YUAN X M, LIAO Z P. Surface motion of a cylindrical hill of circular-arc cross-section for incident plane SH waves[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1996, **15**(3): 189 – 199.
- [76] TSAUR D H, CHANG K H. Scattering of SH waves by truncated semicircular canyon[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 2009, **135**(8): 862 – 870.
- [77] TSAUR D H, CHANG K H. Scattering and focusing of SH waves by a convex circular-arc topography[J]. *Geophysical Journal International*, 2009, **177**(1): 222 – 234.
- [78] ABRAMOWITZ M, STEGUN I A. Handbook of mathematical functions, with formulas, graphs, and mathematical tables[M]. New York: Dover, 1972.
- [79] HUANG H C, CHIU H C. The effect of canyon topography on strong ground motion at Feitsui damsite: quantitative results[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1995, **24**(7): 977 – 990.
- [80] ZHANG N, GAO Y, CAI Y, et al. Scattering of SH waves induced by a non-symmetrical V-shaped canyon[J]. *Geophysical Journal International*, 2012, **191**(1): 243 – 256.
- [81] WATSON G N. A Treatise on the theory of Bessel functions[M]. 2nd ed. Cambridge: Cambridge University Press, 1958.
- [82] GAO Y, ZHANG N, LI D, et al. Effects of topographic amplification induced by a U-shaped canyon on seismic waves[J]. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 2012, **102**(4): 1748 – 1763.
- [83] ASSIMAKI D, GAZETAS G, KAUSEL E. Effects of local soil conditions on the topographic aggravation of seismic motion: parametric investigation and recorded field evidence from the 1999 Athens earthquake[J]. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 2005, **95**(3): 1059 – 1089.
- [84] DORN R I. Chronology of rock falls and slides in a desert mountain range: case study from the Sonoran Desert in south-central Arizona[J]. *Geomorphology*, 2014, **223**: 81 – 89.
- [85] ZHANG N, GAO Y, DAI D. Ground motion at a semi-cylindrical valley partially filled with a crescent-shaped soil layer under incident plane SH waves[J]. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 2017, **11**(3): 1 – 17.
- [86] ZHANG N, GAO Y, PAK R Y S. Soil and topographic effects on ground motion of a surficially inhomogeneous semi-cylindrical canyon under oblique incident SH waves[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2017, **95**: 17 – 28.
- [87] 张 宁, 高玉峰, 何 稼, 等. 平面 SH 波作用下部分充填圆弧形沉积谷二维土层和地形放大效应[J]. *地震学报*, 2017, **39**(5): 778 – 797. (ZHANG Ning, GAO Yu-feng, HE Jia, et al. Two-dimensional soil and topographic amplification effects of a partially filled circular-arc alluvial valley under plane SH waves[J]. *Acta Seismologica Sinica*, 2017, **39**(5): 778 – 797. (in Chinese))
- [88] 张 宁, 高玉峰, 代登辉, 等. 风化半圆形河谷引起的土层与地形放大效应[J]. *防灾减灾工程学报*, 2017, **37**(1): 1 – 8. (ZHANG Ning, GAO Yu-feng, DAI Deng-hui, et al. Soil and topographic amplification effects by a weathered semi-circular canyon[J]. *Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering*, 2017, **37**(1): 1 – 8. (in Chinese))
- [89] ZHANG N, GAO Y, YANG J, et al. An analytical solution to the scattering of cylindrical SH waves by a partially filled semi-circular alluvial valley: near-source site effects[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2015, **14**(2): 189 – 201.
- [90] CHRISTENSEN R M. Theory of Viscoelasticity[M]. New York: Academic Press, 1971.

- [91] 袁晓铭. 散射问题中柱面坐标波函数的全域变换公式[J]. 地震工程与工程振动, 2010, **30**(4): 1 - 7. (YUAN Xiao-ming. A complete-domain transform formula of cylindrical wave functions for scattering problems[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010, **30**(4): 1 - 7. (in Chinese))
- [92] 胡卸文, 吕小平, 黄润秋, 等. 唐家山堰塞湖大水沟泥石流发育特征及堵江危害性评价[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(4): 850 - 858. (HU Xie-wen, LU Xiao-ping, HUANG Run-qiu, et al. Developmental features and evaluation of blocking dangers of Dashui ditch debris flow in Tangjiashan dammed lake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(4): 850 - 858. (in Chinese))
- [93] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析——原理·方法·程序[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003. (CHEN Zu-yu. Stability analysis of soil slope: analysis, principle and program[M]. Beijing: China Water & Power Press, 2003. (in Chinese))
- [94] 陈祖煜, 汪小刚, 杨健, 等. 岩质边坡稳定分析——原理·方法·程序[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2005. (CHEN Zu-yu, WANG Xiao-gang, YANG Jian, et al. Stability analysis of rock slope: analysis, principle and program[M]. Beijing: China Water & Power Press, 2005. (in Chinese))
- [95] 陈祖煜. 土力学经典问题的极限分析上、下限解[J]. 岩土工程学报, 2002, **24**(1): 1 - 11. (CHEN Zu-yu. Limit analysis for the classic problems of soil mechanics[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, **24**(1): 1 - 11. (in Chinese))
- [96] 郑宏, 李春光, 李焯芬, 等. 求解安全系数的有限元法[J]. 岩土工程学报, 2002, **24**(5): 626 - 628. (ZHENG Hong, LI Chun-guang, LEE C F, et al. Finite element method for solving the factor of safety[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, **24**(5): 626 - 628. (in Chinese))
- [97] 郑颖人, 赵尚毅. 有限元强度折减法在土坡与岩坡中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(19): 3381 - 3388. (ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi. Application of strength reduction FEM in soil and rock slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(19): 3381 - 3388. (in Chinese))
- [98] 陈祖煜, 弥宏亮, 汪小刚. 边坡稳定三维分析的极限平衡方法[J]. 岩土工程学报, 2001, **23**(5): 525 - 529. (CHEN Zu-yu, MI Hong-liang, WANG Xiao-gang. A three-dimensional limit equilibrium method for slope stability analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, **23**(5): 525 - 529. (in Chinese))
- [99] 郑宏. 严格三维极限平衡法[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(8): 1529 - 1537. (ZHENG Hong. A rigorous three-dimensional limit equilibrium method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(8): 1529 - 1537. (in Chinese))
- [100] CHEN Z Y, WANG X G, HABERFIELD C, et al. A three-dimensional slope stability analysis method using the upper bound theorem - Part I: theory and methods [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2001, **38**(3): 369-378.
- [101] GAO Y F, ZHANG F, LEI G H, et al. An extended limit analysis of three-dimensional slope stability [J]. Géotechnique, 2013, **63**(6): 518 - 524.
- [102] GAO Y F, ZHANG F, LEI G H, et al. Stability charts for 3D failures of homogeneous slopes[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, **139**(9): 1528 - 1538.
- [103] GAO Y F, ZHU D S, ZHANG F, et al. Stability analysis of three-dimensional slopes under water drawdown conditions [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2014, **51**(6): 1355 - 1364.
- [104] GAO Y F, WU D, ZHANG F. Effects of nonlinear failure criterion on the three-dimensional stability analysis of uniform slopes [J]. Engineering Geology, 2015, **198**: 87 - 93.
- [105] ZHANG F, LESHCHINSKY D, GAO Y F, et al. Three-Dimensional slope stability analysis of convex turning corners[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2018, **144**(6): 6018003.
- [106] 祁生文. 考虑结构面退化的岩质边坡地震永久位移研究[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(3): 452 - 457. (QI Sheng-wen. Evaluation of the permanent displacement of rock mass slope considering deterioration of slide surface during earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(3): 452 - 457. (in Chinese))
- [107] 叶海林, 黄润秋, 郑颖人, 等. 地震作用下边坡稳定性安全评价的研究[J]. 地下空间与工程学报, 2009, **5**(6): 1248 - 1252, 1257. (YE Hai-lin, HUANG Run-qiu, ZHENG Ying-ren, et al. The study of safety evaluation on slope seismic stability[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2009, **5**(6): 1248 - 1252, 1257. (in Chinese))
- [108] 郑颖人, 叶海林, 黄润秋. 地震边坡破坏机制及其破裂

- 面的分析探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(8): 1714 - 1723. (ZHENG Ying-ren, YE Hai-lin, HUANG Run-qiu. Analysis and discussion of failure mechanism and fracture surface of slope under earthquake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(8): 1714 - 1723. (in Chinese))
- [109] SEPÚLVEDA S A, MURPHY W, JIBSON R W, et al. Seismically induced rock slope failures resulting from topographic amplification of strong ground motions: The case of Pacoima Canyon, California[J]. Engineering Geology, 2005, **80**(3): 336 - 348.
- [110] 杨国香, 伍法权, 董金玉, 等. 地震作用下岩质边坡动力响应特性及变形破坏机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(4): 696 - 702. (YANG Guo-xiang, WU Fa-quan, DONG Jin-yu, et al. Study of dynamic response characters and failure mechanism of rock slope under earthquake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(4): 696 - 702. (in Chinese))
- [111] 陈祖煜, 程耿东, 杨春和. 关于我国重大基础设施工程安全相关科研工作的思考[J]. 土木工程学报, 2016, **49**(3): 1 - 5. (CHEN Zu-yu, CHENG Geng-dong, YANG Chun-he. Research work on construction safety of major infrastructures in China: overview and a forward look[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, **49**(3): 1 - 5. (in Chinese))
- [112] NB 35047—2015 水电工程水工建筑物抗震设计规范[S]. 2015. (NB 35047—2015 Code for seismic design of hydraulic structure of hydropower project[S]. 2015. (in Chinese))
- [113] DL/T 5353—2006 水电水利工程边坡设计规范[S]. 2006. (DL/T 5353—2006 Design specification for slope of hydropower and water conservancy project[S]. 2006. (in Chinese))
- [114] 孔宪京, 周 扬, 邹德高, 等. 汶川地震紫坪铺面板堆石坝地震波输入研究[J]. 岩土力学, 2012, **33**(7): 2110 - 2116. (KONG Xian-jing, ZHOU Yang, ZOU De-gao, et al. Study of seismic wave input of Zipingpu concrete face rockfill dam during Wenchuan earthquake[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(7): 2110 - 2116. (in Chinese))
- [115] ZHANG J M, YANG Z Y, GAO X Z, et al. Geotechnical aspects and seismic damage of the 156-m-high Zipingpu concrete-faced rockfill dam following the Ms 8.0 Wenchuan earthquake[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, **76**: 145 - 156.
- [116] 程 嵩. 土石坝地震动输入机制与变形规律研究[D]. 北京: 清华大学, 2012. (CHENG Song. Research on seismic input mechanism and deformation law of embankment dams[D]. Beijing: Tsinghua University, 2012. (in Chinese))
- [117] 周晨光, 孔宪京, 邹德高, 等. 地震波动输入方法对高土石坝地震反应影响研究[J]. 大连理工大学学报, 2016, **56**(4): 382 - 389. (ZHOU Chen-guang, KONG Xian-jing, ZOU De-gao, et al. Study of influence of earthquake wave motion input method on seismic response of high earth-rock dam[J]. Journal of Dalian University of Technology, 2016, **56**(4): 382 - 389. (in Chinese))
- [118] 姚 虞, 王 睿, 刘天云, 等. 高面板坝地震动非一致输入响应规律[J]. 岩土力学, 2018, **39**(6): 2259 - 2266. (YAO Yu, WANG Rui, LIU Tian-yun, ZHANG Jian-min. Seismic response of high concrete face rock fill dams subject to non-uniform input motion[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(6): 2259 - 2266. (in Chinese))
- [119] 徐佳成, 陈祖煜, 孙 平, 等. 地震工况下坝坡的抗滑安全系数取值标准研究[J]. 岩土力学, 2011, **32**(增刊 1): 483 - 487. (XU Jia-cheng, CHEN Zu-yu, SUN Ping, et al. Investigation on allowable factors of safety in dam slope stability analysis under seismic conditions[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(S1): 483 - 487. (in Chinese))
- [120] SL 274—2001 碾压式土石坝设计规范[S]. 2001. (SL 274—2001 Design code for rolled earth-rock fill dams[S]. 2001. (in Chinese))
- [121] DL/T 5395—2007 碾压式土石坝设计规范[S]. 2007. (DL/T 5395—2007 Design specification for rolled earth-rock fill dams[S]. 2007. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201901002

大石峡砂砾石坝料渗透特性及其影响因素研究

陈生水^{1,2}, 凌 华^{1,2}, 米占宽^{1,2}, 苗 喆³, 梅世昂^{1,2}

(1. 南京水利科学研究所, 江苏 南京 210029; 2. 水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室, 江苏 南京 210029;

3. 中国电建集团西北勘测设计研究院有限公司, 陕西 西安 710065)

摘 要: 利用试样截面尺寸为 1000 mm×1000 mm 的超大型渗透仪和 Φ300 mm 的常规大型渗透仪, 针对大石峡面板坝筑坝砂砾石料的渗透特性开展了较为系统的试验研究。结果表明: 砂砾石料小于 5 mm 细粒含量对其渗透系数、抗渗透破坏能力及其破坏模式均具有重要影响; 经过缩尺的砂砾石料渗透特性试验结果将高估原型料的排水性能和抗渗透破坏能力; 试样尺寸越大, 在振动压实制样过程中, 砂砾石料中细颗粒离析至试样表面的现象越严重, 为提高试验结果的可靠性, 利用超大尺寸渗透仪开展试验时, 应模拟现场砂砾石料实际振动碾压过程进行制样; 大石峡高面板坝筑坝砂砾石料小于 5 mm 细颗粒含量较高, 渗透系数偏小, 有必要在垫层区和主堆砂砾料区之间设置过渡反滤区, 以提高垫层区料的抗渗透破坏能力。

关键词: 土石坝; 砂砾石料; 渗透特性

中图分类号: TV16

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0026-06

作者简介: 陈生水(1962-), 男, 江苏南京人, 博士, 教授级高级工程师, 博士生导师, 主要从事土石坝试验技术、安全评价、灾害预测与防控方法的研究工作。E-mail: sschen@nhri.cn。

Experimental study on permeability and its influencing factors for sandy gravel of Dashixia dam

CHEN Sheng-shui^{1,2}, LING Hua^{1,2}, MI Zhan Kuang^{1,2}, MIAO Zhe³, MEI Shi-ang^{1,2}

(1. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China; 2. Key Laboratory of Earth-Rock Dam Failure Mechanism and Safety

Control Techniques, Ministry of Water Resources, Nanjing 210029, China; 3. HYDROCHINA Xibei Engineering Corporation, Xi'an

710065, China)

Abstract: A super-large cubic permeability meter (1000 mm×1000 mm) and a traditional cylindrical large-scale permeability meter (Φ300 mm) are used to conduct systematic experiments on the permeability characteristics of gravel materials to be used in Dashixia concrete face gravel dam (CFGD). It is found that the content of fine particles smaller than 5 mm has important effects on the permeability coefficient, the seepage failure resistance and the relevant failure modes. Scaling of specimens tends to result in an overestimation of the drainage behavior and seepage failure resistance of the test gravel. Evident particle segregation phenomenon is observed in compacted and prepared specimens, particularly in those prepared in the super-large cubic permeability meter. Therefore, to improve the reliability of the test results, the in-situ compaction condition should be taken into account carefully. The test results also show that the content of particles smaller than 5 mm is high in the gravel materials to be used in Dashixia CFGD, which is responsible for the low permeability measured in the tests. It is necessary to set a transition and filter zone between the main gravel zone and the cushion so as to enhance the seepage failure resistance of the cushion materials.

Key words: earth and rockfill dam; gravel material; permeability

0 引 言

大石峡混凝土面板坝最大坝高 247 m, 是目前世界上已开工建设的最高砂砾石坝。大量试验研究和已建成的多座高面板砂砾石坝原型观测资料表明^[1-4], 与爆破堆石料相比, 砂砾石料压实后具有较高的变形模量, 在高应力作用下颗粒破碎率低, 大坝竣工后的流

变量小, 变形控制难度相对较小。但是, 一般天然砂砾石料粒径小于 5 mm 的细颗粒含量较高, 且级配不连续、离散性大, 碾压过程中易发生颗粒离析现象、

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2017YFC0404806); 国家自然科学基金项目 (51539006, 51679149, U1765203)

收稿日期: 2018-07-25

表 1 试验级配与试验干密度
Table 1 Testing gradation and density

坝体 分区	岩性	级配特性	小于某粒径颗粒质量百分含量/%														相对密度试验		试验 干密度 (g·cm ⁻³)
			400 mm	200 mm	150 mm	100 mm	80 mm	60 mm	40 mm	20 mm	10 mm	5 mm	2 mm	1 mm	0.5 mm	0.075 mm	最小 干密度 (g·cm ⁻³)	最大 干密度 (g·cm ⁻³)	
垫层区	灰岩料	设计级配平均线及 试验模拟级配						100	88	69	54.5	42.5	30	21.5	14.5		1.83	2.34	2.28
过渡 反滤区	砂砾 石料	设计级配平均线及 试验模拟级配						100	83.5	50	30	10	0				1.69	2.18	2.12
主堆 石区	砂砾 石料	设计级配上包线			100	90	85	77	67	54	46	36	29	25	20	10	—	—	—
		最大粒径 150 mm			100	90	85	77	67	54	46	36	29	25	20	10	1.91	2.36	2.29
		上包线试验模拟级配																	
		最大粒径 60 mm						100	84.4	64.1	51.6	36	29	25	20	10	1.88	2.34	2.29
		上包线试验模拟级配																	
		设计级配平均线	100	88	82	73	67	59.2	52	41	33	24.4	19	16	13	6	—	—	—
		最大粒径 200 mm																	
		平均线试验模拟级配		100.0	92.9	82.2	75.0	65.8	57.2	44.1	34.6	24.4	19.0	16.0	13.0	6.0	1.89	2.35	2.28
		最大粒径 60 mm							100	84.4	60.5	43.1	24.4	19	16	13	6	1.85	2.34
		平均线试验模拟级配																	

致使粗细颗粒相对集中, 颗粒间咬合力减小, 故抗冲刷能力、渗透性和渗透稳定性比堆石料差^[5], 采用砂砾石填筑坝体时, 渗透稳定成为大坝设计的突出问题。

影响砂砾料渗透特性的影响因素很多, 如小于 5 mm 粒径颗粒含量^[6]、黏粒含量^[7-8]、不均匀系数^[9-10]、曲率系数^[11]等反映级配特性的因素, 还包括干密度、颗粒浑圆度、颗粒离析、水流方向等。

目前坝体防渗设计和渗流计算参数一般通过试样直径为 300 mm 的常规渗透仪得到, 试验前需将设计级配或检测级配缩尺成最大粒径 60 mm 的试验模拟级配, 显然存在渗透特性的缩尺效应问题。为此, 部分学者针对筑坝砂砾石料开展了试样直径达 1000 mm 的渗透试验^[6, 12]。这些试验获得的比较一致的认识是: 粒径小于 5 mm 的细颗粒含量对砂砾石料的渗透特性具有重要影响。但在砂砾石渗透特性的缩尺效应、试验方法对渗透试验结果影响以及小于 5 mm 的细颗粒含量对砂砾石料渗透破坏机理的影响等方面尚未形成共识。

本文利用试样截面尺寸为 1000 mm×1000 mm 的超大型渗透仪和Φ300 mm 的常规大型渗透仪, 针对大石峡特高面板坝筑坝砂砾石料的渗流特性、渗透破坏机理及其影响因素进行了较为系统的试验研究, 在此基础上提出了相应的大坝渗流安全控制措施。

1 筑坝砂砾石料渗透试验

1.1 试验级配与密度

大石峡工程垫层区、过渡反滤区、主堆石区砂砾料的设计级配, 以及采用等量替代法缩尺得到的试验模拟级配见表 1。对于垫层区料, 以孔隙率 17%确定试验干密度; 对于各区砂砾石料, 利用Φ300 mm 相对密度测试仪, 以相对密度 0.90 为标准确定了各试样控制干密度, 并用Φ1000 mm 的相对密度测试仪进行

了复核, 结果相近, 见表 1。

1.2 试验设备与试验方法

本次超大型和常规大型渗透试验均采用常水头法, 渗流方向为从下往上。常规大型渗透试验的试样直径为 300 mm, 渗径为 300 mm, 试验依据《土工试验规程》(SL237—1999) 进行。

超大型渗透试验在自主研发的超大型高压渗透仪上进行。该试验设备的试样桶为 1000 mm×1000 mm×1630 mm 的长方体, 如图 1 所示, 试样最大允许粒径 200 mm, 上覆应力 0~6.0 MPa, 渗透水压力 0~1.6 MPa, 可用于高土石坝筑坝材料在高应力和高水头作用下的渗透系数、渗透变形和防渗体层间渗流关系试验研究。



图 1 超大型渗透试验仪

Fig. 1 Super-large permeability testing equipment

由于超大型渗透试验的试样尺寸较大, 单个试样质量超过 2000 kg, 故采用分层称取试样和分层制样的方法, 以保证试样级配和试样密度的均匀性。由各试样最大粒径颗粒尺寸, 根据 1000 mm 的试样高度, 垫层区料、过渡反滤区料、主堆石区上包线试样分 4 层,

主堆石区平均线试样分 3 层。称取试样时,按 200~150, 150~100, 100~60, 60~40, 40~20, 20~10, 10~5, 5~1, 1~0 mm 九种粒径范围进行。制样前,在透水孔直径为 5 mm 的下透水板上铺设一层滤网,以防止细颗粒堵塞透水板,试样桶内壁涂凡士林,方形试样桶边角处涂玻璃胶,以避免桶壁和边角处产生集中渗流。超大型渗透仪的制样过程见图 2。



图 2 超大型渗透试样的制样

Fig. 2 Preparation of super-large specimens

试样成型后采用水头法进行饱和。在渗透水流和测压管(试样底部与试样顶部各安装 1 只测压管)水位稳定后,测量一定时间内的排水量,同时测定进水、出水的温度。对于渗透变形试验,在本级水头下试样无异常情况后,再进行下一级水头试验,直至试样破坏为止。需指出的是,目前部分研究单位在进行砂砾石料的渗透试验时,采用水流方向从上往下的试验方法,与水流从下往上方法相比,该方法的水流方向与坝体内渗流的实际方向更为接近,两者得出的砂砾石料渗透系数也基本相同,但采用水流从上往下试验方法研究砂砾石料的抗渗透破坏能力时,往往得出很大的渗透破坏坡降,甚至超出试验仪器的极限范围。笔者认为,出现这一现象的主要原因是试验底部铺设的滤网、卵石层或透水板发挥了反滤保护层的作用,从而使得砂砾石料试样的抗渗透破坏能力得以大幅提高,也就是说,采用水流从上往下试验方法得到的是砂砾石料在有反滤保护条件下的渗透破坏坡降。

1.3 试验结果

基于上述试验,得到了两种试样尺寸下大石峡面板砂砾石坝垫层料、过渡反滤料以及主堆石区砂砾石

料的渗透系数、抗渗透破坏能力和渗透破坏模式(见表 2)。

表 2 渗透系数与渗透变形试验结果
Table 2 Results of permeability and seepage tests

坝体分区	级配特性	r_d /(g·cm ⁻³)	试样直径或边长/mm	k_{20} /(cm·s ⁻¹)	临界坡降	破坏坡降	破坏模式
垫层区	平均线	2.28	1000	4.90×10^{-4}	1.90	2.06	流土
			300	8.19×10^{-4}	2.17	2.32	流土
过渡反滤区	平均线	2.12	1000	3.63×10^{-1}	—	—	—
主堆石区	上包线	2.29	1000	2.36×10^{-5}	2.37	2.51	流土
			300	1.34×10^{-4}	3.33	3.59	流土
	平均线	2.28	1000	6.69×10^{-4}	0.82	2.39	管涌
			300	3.35×10^{-3}	1.29	3.20	过渡

2 砂砾料渗透特性及其影响因素

2.1 细颗粒含量对渗透特性的影响

主堆石区砂砾石料试样上包线小于 5 mm 粒径的细颗粒含量为 36%, 平均线试样的细颗粒含量为 24.4%。由表 2 可见,细颗粒含量高的上包线试样的渗透系数明显低于细颗粒含量较低的平均线试样的渗透系数,而且随着小于 5 mm 粒径的细颗粒含量的降低,渗透破坏的模式也由流土型向管涌型转变。这表明小于 5 mm 粒径的细颗粒含量对砂砾石料的渗透特性具有重要影响。因此,开展砂砾石料渗透特性的级配缩尺试验时,建议应采用不改变小于 5 mm 粒径细颗粒含量的等量替代法。

2.2 缩尺效应对渗透特性的影响

从表 2 给出的试验结果发现,对于垫层区料,两种试样尺寸的级配与干密度均相同,但边长 1000 mm 试样的渗透系数约是直径 300 mm 试样渗透系数的 0.6 倍,笔者认为这很可能是试样桶的边壁效应引起的,随着试样尺寸增大,渗透试验的边壁效应将降低。对于主堆石区砂砾石料,边长 1000 mm 试样的渗透系数是直径 300 mm 试样渗透系数的 0.18~0.20 倍,随着试样尺寸增大,渗透系数明显降低。笔者认为,除了试样的边壁效应外,主要原因是全级配料的不均匀系数高,振动密实制样过程中试样的细颗粒离析现象更为严重,从而在试样表面形成了一弱透水薄层(见图 3),导致其渗透系数大幅降低。

需要指出的是,现场碾压试验表明,砂砾石料在碾压过程中也会出现明显的细颗粒离析现象,形成密实且较光滑表层。因此,边长 1000 mm 试样的渗透系数试验结果应该更接近实际,直径 300 mm 试样的试验结果高估了砂砾石料的透水性,不利于大坝渗流安全。对于砂砾石坝料,建议采用大尺寸渗透仪,尽可能开展全级配料的渗透特性试验。

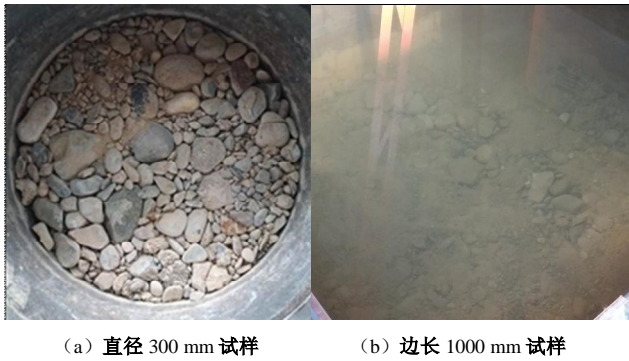


图 3 不同尺寸试样的细颗粒离析现象

Fig. 3 Particle segregation of specimens with different sizes

2.3 试验方法对渗透特性的影响

前文已述,主堆石区砂砾石平均线超大型渗透试验试样高度达到了 1000 mm,由于试样密度较高,相对密度较大,同时为了符合《土工试验规程》(SL237—056—1999)关于分层厚度的规定(d_{85} 的 1.5~2.5 倍),因此分为 3 层进行振动压实。由于颗粒离析,振动压实后 3 个分层试样的表面均形成了弱透水薄层。

实际面板坝工程砂砾石料碾压铺层厚度一般为 80 cm,碾压后也仅表层形成弱透水薄层。为模拟现场砂砾料填筑时的颗粒离析特性和反映实际层高,另开展了两组补充试验,以分析颗粒离析引起的弱透土层数对渗透特性的影响和研究现场砂砾石填筑料的实际渗透性能。

第一组试验:试样分 3 层制作,振动压实后每层高度为 29 cm。第一、二两层振动压实完成后,分别刨除表层离析出的细颗粒,再制作下一层试样。为模拟砂砾石坝料现场振动碾压过程中细颗粒离析现象,保留最后一层试样(第三层)表面离析出的细颗粒,控制试样的总高度约 80 cm。被刨除的细料级配、刨除细料后的前两层试样平均级配见表 3。

第二组试验:试样同样分 3 层制作,振动压实后每层高度 27 cm。第一、二两层振动压实完成后,分别刨除表层离析出的细颗粒料,并将其掺入下一层试样中,搅拌均匀后再进行下一层试样的制作,与第一组试验相同,保留最后一层试样(第三层)表面离析出的细颗粒,试样的总高度为 81 cm。

表 3 砂砾石料试验级配

Table 3 Gradation of test gravel materials									
级配特性	小于某粒径颗粒质量百分含量/%								
	200	150	100	60	40	20	10	5	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
原级配(第三层)	100.0	92.9	82.2	65.8	57.2	44.1	34.6	24.4	
刨除细料后前两层试样平均级配	100.0	92.2	80.5	62.6	53.5	41.1	32.3	22.6	
被刨除的细料级配				100.0	97.3	77.2	59.7	44.1	

两组渗透试验结果见表 4。第一组试验:相比原级配,刨除表层细颗粒后第一层和第二层小于 5 mm 细颗粒含量减少了 1.8% (直径 300 mm 渗透仪测得的刨除细颗粒料的渗透系数为 6.82×10^{-5} cm/s),细颗粒料含量变幅虽然不是很大,但试验得出的渗透系数却由 6.69×10^{-4} 增大至 2.77×10^{-3} cm/s,提高了约 4 倍,这表明砂砾石料制样过程中振动碾压引起的细颗粒离析现象对其渗透系数具有明显影响。第二组试验:将第一层和第二层表面离析出的细料刨除后掺入下一层料后,可保持整个试样的级配不变,试样高度 81 cm 也与砂砾石坝施工振动碾压的实际分层厚度基本一致,不刨除最后一层试样(第三层)表面离析出的细颗粒也可较好模拟每层砂砾石料振动碾压施工过程中细颗粒离析至其表面的这一现象。采用该方法制作的试样,试验得出的渗透系数为 1.09×10^{-3} cm/s,较第一组试验结果降低了 2.5 倍,但比不刨除第一层和第二层表面细颗粒料试样的渗透系数增大了 1.6 倍。显然,制样方法对砂砾石料渗透系数的试验结果具有明显影响,第二组试验的制样方法应该更符合砂砾石坝实际施工碾压过程。

表 4 砂砾石料渗透系数试验结果

Table 4 Permeability of test gravel materials			
试样名称	试验情况	r_d /(g·cm ⁻³)	k_{20} /(cm·s ⁻¹)
主堆石区 平均线砂 砾料	不刨除前两层细料(见表 2)	2.28	6.69×10^{-4}
	刨除前两层表面细料	2.28	2.77×10^{-3}
	刨除的细料(试样直径 300 mm)	2.28	6.82×10^{-5}
	前两层表层细料掺入后一层	2.28	1.09×10^{-3}

3 砂砾石料渗透破坏机理及其影响因素

3.1 细粒含量对渗透稳定性的影响

从表 2 给出的试验结果以及观察到的试样渗透破坏现象(见图 4)可以发现,砂砾石料中小于 5 mm 细颗粒含量对其渗透稳定性和渗透破坏模式也具有重要影响。主堆石区砂砾石料平均线试样(小于 5 mm 细颗粒含量为 24.4%)在渗透变形试验过程中出现了多处集中渗流通道,其破坏方式为“管涌”型;主堆石区砂砾石料上包线试样小于 5 mm 细颗粒含量提高至 36.0%,试验过程中试样以及试样筒边壁处的细颗粒流失较为严重,试样内部几乎没有观察到颗粒跳动和泉眼等现象,试样整体渗透变形破坏。也就是说,随着小于 5 mm 细颗粒含量的增加,砂砾石料的渗透破坏模式由“管涌”型转变为“流土”型,而且其临界坡降也从 0.82 明显提高到 2.37 (见图 5)。

已有的研究成果表明^[1, 7],当砂砾石料中小于 5 mm 的细料含量达到 30% 左右时,细料能较好地充填

表 5 反滤试验结果

Table 5 Results of filter tests

试验 序号	被保 护料	级配 特性	试样干密度 $/(g \cdot cm^{-3})$	保护料	试验级配	试样干密度 $/(g \cdot cm^{-3})$	被保护料 临界坡降	被保护料 破坏坡降
1	垫层区	平均线	2.28	过渡反滤区	平均线	2.12	12.1	13.3
2	垫层区	平均线	2.28	主堆石区	上包线	2.29	—	3.21
3	垫层区	平均线	2.28	主堆石区	平均线	2.28	—	3.49

于粗颗粒的孔隙之中，并能参与骨架作用，碾压后能获得较大的干密度，且具有较高的强度和模量。本次试验也进一步佐证了这一结论，当砂砾小于 5 mm 细颗粒含量由 24.4% 增加至 36.0% 时，细粒料能更好参与骨架作用，其抗渗透破坏能力也得到明显提高，渗透破坏模式也由“管涌”型转变为“流土”型。



(a) 流土（上包线试样） (b) 管涌（平均线试样）

图 4 渗透破坏现象

Fig. 4 Failure phenomena observed in seepage tests

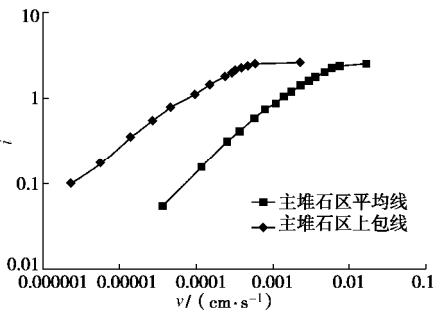


图 5 渗流速度与渗透坡降的关系

Fig. 5 Relationship between seepage velocity and head gradient

3.2 缩尺效应对渗透稳定性的影响

对于无黏性粗粒土，通常渗透系数越小其临界坡降和破坏坡降越大。但由表 2 可知，无论是主堆石区上包线试样还是平均线试样，边长 1000 mm 试样的渗透系数比直径 300 mm 试样的渗透系数要低，但前者的临界坡降和破坏坡降也低于后者，主堆石区平均线试样的渗透破坏模式甚至也由常规尺寸试样的“过渡”型转变为超大尺寸试样的“管涌”型，即试样最终破坏并非是整个浮起而是由内部形成集中渗流通道所引起的。笔者认为，产生这一问题的主要原因是：试样尺寸越大，由于制样等原因在试样中形成的潜在集中渗漏通道的可能性越大，这也是级配与密度相同，但试样尺寸不同的垫层区砂砾石料渗透特性不相一致的

主要原因。可以推断，相比试验室规范化操作，砂砾石料在现场大面积碾压施工时形成的潜在薄弱环节会更多，建议设计人员运用室内渗透试验成果时应考虑这一因素。

由上述分析可知，砂砾石料渗透特性缩尺试验结果将高估其排水性能和抗渗透破坏能力，对于渗透破坏坡降富裕度不大的重要砂砾石坝工程，有必要利用更大试样尺寸的试验设备，开展全级配砂砾石料渗透特性试验。

3.3 有过渡反滤区保护下垫层区渗透稳定性研究

为研究大石峡混凝土面板砂砾石坝垫层区后是否有必要设置过渡反滤区，利用边长 1000 mm 的超大型渗透仪，针对垫层区后设置过渡反滤区、垫层区直接填筑在主堆区平均线级配和上包线级配砂砾石料上开展了 3 组试验研究。试验渗流方向从下向上，依次制备被保护垫层区和保护区，渗径分别为 660, 640 mm，在被保护区底部、保护区与被保护区界面以及保护区顶部均布置测压管，试验结果见表 5。

从表 5 中的试验结果可以看出，如果在垫层区后设置过渡反滤区，由于过渡区料的渗透系数显著大于垫层区料的渗透系数（见表 2），垫层区承受了绝大部分水头，过渡反滤区发挥了明显的排水减压作用，导致其几乎不承担水头。在过渡反滤区保护下，垫层区料的渗透破坏坡降由 2.06 大幅提高至 13.3，垫层区料的抗渗透破坏能力显著增强。如果将垫层区直接填筑在主堆区砂砾石料上，由于垫层区料与主堆区料渗透系数接近（见表 2），水头由两者共同承担，使得垫层区料的渗透破坏坡降明显小于有过渡反滤区保护下的渗透破坏坡降。因此，对于细粒料含量较高的大石峡面板坝料场的砂砾石料，有必要在垫层区后设置过渡反滤区，以提高垫层区的抗渗透破坏能力。

需要指出的是，本次试验时，为提高过渡反滤区料的透水性，剔除了其中小于 2 mm 的细粒料含量，导致其很难压实。建议在坝体实际施工过程中适当增加过渡反滤区料中小于 2 mm 的颗粒含量，以增加过渡反滤区料压实后的干密度，在保证垫层区料渗透稳定的前提下，进一步提高过渡反滤区料的强度和变形模量，这显然有利于坝坡稳定和坝体变形控制。过渡反滤区料中小于 2 mm 颗粒含量可依据上述原则，通过试验研究确定。

4 结论与建议

利用试样截面尺寸为 1000 mm×1000 mm 的超大型渗透仪和 Φ300 mm 的常规大型渗透仪, 针对大石峡特高面板坝筑坝砂砾石料的渗流特性、渗透破坏机理及其影响因素进行了较为系统的试验研究, 得到以下 4 点结论和建议。

(1) 砂砾石料小于 5 mm 细粒含量对其渗透特性具有重要影响。它不仅能显著改变砂砾料的渗透性能, 还对其渗透破坏模式具有决定性影响。对砂砾石料渗透特性进行缩尺试验时, 建议应采用不改变小于 5 mm 粒径细颗粒含量的等量替代法。

(2) 砂砾石料渗透特性缩尺试验结果将高估其排水性能和抗渗透破坏能力, 对于渗透破坏坡降安全裕度不大的重要砂砾石坝工程, 有必要利用更大试样尺寸的试验设备, 开展全级配砂砾石料渗透特性试验。

(3) 在振动压实过程中, 砂砾石料中的细颗粒存在明显的离析至试样表面的现象, 试样尺寸越大, 离析现象越严重, 从而影响试验结果的准确性。因此, 利用超大尺寸渗透仪开展试验时, 应模拟现场砂砾石料实际振动碾压过程进行制样。

(4) 大石峡特高面板坝筑坝砂砾石料小于 5 mm 细颗粒含量较高, 渗透系数偏小, 有必要在垫层区和主堆砂砾料区之间设置过渡反滤区, 以提高垫层区料的抗渗透破坏能力。同时增设与过渡反滤层相连通的坝内排水体, 确保渗透至坝内的水流能及时排出坝体。

参考文献:

- [1] 陈生水, 凤家骥, 袁 辉. 砂砾石面板坝关键技术研究[J]. 岩土工程学报, 2004, **26**(1): 16 - 20. (CHEN Sheng-shui, FENG Jia-ji, YUAN Hui. Research on key techniques of facing sandy gravel dam[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(1): 16 - 20. (in Chinese))
- [2] 邓铭江. 严寒、高震、深覆盖层混凝土面板坝关键技术研究综述[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(6): 986 - 996. (DENG Ming-jiang. Advances in key technology for concrete face dams with deep overburden layers under cold and seismic conditions[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(6): 986 - 996. (in Chinese))
- [3] 傅 华, 凌 华, 蔡正银. 砂砾石料渗透特性试验研究[J]. 水利与建筑工程学报, 2010, **8**(4): 69 - 71. (FU Hua, LING Hua, CAI Zheng-Yin. Experimental study on seepage properties of sandy gravel[J]. Journal of Water Resources and Architectural Engineering, 2010, **8**(4): 69 - 71. (in Chinese))
- [4] 郭诚谦. 沟后水库溃坝原因分析[J]. 水力发电, 1998(11): 40 - 45. (GUO Cheng-qian. Analysis on the causes of dam breach of Gouhou Reservoir[J]. Water Power, 1998(11): 40 - 45. (in Chinese))
- [5] 汪 洋, 曲 苓. 乌鲁瓦提砂砾石面板高坝渗流控制的设计[J]. 水利水电技术, 2000, **31**(1): 66 - 70. (WANG Yang, QU Ling. Seepage control design for Wuluwati dam[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2000, **31**(1): 66 - 70. (in Chinese))
- [6] 郭爱国, 凤家骥, 汪 洋, 等. 砂砾石坝料渗透特性试验研究[J]. 武汉水利电力大学学报, 1999, **32**(3): 93 - 97. (GUO Ai-guo, FENG Jia-ji, WANG Yang, et al. Experimental research on permeability of sandy gravel for dam mass[J]. J Wuhan Univ of Hydr & Elec Eng, 1999, **32**(3): 93 - 97. (in Chinese))
- [7] SATO M, KUWANO R. Suffusion and clogging by one-dimensional seepage tests on cohesive soil[J]. Soils and Foundations, 2015, **55**(6): 1427 - 1440.
- [8] SEGHIR A, BENAMAR A, WANG H. Effects of fine particles on the suffusion of cohesionless soils. experiments and modeling[J]. Transport in Porous Media, 2014, **103**(2): 233 - 247.
- [9] 屈智炯, 吴剑明. 压实石渣料渗透变形的试验研究[J]. 成都科技大学学报, 1984(2): 67 - 76. (QU zhi-jiong, WU Jian-ming. An experimental study of seepage deformation of the compacted rock debris sample[J]. Journal of Chengdu University of Science and Technology, 1984(2): 67 - 76. (in Chinese))
- [10] 樊贵盛, 邢日县, 张明斌. 不同级配砂砾石介质渗透系数的试验研究[J]. 太原理工大学学报, 2012, **43**(3): 373 - 378. (FAN Gui-sheng, XING Ri-xian, ZHANG Ming-bin. Experimental study on permeability of the sandy gravel media with different gradtion[J]. Journal of Taiyuan University of Technology, 2012, **43**(3): 373 - 378. (in Chinese))
- [11] 王俊杰, 卢孝志, 邱珍锋, 等. 粗粒土渗透系数影响因素试验研究[J]. 水利水运工程学报, 2013(6): 16 - 20. (WANG Jun-jie, LU Xiao-zhi, QIU Zhen-feng, et al. Experimental studies on influence factors of permeability coefficients of coarse-grained soil[J]. Hydro-science and Engineering, 2013(6): 16 - 20. (in Chinese))
- [12] 杨得勇, 雍 莉. 混凝土面板砂砾石坝垫层料过渡料渗流及渗透稳定性试验研究[J]. 西北水电, 2001(2): 47 - 50. (YANG De-yong, YONG Li. Study on bedding and transition aterials' seepage and permeation stability tests for Heiquan concrete face sand/gravel dam[J]. Northwest Hydropower, 2001(2): 47 - 50. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201901003

往复水平荷载作用下不同桩型单桩水平承载性能 足尺对比试验研究

郑刚^{1,2}, 刘畅^{1,2}, 刘永超³, 胡秋斌¹, 王成博¹, 康谷贻¹, 刘彦坡¹

(1. 天津大学建筑工程学院, 天津 300354; 2. 滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室, 天津 300354;

3. 天津市桩基技术工程中心, 天津 300301)

摘要: 选取天津市汉沽区典型软土地带, 针对预应力管桩、预应力空心方桩、钻孔灌注桩共 38 根足尺桩, 展开现场原位土体条件下的单桩拟静力试验; 探究各桩型足尺桩在考虑桩-土相互作用条件下受到桩顶低周往复水平荷载作用时的承载性状及抗震性能, 并基于不同桩型做出对比。通过对预应力桩、增配不同数量非预应力筋形成的复合配筋桩及灌注桩的破坏形态、荷载-位移关系、位移延性的对比分析, 结果表明: 常规预应力桩延性较差, 呈脆性破坏; 增配非预应力筋是提高预应力桩抗震性能的有效措施; 复合配筋桩的位移延性及耗能能力得到显著改善, 呈延性破坏; 不同配筋率的灌注桩的位移延性系数均在 4.5 以上, 具有较好的延性及耗能性能; 复合配筋桩及灌注桩的位移延性系数均随非预应力筋配筋率的增加呈先增大后减小的趋势, 存在一个最优的非预应力筋配筋率, 使得其位移延性最好。

关键词: 预应力桩; 钻孔灌注桩; 非预应力钢筋; 拟静力试验; 水平承载性能

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0032-09

作者简介: 郑刚(1967-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 从事土力学及岩土工程教学与科研工作。E-mail: zhenggang1967@163.com。

Experimental study on horizontal bearing behaviors of different types of full-scale piles under reciprocating horizontal loads

ZHENG Gang^{1,2}, LIU Chang^{1,2}, LIU Yong-chao³, HU Qiu-bin¹, WANG Cheng-bo¹, KANG Gu-yi¹, LIU Yan-po¹

(1. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300354, China; 2. Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety Ministry of

Education, Tianjin 300354, China; 3. Tianjin Pile Foundation Technology Engineering Center, Tianjin 300301, China)

Abstract: The field pseudo-static tests on 38 prototype piles in in-situ soil conditions, which contain prestressed pipe piles, prestressed squared piles and bored cast-in-situ piles, are made in a typical soft soil site of Hangu, Tianjin. The bearing and seismic behaviors of all kinds of full-scale piles under the pile-soil interaction subjected to low-cycle reciprocating horizontal loads at the pile top are studied. The failure modes, load-displacement relationships and displacement ductility among the prestressed pipe piles, composite-reinforced piles with distributed non-prestressed reinforcements and bored cast-in-situ piles are compared. The results indicate that the regular prestressed pipe pile has poor ductility and is brittle during failure. The displacement ductility and energy dissipation capacity of the composite-reinforced piles are obviously improved by adding non-prestressed reinforcements in addition to prestressed steel bars. This consequently leads to the ductile failure mode. Therefore, adding conventional steel without prestress is an effective measure to improve the seismic performance of prestressed piles. The displacement ductility factor of all the bored cast-in-situ piles with different reinforcement ratios exceeds 4.5, which means that their ductility and energy dissipation capacity are good. The displacement ductility factors of both the composite-reinforced piles and bored cast-in-situ piles increase at first then decrease with the reinforcement ratio of the increasing non-prestressed reinforcements while there is an optimal reinforcement ratio of the displacement ductility.

Key words: prestressed pile; bored cast-in-situ pile; non-prestressed reinforcement; pseudo-static test; horizontal bearing behavior

0 引言

桩基础作为一种被广泛应用的基础类型, 其水平

收稿日期: 2017-10-11

*通讯作者 (E-mail: lclc74@163.com)

承载性状及抗震性能对地震荷载作用下建筑物的安全起着至关重要的作用。但关于桩基础抗震性能的试验研究存在如下问题:

(1) 桩土的动力相互作用。目前, 关于桩基础水平承载性状以及抗震性能的研究主要是桩在静力和动力荷载作用下的力学性能研究^[1-6]以及针对桩的破坏机理、抗震性能展开的一些模型试验研究, 包括室内高度缩尺的模型试验和振动台试验^[7-10], 难以真实反映桩、土的材料动力非线性相互作用。而室内足尺的构件试验, 因没有考虑实际土层中桩的受力条件和桩土相互作用, 难以考虑地震荷载作用下桩土动力相互作用过程及桩周土对桩水平约束的演化的影响。特别是在认识到常规高强预应力桩 (PHC 桩) 因钢棒延性较差导致桩的脆性弯曲破坏、桩身延性较低从而抗震性能不佳的问题, 近年来也开展了一些在 PHC 桩中增加非预应力纵向钢筋形成复合配筋高强预应力混凝土桩 (PRC 桩) 试图改善桩身延性的研究^[11-19], 但目前已见到的研究均为室内构件试验。

(2) 不同桩型的抗震性能对比。预应力管桩、预应力空心方桩、灌注桩均是地震区建筑物下常用的桩型, 但在其它条件特别是土层条件相同、竖向承载力相同的条件下, 3 种常用桩型抗震性能的对比研究几乎为空白。

(3) 现场试验加载方法。传统单桩水平荷载作用下的水平承载力主要采用单向水平加载试验, 并采用单向多级加卸荷循环的加载方式。该加载方式与单桩在实际承受水平向往复地震荷载作用不同。在桩顶往复水平荷载作用下, 桩周土的非线性动力性能及其对桩的动态约束条件在地震激励全过程总的影响可能与现有的单向水平加载制度条件下的影响不同。目前为止尚无专门的现场桩基抗震性能试验的方法和相关标准, 在往复水平荷载作用加载以模拟单桩在地震荷载作用下的水平承载性能方面的现场足尺试验研究几乎为空白。因此, 对足尺桩进行现场抗震性能试验研究是十分必要的。

针对上述问题, 专门打设了 38 根足尺试验桩, 其中预应力管桩 20 根, 预应力空心方桩 10 根, 钻孔灌注桩 8 根, 开展了多桩型足尺单桩在往复水平荷载循环作用下的大型现场试验。试验场地位于天津市汉沽区, 场地平坦, 各土层在试验场地范围内分布较为均匀。采用低周往复加载进行针对大震大变形条件下单桩水平承载性状及抗震性能的现场试验研究。针对常规预应力混凝土管桩 (PHC 桩)、常规预应力混凝土空心方桩、增加不同数量非预应力钢筋所形成的复合配筋预应力桩 (PRC 桩)、不同配筋率的灌注桩进行原位土体条件下的现场试验, 通过对不同桩型滞回性

能、骨架曲线、延性等特性分析, 研究不同桩型的抗水平承载性状, 并在此基础上对不同桩型进行抗震性能对比研究。

1 试验设计

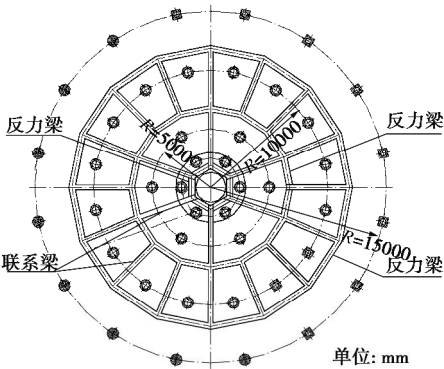
1.1 试件设计

预应力管桩和预应力空心方桩包括仅配置PC钢棒的常规预应力桩和同时配置PC钢棒和非预应力纵向钢筋的复合配筋高强预应力混凝土桩。针对3种桩型的38根足尺试验桩, 根据现场土质条件, 按相同竖向单桩承载力特征值原则确定了3种桩型桩长。预应力桩和灌注桩截面设计均采用工程中较为常用的桩型。各试验桩基本参数如表1所示。图1, 2分别为试验桩位平面布置图和现场实景照片。试验桩采取环形布置, 最内圈为6根反力桩, 其它3圈为试验桩。上部设三圈由联系梁相连的反力梁提供加载反力。

表 1 试验桩基本参数

Table 1 Basic parameters of test piles

桩型	外径或边长/mm	内径/mm	桩长/m	数量/根
预应力管桩	500	300	20	20
预应力空心方桩	400	220	20	10
灌注桩	500	0	22	8



说明: ●—灌注桩, ⊙—预应力管桩, ⊠—预应力空心方桩, 其中最内侧一圈为反力桩

图 1 试验桩位平面布置图

Fig. 1 Plane layout of test piles



图 2 试验现场实景照片

Fig. 2 Photos of test piles

试验桩具体配筋参数如表 2 所示。各试验桩编号依次由桩型代号.预应力钢棒直径-非预应力钢筋直径组成,其中灌注桩只有桩型代号及非预应力钢筋直径。

表 2 试验桩配筋参数

Table 2 Reinforcement configuration of test piles				
类型	编号	预应力钢棒	非预应力钢筋	根数
I 型预应力管桩	PHC9.0-0	12 ϕ^D 9.0	无	2
	PRC9.0-8		12 Φ 8	2
	PRC9.0-10		12 Φ 10	2
	PRC9.0-12		12 Φ 12	2
	PRC9.0-14		12 Φ 14	2
II 型预应力管桩	PHC10.7-0	12 ϕ^D 10.7	无	2
	PRC10.7-8		12 Φ 8	2
	PRC10.7-10		12 Φ 10	2
	PRC10.7-12		12 Φ 12	2
	PRC10.7-14		12 Φ 14	2
预应力空心方桩	HKFZ9.0-0	8 ϕ^D 9.0	无	2
	HKFZ9.0-10		8 Φ 10	2
	HKFZ9.0-12		8 Φ 12	2
	HKFZ9.0-14		8 Φ 14	2
	HKFZ9.0-16		8 Φ 16	2
灌注桩	YZ12	无	8 Φ 12	2
	YZ14		8 Φ 14	2
	YZ16		8 Φ 16	2
	YZ18		8 Φ 18	2

预应力钢棒为 1420 MPa 35 级低松弛预应力混凝土用螺旋槽钢棒(PC 钢棒),初始张拉控制应力为 994 MPa; 非预应力钢筋采用 HRB400 级钢筋。两种纵向受力主筋的力学性能指标见表 3。预应力钢棒和非预应力筋采用间隔布置的方式,管桩预应力钢棒与非预应力筋均为 12 根等间距布置,方桩预应力钢棒和非预应力筋数量均为 8 根,灌注桩钢筋为 8 根。管桩的螺旋箍筋采用冷拔低碳钢丝。各类桩型考察的主要因素

表 3 纵向受力主筋材性试验结果

Table 3 Mechanical parameters of longitudinal reinforcements			
试验用钢筋	屈服强度 /MPa	极限抗拉强度 /MPa	弹性模量 /GPa
PC 钢棒	1492.9	1570.0	205.0
HRB400	462.7	671.4	202.6

注: PC 钢棒的屈服强度为名义屈服强度。

表 4 典型土层物理力学参数

Table 4 Physical and mechanical parameters of typical soil layers										
土层名称	土层厚度/m	含水率/%	重度/(kN·m ⁻³)	初始孔隙比	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $j/(^\circ)$	塑性指数	液性指数	压缩指数 C_c	回弹指数 C_s
粉质黏土	1.7	35.6	18.82	0.999	15.3	19.7	12.20	0.92	0.135	0.013
淤泥质粉黏	1.4	39.7	18.16	1.142	11.1	6.9	17.80	1.09	0.185	0.009
粉质黏土	4.9	35.7	18.46	1.000	12.8	22.0	14.56	0.93	0.152	0.004
粉质黏土	4.8	32.2	18.19	0.977	17.7	19.3	14.02	0.61	0.170	0.007
粉土	3.6	21.0	19.61	0.619	8.5	27.0	7.68	0.45	0.097	0.008
粉质黏土	3.6	39.2	18.63	1.033	23.9	18.5	14.43	0.98	0.174	0.026
粉质黏土	4.7	23.0	20.47	0.635	17.6	22.2	10.82	0.49	0.110	0.011
粉土	4.3	17.4	20.99	0.522	13.1	28.2	8.02	0.37	0.085	0.006
粉质黏土	5.0	31.1	19.33	0.845	29.7	24.3	15.52	0.56	0.144	0.014
粉质黏土	6.0	23.6	20.42	0.647	30.1	25.7	13.81	0.44	0.086	0.016

为非预应力钢筋配筋率差异的影响。预应力桩的混凝土强度等级为 C80; 灌注桩的混凝土强度等级为 C30。

1.2 场地工程地质条件

试验选取天津市滨海新区典型软弱土地,该区域平整开阔,土质较为均匀,保证了各试验桩工作条件的一致性。沿深度方向自上而下典型土层分布柱状图见图 3,各土层物理力学参数如表 4 所示。预应力混凝土管桩、空心方桩采用静压沉桩,灌注桩采用潜水钻泥浆护壁施工,各试验桩桩顶均高出地表 0.5 m,作为水平加荷装置的夹持端。各试验桩施工完成后 60 d,待桩身强度达到要求、桩周土强度恢复后开始加载。

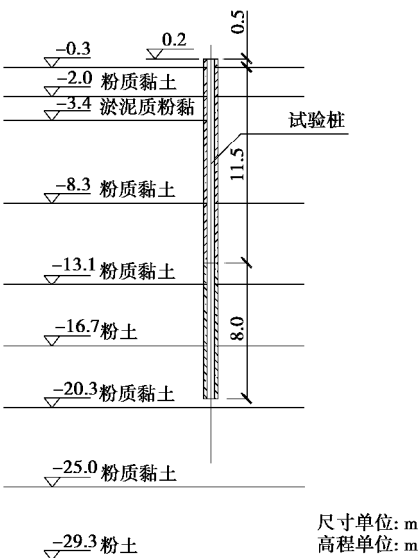


图 3 土层及试桩剖面图

Fig. 3 Profile of soil layers and test pile

1.3 试验加载及量测方案

专门研制的试验桩往复水平加载装置如图 4,5 所示,利用最大拉压荷载达 500 kN 的液压千斤顶对试验桩桩顶施加水平力,通过荷载传感器及荷载测试仪控制加荷等级。千斤顶的最大行程达 500 mm,满足可加载至桩周土发生破坏,同时,设置大量程位移计测量桩顶水平位移。图 5 为试验现场加载装置布置图。试验加载过程中桩顶位移较大,桩顶发生倾斜,千斤

顶两侧的销轴可以转动保证千斤顶施加水平荷载。桩顶发生倾斜后根据试验现象观察到千斤顶两侧的销轴位置仍保持水平。

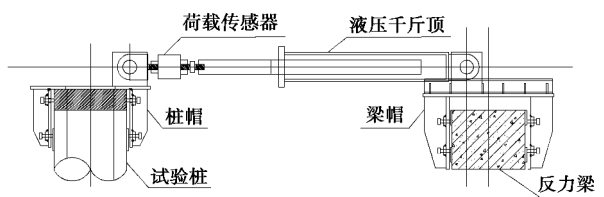


图 4 试验加载装置示意图

Fig. 4 Horizontal loading devices of test pile

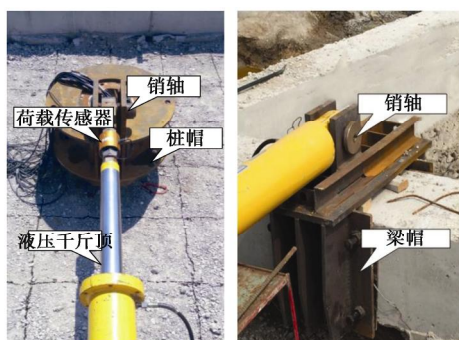


图 5 试验现场加载装置布置图

Fig. 5 Layout of loading devices in test site

试验根据《建筑抗震试验规程》(JGJ/T 101—2015), 并结合《建筑地基基础设计规范》(GB50007—2011)、《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008) 中相关规定确定试验加载制度, 采用荷载—位移混合双控制加载, 试件屈服前采用分级力加载, 进入屈服后, 采用分级位移加载, 级差为屈服位移 Δ_y 的倍数; 经前期统计分析, 并根据现场试桩的加载试验结果, 当桩顶荷载达到 100 kN 时桩顶位移接近 40 mm, 桩身钢筋屈服。虽然各桩的屈服位移有所差别, 为了避免加载制度不同对试验结果影响, 力级差统一取为 20 kN, 位移级差统一取 20 mm。每级加荷均按反向加载、卸载、正向加载、卸载的方式往复循环 3 次, 其中每级荷载施加后, 维持恒载 4 min 测读桩顶水平位移及荷载, 然后卸载至零, 停 2 min 测读水平残余位移或荷载。试验终止条件为荷载下降到峰值荷载的 85% 或桩身断裂不适于继续承载。该拟静力试验具体加载制度如图 6 所示。

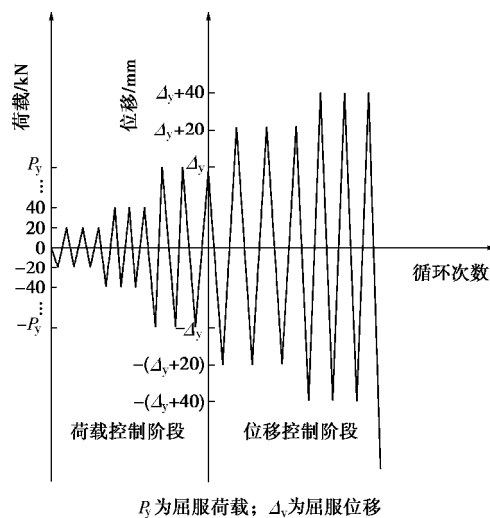
2 试验结果及分析

2.1 预应力管桩试验结果

(1) 滞回曲线

在往复荷载作用下, 通过绘制桩顶水平荷载和水平位移之间的关系曲线可以得到滞回曲线。滞回曲线可以反映构件的强度、耗能能力等特性。PHC 管桩以

及对应的复合配筋 PRC 管桩的滞回曲线对比如图 7 所示, 其中 I 型常规管桩、II 型常规管桩的预应力钢棒数量均为 12 根, 区别在于二者预应力钢棒直径不同, 分别为 9.0, 10.7 mm。



P_y 为屈服荷载; Δ_y 为屈服位移

图 6 拟静力试验加载制度示意图

Fig. 6 Schematic diagram of loading plan of pseudo-static tests

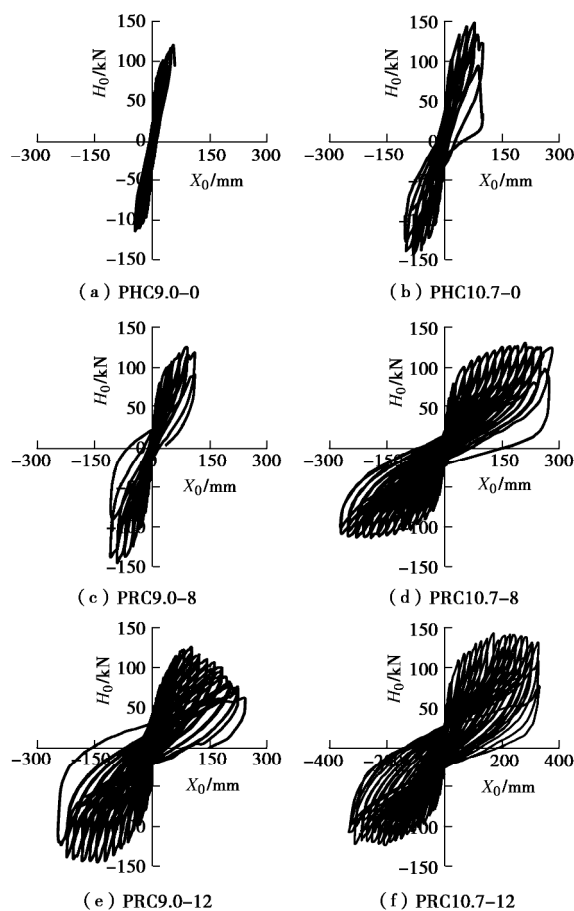


图 7 管桩滞回曲线

Fig. 7 Hysteresis curves of pipe piles

各桩滞回曲线差异明显, 由图 7 (a)、(b) 可以看出常规管桩的滞回曲线“捏缩效应”明显, 耗能特

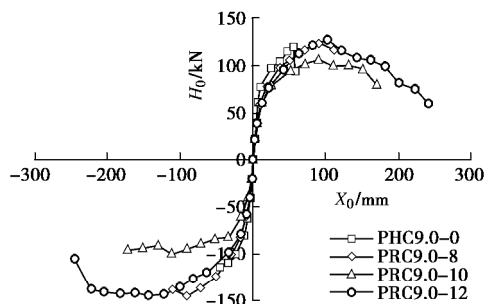
性较差。增配非预应力筋形成的复合配筋管桩,如图7(c)~(f)所示,滞回曲线趋于饱满,“捏缩效应”得到了极大的改善,且可以看出滞回曲线饱满程度随着非预应力钢筋直径的增加而提高,管桩的捏缩现象得到改善,耗能能力增强,表明其抗震能力在一定程度上得到了提升。

PHC9.0 桩破坏时不能经历较大的水平位移,破坏时呈现高脆性,如图7(a)所示,PHC9.0 在水平位移达到55 mm时即发生破坏,瞬间丧失承载能力。由图7(d)~(f)可以看出,复合配筋管桩达到峰值荷载后出现一个水平段或下降段,即水平荷载没有显著变化但位移可以持续增加。增配非预应力筋的复合配筋桩,能经历较大的水平位移而不破坏,预应力钢棒被拉断并未导致管桩承载力的急剧下降,呈延性破坏特征。

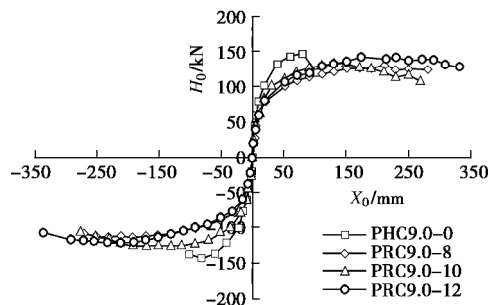
PHC10.7 桩较 PHC9.0 桩破坏时水平位移明显增加,但其自身脆性性能并没有明显改观,如图7(a)、(b)所示,究其原因在于桩身预应力钢棒的材性没有改变,虽然II型管桩纵筋直径由9.0 mm提高到10.7 mm,但其加载到一定阶段仍然呈现脆性特质。对比两种类型的桩可以发现,PHC10.7 桩相对于 PHC9.0 桩峰值荷载、极限位移均有所提高,说明预应力钢棒在承受水平往复荷载时也起到了相当重要的作用。

(2) 骨架曲线

将每级荷载循环的荷载-位移曲线峰值点连接起来形成骨架曲线,骨架曲线反映的是试件的变形历程,各试件骨架曲线如图8所示。



(a) I型管桩骨架曲线



(b) II型管桩骨架曲线

图8 管桩骨架曲线

Fig. 8 Skeleton curves of pipe piles

PRC 桩与相应 PHC 桩相比,峰值荷载提高幅度不大,且随着非预应力筋配筋率的增加,管桩水平承载力并未明显提高。这是由于增配非预应力筋提高了管桩的抗侧刚度,桩身弯矩最大位置较常规管桩更深,虽然增配非预应力筋能提高管桩的抗弯能力,但是桩顶水平荷载相对于弯矩最大截面处的作用力矩也更大,所以桩顶水平承载力并没有明显的提高。但是,PRC 桩经历较大的水平位移后发生破坏,骨架曲线出现很长的持平段,证明了复合配筋桩具有很好的延性性能,且骨架曲线具有明显的下降段,说明破坏并没有发生脆断,而呈现出延性破坏特征。

通过I、II型管桩骨架曲线的对比可以发现,II型管桩峰值荷载以及极限位移都要优于I型管桩。对于常规桩,II型PHC桩水平极限位移几乎为I型的两倍,但随着非预应力筋配筋的增加,I、II型PRC桩的水平极限位移差别在逐渐缩小,预应力钢棒占主导地位的优势被削弱。

(3) 桩身破坏方式

各试验桩破坏过程对破坏位置进行了微距照相,如图9所示为PHC9.0-0和PHC10.7-0桩破坏位置图,管桩在破坏时在桩身某一截面形成贯穿的环形裂缝,桩身截断,在截断位置的上部和下部均有裂缝宽度较小的环形裂缝,从加载方向轴线上沿桩壁向两边发展,管桩的破坏均为受弯破坏。在桩身发生弯曲破坏时,桩身弯矩最大位置最先发生破坏,从图9可以看出PHC9.0-0桩弯矩最大位置在桩顶以下2.2 m附近,PHC10.7-0桩弯矩最大位置在桩顶以下3.6 m附近。



(a) PHC9.0-0

(b) PHC10.7-0

图9 桩身破坏位置

Fig. 9 Damage location of pile

(4) 延性

延性是结构构件在破坏之前的变形能力。延性系数是结构构件延性量化的指标。延性系数越大,说明结构构件的延性越好,耗能能力和承受非弹性变形的能力越强,反之则越差。

结构构件的位移延性系数是指构件的极限位移 D_u 和相应的屈服位移 D_y 的比值,如下所示:

$$m_{\Delta} = \frac{D_u}{D_y}, \quad (1)$$

式中, D_u 为构件的极限位移, 取名义极限荷载即骨架曲线峰值荷载下降到 85% 时对应的水平位移为极限位移; D_y 为构件的屈服位移, 采用能量等值法^[20]确定。

由上式计算得到的各试件极限位移、屈服位移以及位移延性系数正、反向均值如表 5 所示。

表 5 管桩位移及延性系数

Table 5 Displacements and ductility coefficients of pipe piles			
桩型	屈服位移	极限位移	延性系数
	均值/mm	均值/mm	均值
PHC9.0-0	23.0	55.0	2.43
PRC9.0-8	36.6	110.5	3.03
PRC9.0-10	41.7	166.5	4.02
PRC9.0-12	53.7	203.3	3.75
PRC9.0-14	73.3	251.6	3.45
PHC10.7-0	35.8	101.7	2.86
PRC10.7-8	41.7	180.6	4.32
PRC10.7-10	47.1	253.4	5.41
PRC10.7-12	79.3	334.5	4.23

相较于 PHC 桩而言, PRC 桩的屈服位移和极限位移都有明显的提高, 说明其抵抗变形能力增强。PRC 桩相较于 PHC 桩延性系数明显提高, PHC9.0 和 PHC10.7 延性系数均小于 3, 而增配非预应力筋后, PRC 桩延性系数均达到 3 以上。PHC10.7 的延性高于 PHC9.0 达 17.7%, 预应力钢棒直径增加对提高管桩延性具有一定的作用, 但效果有限。

通过增配非预应力钢筋改善管桩延性, I 型管桩延性最大提高了 65.4%, II 型管桩延性最大提高了 89.2%, 延性系数最高超过 5.0, 效果显著, 说明在管桩中增配非预应力钢筋, 可以达到很好的改善延性效果。

通过非预应力筋改善管桩延性, 随着非预应力筋配筋率的提高, 两种桩型延性系数均呈先增大后略微降低的趋势, 原因在于随着非预应力筋配筋率的提高, 极限位移的增长速率落后于屈服位移的增长, 导致其比值减小。这也表明通过增配非预应力钢筋来提高预应力度桩的延性时, 并非配筋率越高效果越好, 而是存在一个最优配筋率。

2.2 预应力方桩试验结果

(1) 滞回曲线及骨架曲线

HKFZ 方桩和复合配筋方桩的滞回对比曲线如图 10 所示。HKFZ 方桩与 PHC 管桩同样属于预应力高强混凝土预制构件, 二者具有很多相似性, 滞回曲线特性相似, 均呈现出很明显的捏缩现象, 经历的加载次数较少即突然丧失承载力而发生脆性破坏。

对于方桩通过增配非预应力筋形成的复合配筋方桩, 其耗能能力、延性提高效果同样显著。图 10 (b)

HKFZ9.0-10 方桩, 可承受更多次的加载循环, 且破坏时变形较大, 承载力有持平段, 而不是突然丧失, 属于延性破坏。复合配筋方桩随着配筋率的增加, 滞回曲线愈加饱满, 捏缩现象极大改善, 耗能能力显著增强, 抗震能力提高。

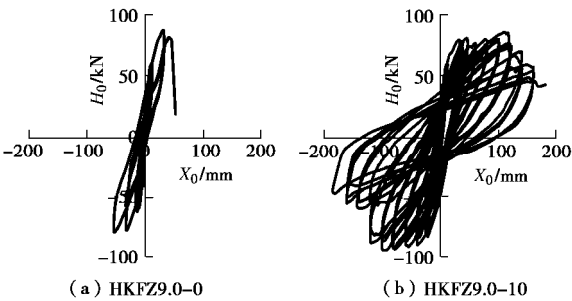


图 10 方桩滞回对比曲线

Fig.10 Hysteresis curves of square piles

方桩及复合配筋方桩的骨架曲线如图 11 所示。常规 HKFZ 方桩破坏时呈现脆性破坏特征, 骨架曲线出现明显的尖峰, 构件达到最大承载力后曲线突然下降; 复合配筋方桩呈现出延性破坏的特征, 在构件到达最大承载力后, 能够经历很大变形, 而承载力没有明显降低, 骨架曲线有较长的平台段。

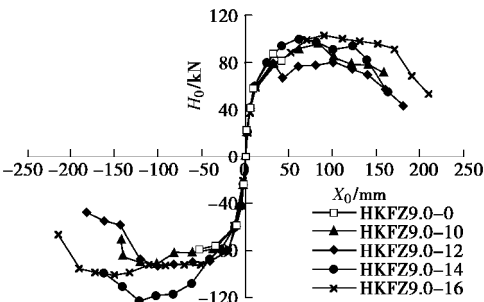


图 11 方桩骨架曲线

Fig. 11 Skeleton curves of square piles

HKFZ9.0-0 当水平位移达到 47 mm 时, 即发生脆性破坏, 破坏时经历的水平位移较小。复合配筋方桩随着非预应力钢筋直径的增加, 试件水平承载力并未显著提高, 最大仅提高了 33.3%。极限荷载并未随着非预应力钢筋配筋率的增加而持续增大。但是, 同管桩一样, 复合配筋方桩可以经历较大的水平位移后发生破坏, 且随着非预应力钢筋配筋率的增加, 极限位移一直处于增长状态, 最大提高幅度为 296.2%; 即使非预应力钢筋配筋率为 0.52% 的 HKFZ9.0-10 较常规方桩极限位移也提高了 170.4%, 这说明配置非预应力钢筋对提高构件的抗变形能力具有显著的作用。

(2) 延性

按前述方法确定各试件的极限位移、屈服位移以及位移延性系数正反向均值如表 6 所示。由表 6 可以

看出, 方桩的屈服位移、极限位移整体随着配筋率的增加呈现出增长的趋势, 但延性系数并没有随着非预应力钢筋配筋率的增加而持续增长, 而是呈现出先增大后减小的变化规律。是由于屈服位移、极限位移增长速率不同, 所以导致了其比值的变化。根据建筑上部结构抗震对位移延性的要求, 一般上部结构、构件的位移延性要求不小于 3, 地下结构可适当降低要求, 本次试验结果增配非预应力筋后的复合配筋预应力桩位移延性均大于 3, 满足抗震要求。

表 6 方桩位移及延性系数

Table 6 Displacements and ductility coefficients of square piles			
桩型	屈服位移 均值/mm	极限位移均 值/mm	延性系数 均值
HKFZ9.0-0	18.0	47.0	2.62
HKFZ9.0-10	35.6	127.1	3.57
HKFZ9.0-12	27.1	135.1	4.98
HKFZ9.0-14	36.2	150.7	4.38
HKFZ9.0-16	42.8	186.1	4.35

HKFZ9.0-12 的延性系数在几根桩中达到最大为 4.98, 相较于常规桩增幅达 90.1%, 其非预应力筋的配筋率为 0.74%。这说明就抗震性能而言, 同复合配筋管桩一样, 复合配筋方桩并不是其非预应力钢筋掺入量越多越好, 而是存在一个最优配筋率的范围, 超过该范围, 会降低非预应力钢筋提高桩身延性的效果。本试验结果为, 当增配 8 根直径为 12 mm 的非预应力钢筋时, 即当非预应力钢筋与预应力钢棒面积比为 1.78 时, 构件的延性提高最多。

2.3 钻孔灌注桩试验结果

(1) 滞回曲线

图 12 为一组钢筋混凝土钻孔灌注桩的荷载 - 位移滞回曲线。从图中可以看到, 各试验桩的荷载 - 位移关系总体上依次经历了上升、水平、缓降、骤降 4 个过程。

各试验桩的荷载 - 位移滞回曲线均相对较为饱满, 耗能性能整体较好; 进入位移控制加载阶段后, 滞回环的捏缩效应逐渐改善, 在骤降阶段之前, 随着加载位移的增大, 滞回环饱满程度不断增加, 桩身破坏呈现出延性破坏的特征。

(2) 骨架曲线

图 13 为各钻孔灌注桩的骨架曲线。试验中各灌注桩的桩顶位移发展规律基本一致, 在力加载控制阶段桩顶位移上升较快, 在位移加载控制阶段桩顶位移都经历了一个较大的水平段后桩身失去承载能力, 且随着纵筋直径的增大, 桩顶的极限位移逐渐增大, 屈服平台的范围逐渐扩大, 塑性变形能力不断提高。YZ18 的极限位移达到了 185 mm, 相比于 YZ12 提高了 200%, 纵筋配筋率对灌注桩的变形能力影响较大。

从 YZ12 到 YZ18, 随着纵向受力主筋配筋率的增

加, 试验桩正、反向单桩水平承载力峰值的均值依次为 61.31, 75.62, 95.45, 110.36 kN; 可见, 考虑桩-土共同作用条件下, 在一定的纵筋配筋率范围内, 钻孔灌注桩单桩水平承载力随纵筋配筋率的增加单调递增。

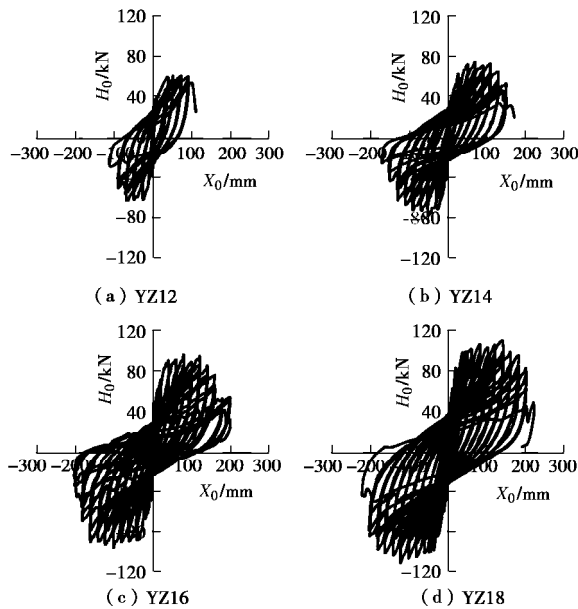


图 12 灌注桩荷载 - 位移滞回曲线

Fig. 12 Hysteresis curves of load and deformation

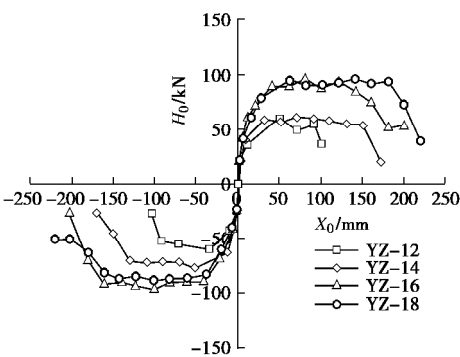


图 13 灌注桩骨架曲线

Fig. 13 Comparison of envelope curves

(3) 延性

表 7 给出了钻孔灌注桩的屈服位移、极限位移及位移延性系数正、反向加载的均值。

表 7 钻孔灌注桩位移延性系数

Table 7 Displacement ductility coefficient of bored cast-in-situ piles			
试验桩编号	屈服位移 均值/mm	极限位移均 值/mm	位移延性系 数均值
YZ12	19.9	91.3	4.60
YZ14	25.8	125.5	4.86
YZ16	31.5	159.6	5.10
YZ18	37.6	185.5	4.93

由表 7 可看到, 随着纵筋配筋率的增加, 试验桩的屈服位移平均值从 19.9 mm 增至 37.6 mm, 增长了 89%; 同时, 极限位移平均值从 91.3 mm 增至 185.5 mm, 增幅达 103.1%。增配纵向受力钢筋使钻孔灌注桩的极限位移得到显著提高, 灌注桩在破坏前可经历更大的水平位移。各试验桩的位移延性系数均满足大于 3 的要求, 可满足基础构件在地震作用下的延性要求。随着纵筋配筋率的增加, 试验桩的位移延性系数平均值先增加后减小, 在配筋率为 0.82% (YZ16) 时达到最大值 5.10。因此, 从位移延性这一角度分析, 钢筋混凝土钻孔灌注桩同样存在着一个最优配筋率。

2.4 各桩型位移延性对比

表 8 给出了位移延性系数最大、最小的桩型。可以看到, 各桩型中灌注桩的位移延性处于一个整体较高的水平, 位移延性系数在 4.5 以上。常规预应力管桩、常规预应力空心方桩的位移延性均较低, 且均小于 3; 通过增配非预应力钢筋, 预应力桩的位移延性得到显著提高, 复合配筋预应力桩的位移延性系数最大达到了 5.41, 达到了灌注桩的延性水平, 较好地满足了基础构件的抗震要求。增配非预应力钢筋是改善预应力桩抗震性能的有效措施。

表 8 各桩型位移延性系数

Table 8 Displacement ductility coefficients of piles				
桩型	试验桩编号	屈服位移均值 /mm	极限位移均值 /mm	位移延性系数 均值
I 型预应力管桩	PHC9.0-0	23.0	55.0	2.43
	PRC9.0-10	41.7	166.5	4.02
II 型预应力管桩	PHC10.7-0	35.8	101.7	2.86
	PRC10.7-10	47.1	253.4	5.41
预应力空心方桩	HKFZ9.0-0	18.0	47.0	2.62
	HKFZ9.0-12	27.1	135.1	4.98
灌注桩	YZ12	19.9	91.3	4.60
	YZ16	31.5	159.6	5.10

3 结 论

(1) 常规预应力混凝土管桩、空心方桩在水平低周往复荷载作用下的荷载 - 位移滞回曲线“捏缩效应”严重, 耗能特性较差。增配非预应力筋形成的复合配筋预应力桩, 滞回曲线的“捏缩效应”得到了较大的改善, 滞回环饱满程度随着非预应力钢筋配筋率的增加而提高。

(2) 常规预应力混凝土管桩、空心方桩在达到单桩水平承载力峰值后, 继续加载, 水平承载力迅速下降, 呈脆性破坏。增配非预应力钢筋可显著改善常规预应力桩的变形性能, 各复合配筋预应力桩的屈服位移、极限位移均随非预应力筋配筋率的增加而增长, 在经历较大位移后发生破坏, 复合配筋预应力桩的破坏过程呈延性破坏。

(3) 增配非预应力钢筋可显著改善预应力混凝土管桩、空心方桩的位移延性, 增配一定量非预应力筋后复合配筋预应力桩可满足抗震性能的要求。随着非预应力钢筋配筋率的增加, 复合配筋预应力桩的位移延性系数呈先增大后减小的趋势, 存在一个最优的非预应力筋配筋率, 使得其位移延性最佳。

(4) 灌注桩试验桩的位移延性系数均大于 3, 具有较好的延性。随着配筋率的增加, 灌注桩的位移延性系数同样呈现出先增大后减小的规律, 存在一个位移延性的最优配筋率。

(5) 常规预应力混凝土管桩、空心方桩的极限位移值和位移延性系数均显著小于常规灌注桩, 当增配适量非预应力钢筋后, 其极限位移值和位移延性系数均可达到与常规灌注桩相当, 抗震性能显著改善。在 PRC 桩和灌注桩都能满足抗震要求时, PRC 桩水平承载力更高。

本次试验未考虑竖向力对桩体抗震性能影响, 后期将通过试验及数值分析继续研究。

参考文献:

[1] 刘春原, 张振拴, 母焕胜. 预应力混凝土管桩的抗震性能及新进展[M]. 北京: 人民交通出版社, 2013: 1 - 2. (LIU Chun-yuan, ZHANG Zhen-shuan, MU Huan-sheng. Seismic performance and new progress of prestressed concrete pipe pile[M]. Beijing: China Communications Press, 2013: 1 - 2. (in Chinese))

[2] DAVISSON M T, SALLEY J R. Model study of laterally loaded piles[J]. Journal of Soil Mechanics & Foundations Div, 1970, **96**(5): 1605 - 1627.

[3] MAYNE P W, KULHAWY F H. Laboratory loaded modeling of laterally loaded drilled shafts in clay[J]. J Geotechnical Engineering, 1995, **121**(12): 827 - 835.

[4] DYSON G J, RANDOLPH M F. Monotonic laterally loading of piles in calcareous sand[J]. Journal of Geoteehnieal and Geoenvironmental Engineering, 2001, **127**(4): 346 - 352.

[5] 王 钰, 林 军, 陈锦剑, 等. 软土地基中 PHC 管桩水平受荷性状的试验研究[J]. 岩土力学, 2005, **26**(增刊): 39 - 42. (WANG Yu, LIN Jun, CHEN Jin-jian, et al. Field test for the behavior of pre-stressed pipe piles in soft subsoil under lateral load[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(S0): 39 - 42. (in Chinese))

[6] 周万清, 蔡 健, 林奕禧, 等. 深厚软土地基细长 PHC 管桩水平荷载试验研究[J]. 华南理工大学学报(自然科学版), 2007, **35**(7): 131 - 136. (ZHOU Wan-qing, CAI Jian, LIN Yi-xi, et al. Expermental investigation into PHC pipe piles

- under lateral load in deep soft soil foundation[J]. Journal of South China University of Technology (Natural Science Edition), 2007, **35**(7): 131 - 136. (in Chinese))
- [7] 王铁成, 杨志坚, 赵海龙, 等. 改善预应力高强混凝土管桩抗震性能试验研究及数值分析[C]// 第十六届全国混凝土及预应力混凝土学术会议暨第十二届预应力学术交流会论文集. 九江, 2013: 45 - 53. (WANG Tie-cheng, YANG Zhi-jian, ZHAO Hai-long, et al. Experimental study and numerical analysis on seismic behavior of prestressed high strength concrete pipe pile[C]// Proceedings of the 16th National Conference on the Study of Concrete and Prestressed Concrete and the 12th Session of the Academic Conference of Prestress. Jiujiang, 2013: 45 - 53. (in Chinese))
- [8] 王铁成, 王文进, 赵海龙, 等. 不同高强预应力管桩抗震性能的试验对比[J]. 工业建筑, 2014, **44**(7): 84 - 89. (WANG Tie-cheng, WANG Wen-jin, ZHAO Hai-long, et al. Seismic performance of different prestressed high strength concrete pipe piles[J]. Industrial Construction, 2014, **44**(7): 84 - 89. (in Chinese))
- [9] 李艳艳, 陈艳风, 刘 坤, 等. 预应力高强混凝土管桩抗震性能试验研究[J]. 河北工业大学学报, 2013, **42**(5): 99 - 103. (LI Yan-yan, CHEN Yan-feng, LIU Kun, et al. Seismic performance of prestressed high-intensity concrete pile[J]. Journal of Hebei University of Technology, 2013, **42**(5): 99 - 103. (in Chinese))
- [10] 刘春原, 李光宏, 李 兵. 预应力管桩振动台试验的数值分析[J]. 岩土力学, 2012, **33**(增刊 1): 265 - 269. (LIU Chun-uan, LI Guang-hong, LI Bing. Numerical analysis of shaking table test for prestressed pipe piles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(S1): 265 - 269. (in Chinese))
- [11] 张忠苗, 刘俊伟, 谢志专, 等. 新型混凝土管桩抗弯剪性能试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(增刊 2): 271 - 277. (ZHANG Zhong-miao, LIU Jun-wei, XIE Zhi-zhuan, et al. Experimental study on flexural and shearing properties of modified concrete pipe piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(S2): 271 - 277. (in Chinese))
- [12] 张忠苗, 刘俊伟, 邹 健, 等. 加强型预应力混凝土管桩抗弯剪性能试验研究[J]. 浙江大学学报(工学版), 2011, **45**(6): 1074 - 1080. (ZHANG Zhong-miao, LIU Jun-wei, ZOU Jian, et al. Experimental study on flexural and shearing property of reinforced prestressed concrete pipe pile[J]. Journal of Zhejiang University(Engineering Science), 2011, **45**(6): 1074 - 1080. (in Chinese))
- [13] 王铁成, 杜宙芳, 赵海龙, 等. 混合配筋管桩的抗震性能试验研究[J]. 土木工程与管理学报, 2015(3): 27 - 32. (WANG Tie-cheng, DU Zhou-fang, ZHAO Hai-long, et al. Experimental research on aseismic behavior of pipe piles with hybrid reinforcement[J]. Journal of Civil Engineering and Management, 2015(3): 27 - 32. (in Chinese))
- [14] 戎 贤, 邸 昊, 李艳艳. PHC 管桩抗震性能及其改善措施的试验研究[J]. 混凝土与水泥制品, 2012(9): 32 - 36. (RONG Xian, DI Hao, LI Yan-yan. Experimental study on seismic behavior and improvement measures of PHC pipe pile[J]. China Concrete and Cement Products, 2012(9): 32 - 36. (in Chinese))
- [15] 戎 贤, 王旭月, 李艳艳. 反复荷载作用下改善的 PHC 管桩的抗震性能试验研究[J]. 建筑科学, 2013, **29**(7): 59 - 65. (RONG Xian, WANG Xu-yue, LI Yan-yan. Test study on seismic behavior of the improved PHC pipe piles under low cyclic loading[J]. Building Science, 2013, **29**(7): 59 - 65. (in Chinese))
- [16] 戎 贤, 齐晓光, 李艳艳. 预应力高强混凝土管桩滞回性能的试验研究[J]. 河北工业大学学报, 2013, **43**(2): 88 - 91. (RONG Xian, QI Xiao-guang, LI Yan-yan. Experimental research on hysteretic behavior of prestressed high strength concrete pipe piles[J]. Journal of Hebei University of Technology, 2013, **43**(2): 88 - 91. (in Chinese))
- [17] 王新玲, 杜 琳, 黄伟东. 混合配筋预应力混凝土管桩抗弯刚度模型研究[J]. 郑州大学学报(工学版), 2013, **34**(6): 80 - 84. (WANG Xin-ling, DU Lin, HUANG Wei-dong. Stiffness study of prestressed and reinforced concrete compounded pipe pile[J]. Journal of Zhengzhou University (Engineering Science), 2013, **34**(6): 80 - 84. (in Chinese))
- [18] 王新玲, 高会宗, 周同和, 等. 新型混合配筋预应力混凝土管桩抗弯性能试验研究[J]. 工业建筑, 2012, **42**(8): 64 - 68. (WANG Xin-ling, GAO Hui-zong, ZHOU Tong-he, et al. Experimental studies of flexural behavior of new type prestressed concrete pipe pile with compound unprestressed reinforcement[J]. Industrial Construction, 2012, **42**(8): 64 - 68. (in Chinese))
- [19] 王新玲, 冯香玲. 混合配筋新型预应力混凝土管桩抗弯性能研究[J]. 施工技术, 2012, **41**(16): 118 - 122. (WANG Xin-ling, FENG Xiang-ling. Study on flexural behavior of new type prestressed concrete pipe pile for compounding reinforcement[J]. Construction Technology, 2012, **41**(16): 118 - 122. (in Chinese))
- [20] 李忠献. 工程结构试验理论与技术[M]. 天津: 天津大学出版社, 2004. (LI Zhong-xian. Theory and technique of engineering structure experiments[M]. Tianjin: Tianjin University Press, 2004. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201901004

饱和软黏土固结过程中的不排水抗剪强度特性

雷国辉^{1, 2}, 高翔^{1, 2}, 徐可^{1, 2}, 郑泽宇^{1, 2}

(1. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210024; 2. 河海大学江苏省岩土工程技术工程研究中心, 江苏 南京 210024)

摘要: 集成大直径固结仪和微型十字板剪切仪的功能, 开发和研制了饱和软黏土固结过程中可以随时开展剪切试验的系统装置, 考虑超孔压随时间和空间变化的不均匀性, 在微型十字板剪切仪板头处的空心轴杆底端配置微型孔压计, 并在大直径固结仪中配置微型土压力计, 使其具备自动实时监测在十字板剪切试验测点处有效应力变化的功能。利用该系统装置, 开展了饱和软黏土在不同固结压力作用下, 固结过程中不同时间点的十字板剪切试验, 实时监测了固结过程中的变形和孔压变化过程, 得到了十字板剪切试验测点处的有效应力和不排水抗剪强度, 分析了固结过程中不排水抗剪强度和有效应力之间的相关关系。结果表明, 在不同固结压力作用下, 固结完成后的不排水抗剪强度与有效应力呈现出传统的线性关系, 但是, 在某一固结压力作用下, 固结过程中的不排水抗剪强度却随有效应力的增长呈非线性增长, 而且, 在不同固结压力作用下, 固结压力越大, 固结过程中达到相同的有效应力时所对应的不排水抗剪强度越大。固结过程中的不排水抗剪强度并不仅仅取决于剪前固结有效应力, 还与剪前孔隙比相关, 孔压消散速率小于变形速率是导致固结初期、剪前固结有效应力较小时, 不排水抗剪强度较快增长的主要原因。

关键词: 软黏土; 固结; 不排水抗剪强度; 微型十字板; 剪前孔隙比

中图分类号: TU432

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0041-09

作者简介: 雷国辉(1972-), 男, 江西丰城人, 博士, 教授, 从事土力学教学与科研工作。E-mail: leiguohui@hhu.edu.cn。

Behavior of undrained shear strength of saturated soft clay under consolidation

LEI Guo-hui^{1, 2}, GAO Xiang^{1, 2}, XU Ke^{1, 2}, ZHENG Ze-yu^{1, 2}

(1. Key Laboratory of Geomechanics and Embankment Engineering of the Ministry of Education, Hohai University, Nanjing 210024, China; 2. Jiangsu Research Center for Geotechnical Engineering Technology, Hohai University, Nanjing 210024, China)

Abstract: By integrating the functions of large-diameter consolidometer and miniature vane shear devices, a systematic apparatus is devised and developed to be capable of performing shear tests at any point in time during the consolidation process of saturated soft clay. Considering the non-uniformity change of the excess pore-water pressure in space and time, each miniature vane shear device is equipped with a miniature pore-water pressure transducer at the bottom of its hollow axial shaft mounting blades. The large-diameter consolidometer is equipped with miniature earth pressure cells. Thus the apparatus has a function of automatic real-time monitoring of changes of the effective stresses at the positions of vane shear tests. By using this systematic apparatus, the vane shear tests are carried out at different points in time during the consolidation process of saturated soft clay subjected to different consolidation pressures. The changes of real-time deformation and pore-water pressure are monitored during the consolidation process, and the effective stresses and the undrained shear strengths at the positions of vane shear tests are derived. The correlation between the shear strength and the effective stress is analyzed. It is shown that the traditional linear relationship exists between the undrained shear strengths at the end of consolidation under different pressures and effective stresses. However, under a certain consolidation pressure, the shear strength increases non-linearly with the increase in the effective stress during the consolidation process. Moreover, under different consolidation pressures, the larger the consolidation pressure, the higher the shear strength at the same effective stress generated during the consolidation process. The undrained shear strength gained during consolidation is dependent on the effective stress and the void ratio before shearing. The fact that the rate of dissipation of pore-water pressure is less than the rate of deformation is the main reason for the rapid increase in the undrained shear strength at the early stage of consolidation when the effective stress before shearing is relatively low.

Key words: soft clay; consolidation; undrained shear strength; miniature vane; void ratio before shearing

基金项目: 国家自然科学基金项目(51578213, 51778211); 中央高校基本科研业务费专项资金项目(2017B20614)

收稿日期: 2017-10-27

0 引言

软黏土的抗剪强度会随着固结过程中超孔压消散、有效应力增加而增加,地基的稳定性也将随着加载过程和抗剪强度的变化而动态发展。因此,软黏土地基的稳定性分析时,需要考虑加载和固结过程中伴随土体变形和超孔压变化引起的抗剪强度变化^[1-5]。揭示土的抗剪强度特性的传统试验方法有不固结不排水、固结不排水和固结排水剪切试验这3种类型,土体的不排水或排水剪切试验要么是在不固结条件下开展,要么是在固结完成后开展,即固结和剪切这两个过程是相互独立开展的。然而,实际工程中,固结和剪切通常都是同时发生的。利用现有的剪切试验仪器比如三轴仪或直剪仪虽然也可以实现在土体固结到某一程度后立即开展剪切试验,但三轴试样在固结过程中存在超孔压分布不均匀^[6]、直剪试样预定剪切面上的超孔压存在难以确定的问题,这将导致剪切破坏面处的剪前固结有效应力无法准确确定,难以揭示固结过程中土体抗剪强度与有效应力的真实关系。

为模拟固结同时剪切过程,本文将大直径固结仪和微型十字板剪切仪的功能进行有机集成,开发和研制了软黏土在固结过程中的不同时间可以随时开展十字板剪切试验的系统装置,并在十字板板头处的空心轴杆底端配置微型孔压计,在固结仪中配置微型土压力计和位移计,可以自动实时监测土体竖向变形和总应力,以及超孔压的变化过程,并能确定十字板剪切试验测点处的竖向有效应力,将其应用于分析软黏土固结过程中不排水抗剪强度随有效应力的变化特性。

1 固结同时剪切试验系统装置研发

本文研制的固结过程中可以随时开展十字板剪切试验的系统装置如图1所示,其结构及主要部件如示意图2所示,该装置主要由气压顶升式加载机构、大直径固结仪、带孔压测试功能的十字板剪切仪、自动化数据采集传感器测量单元组成。

1.1 气压顶升式加载机构

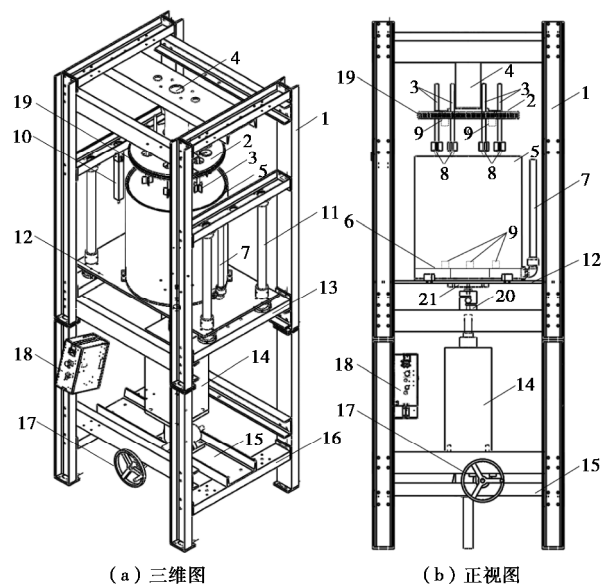
气压顶升式加载机构主要用于实现对软黏土试样固结进行加载,它主要由框架、气压千斤顶、气压调节器、固结仪升降平台、升降导杆、加载板及反力架组成。通过气压调节器,可以设置加载过程,控制气压千斤顶和外置空气压缩机的运行,使固结仪整体沿升降导杆竖直顶升,在固结仪试样顶部与加载板和反力架之间产生荷载。与此同时,气压千斤顶与固结仪升降平台之间的压力传感器的测试数据,会实时反馈到气压调节器,从而自动控制和调整顶升进程,使得

固结仪中的试样顶面能够按照预定的加载过程受荷。



图1 固结同时剪切试验系统照片

Fig. 1 Photo of simultaneous consolidation and shear test system



1—框架;2—加载板;3—带孔压测试功能的微型十字板剪切仪;4—反力架;5—大直径固结仪;6—透水板;7—排水管;8—微型孔压计;9—微型土压力计;10—位移计;11—升降导杆;12—固结仪升降平台;13—固结仪升降平台支撑横梁;14—气压千斤顶;15—可调节轨道;16—千斤顶支撑反力架;17—摇杆;18—气压调节器;19—U形顶圈;20—活塞杆及压力传感器;21—传力垫块

图2 固结同时剪切试验系统结构示意图

Fig. 2 Sketch of structure of simultaneous consolidation and shear test system

1.2 大直径固结仪

如图3(a)所示,大直径固结仪由透明有机玻璃制成。如图4所示,固结仪整体高度为55 cm,内径47.6 cm,固结仪内底部安装有透水滤板,将其分隔为下部高为5 cm的储水空腔和上部高为50 cm的试样室。储水空腔外接1根排水管,装样时用于保持试样

饱和、固结时用于试样排水。试样顶部上覆加载板，加载板侧壁包裹 U 形顶圈，防止试样通过板壁与固结仪内壁之间的空隙挤出。

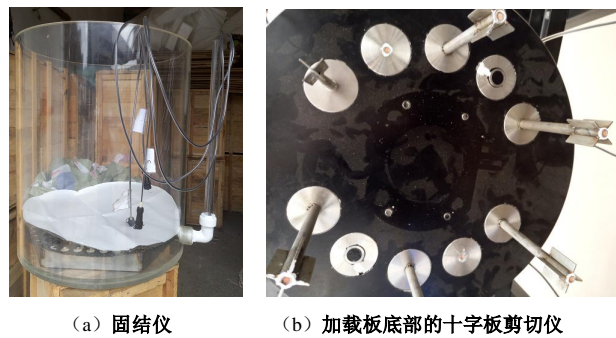


图 3 固结仪和十字板剪切仪照片
Fig. 3 Photos of consolidometer and vane shear devices

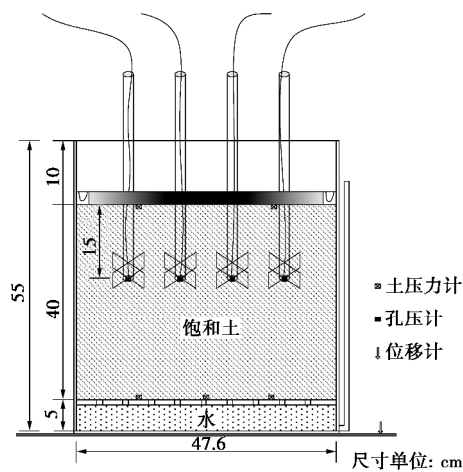


图 4 固结仪、十字板剪切仪及传感器布置示意图
Fig. 4 Sketch of layout of consolidometer, vane shear devices and instrumentation

1.3 带孔压测试功能的微型十字板剪切仪

为测定固结过程中试样的不排水抗剪强度并确定测点处的有效应力，自主研制了机械式带孔压测试功能的微型十字板剪切仪，如图 3 (b) 和图 4 所示。十字板剪切仪主要由空心轴杆和十字板板头组成，轴杆长 350 mm，外径 12 mm，内径 8 mm，十字板板头高 40 mm，翼宽 10 mm，高径比 2 : 1^[7-8]，厚 1 mm。在十字板板头位置处的空心轴杆底端配置微型孔压计并采用硅胶密封，其连接电缆穿过空心轴杆内部后从其顶部侧壁引出。在空心轴杆的顶端配置六边形盖帽，配合扭力计开展微型十字板剪切试验。微型十字板剪切仪安装在固结试验加载板的径向位置上，均匀、对称布置。十字板板头中心插入试样的深度可以人工调节，经固定后竖向位移受到约束，但是可以自由扭转。

1.4 自动化数据采集传感器及其布置

为测试加载固结引起的变形，竖向位移传感器 (LVDT) 底座安装在系统装置的框架梁上，探头接

触于固结仪升降平台，如图 2 (a) 所示。

为开展固结过程中的剪切试验，在加载板的径向位置均匀、对称布置有 6 个十字板剪切仪，其板头中心在试样中的插入深度为 15 cm，如图 3 (b) 和图 4 所示，其中 5 个为自主研制的带孔压测试功能的十字板剪切仪，1 个为带有 ASTM 标准轴杆和板头的十字板剪切仪，如图 5 (a) 所示。经率定试验发现，带孔压测试功能的十字板剪切仪测试得到的不排水抗剪强度均大于带有 ASTM 标准板头的十字板剪切仪测试得到的不排水抗剪强度，两者的平均比值为 1.21，且变化范围较窄，这主要是为克服剪切仪空心轴杆与其周围土体之间的摩擦所致，反映了自主研制的十字板剪切仪的系统误差，虽然还难以得到不排水抗剪强度的准确值，但并不影响本文依据该仪器测试结果进行固结过程中不排水抗剪强度变化特性和规律的分析。采用自主研制的十字板剪切仪，可以测试得到试样固结过程中在 15 cm 深处的孔压变化过程，以及在不同固结时点的不排水抗剪强度。

在固结仪加载板的底部即试样的顶部径向的固定位置，安装了 2 个微型土压力计 (图 5 (a))，测试试样顶部的竖向总应力变化。在固结仪透水滤板的顶部即试样底部径向的固定位置，安装了 3 个微型土压力计 (图 5 (b))，测试试样底部的竖向总应力变化。

上述传感器的尺寸、量程和精度如表 1 所示。所有传感器接入数据采集装置，实现自动化实时测量，数据自动采集的周期为 500 ms。

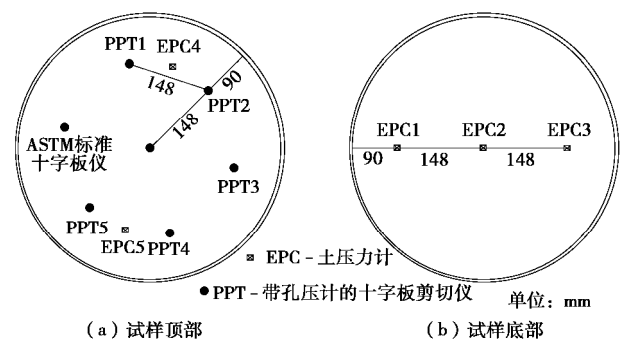


图 5 试样顶部和底部传感器布置
Fig. 5 Layout of instrumentation at top and bottom of specimen

表 1 传感器尺寸、量程 (FS) 和精度

Table 1 Sizes, full scales and accuracies of transducers			
传感器种类	尺寸	量程	精度
位移计		200 mm	0.25% FS
微型孔压计	Φ8×14 mm	50 kPa	0.25% FS
微型土压力计	Φ22×18 mm	50 kPa	0.25% FS

2 试验土样、方法及气压加载方案

2.1 试验土样

固结试验所用黏土试样为高岭土, 粒径 $d \leq 0.005$ mm 的黏粒含量超过 80%, 密度为 2.71 g/cm^3 , 液限为 43.7%, 塑限为 22.2%, 塑性指数为 21.5, 风干含水率 4.5%。经渗透试验测定, 黏土试样经固结试验开始之前的装样和预压过程之后, 其渗透系数在 10^{-8} m/s 的量级。

2.2 试验方法

(1) 制样。采用上述高岭土, 风干后加水配置成饱和含水率为 60% 的土样, 采用搅拌器充分搅拌, 使土样均匀、饱和。

(2) 装样。将配置的土样均匀填入固结仪试样室中, 填入过程中通过外接排水管和储水空腔注水, 始终保持试样淹没在水面以下。装样完成后, 静置 24 h, 再将固结仪放入固结同时剪切试验系统装置的顶升平台上, 安装加载板, 调节升降平台位置, 使加载板与试样顶面刚好接触。

(3) 预压。为保证试样能够充分均匀、饱和, 制样时的含水率取为液限的 1.37 倍, 其对应的压缩性很高、不排水抗剪强度很低, 不便于后续固结和剪切试验的开展, 为此, 在装样完成后, 按 $1 \text{ kPa}/6 \text{ h}$ 的缓慢加载速率对试样进行 10 kPa 预压处理。在竖向位移、土压力和超孔压测试数据均达到稳定后, 再卸除预压荷载, 并待试样的回弹变形、土压力和超孔压均达到稳定后, 记录所有测试传感器的零读数, 再开展后续试验。

(4) 固结同时剪切试验。按 $10 \text{ kPa}/\text{h}$ 较快的加载速率对试样实施加载至某一固结压力并保持稳定, 实时自动测试竖向位移、土压力和超孔压数据, 观测得到该固结压力作用下的超孔压峰值。固结过程中, 当超孔压消散值分别达到超孔压峰值的 20%, 40%, 60%, 80%, 100% 时, 通过扭力计转动一个微型十字板剪切仪测得对应时刻土体的不排水抗剪强度。在此过程中, 每个十字板剪切仪只扭转一次, 以消除试样扰动对后续固结和剪切试验的影响。

通过多次制样、装样和预压过程的探索性和重复性试验并针对试样开展相应的测试和分析, 确定了上述试验方法, 采用该试验方法可以得到均匀的试样, 饱和度达到 96% 以上, 预压完成后、固结同时剪切试验前, 试样的初始高度约为 40 cm 。微型十字板板头固定于试样顶面以下 15 cm 处, 如图 4 所示。

2.3 固结同时剪切试验加载方案

鉴于试样直径较大, 气压千斤顶的加载能力有限, 同时考虑反力架及加载机构的变形控制要求, 为实现稳定的加载过程, 本文研发的固结同时剪切试验系统装置的气压加载能力为 50 kPa 。该压力值对于固结问题的研究而言是偏小的, 但是, 对于本文针对软黏土

的抗剪强度问题的研究而言, 还是可以满足要求的。因此, 固结同时剪切试验的气压加载方案分别设定为 20, 30, 40 kPa 。

3 试验结果及分析

3.1 固结过程中的竖向总应力增量

固结过程中, 试样顶部或底部各土压力计测得的值基本一致, 偏差不到 1.5 kPa 。图 6 所示为 20, 30, 40 kPa 气压加载方案条件下试样底部和顶部的土压力的平均值 p 随时间 t 的变化过程曲线, 可以看出, 加载完成后的土压力基本是保持恒定的, 其微小波动主要是由于试样变形及相应的气压补偿加载所导致。底部的土压力基本都一致地超出顶部的土压力约 7 kPa , 这与试样的自重所产生的竖向总应力是匹配的。上述测试结果说明固结加载过程是稳定和可靠的。

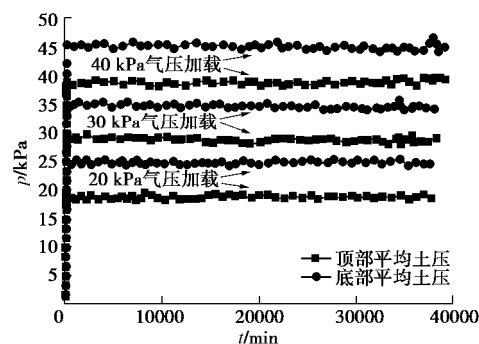


图 6 试样底部和顶部的土压力

Fig. 6 Earth pressures at bottom and top of specimen

假设试样中的竖向总应力沿深度线性分布, 则可以根据上述试样底部和顶部的土压力测试结果, 计算得到试样顶面以下 15 cm 处即微型十字板板头处的竖向总应力增量 $\Delta\sigma_v$ 在固结过程中的变化时程线, 如图 7 所示。可以看出, 微型十字板板头处的竖向总应力增量值也是稳定和可靠的。

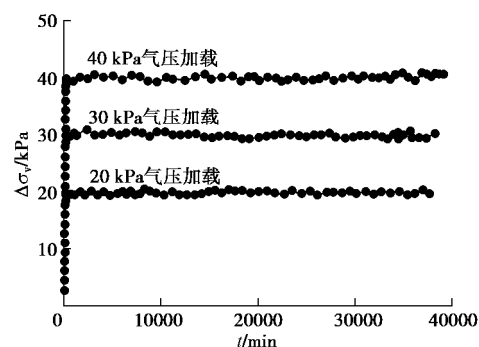


图 7 十字板剪切试验测点处的竖向总应力增量

Fig. 7 Increments of vertical total stress at vane shear test points

3.2 固结过程中的变形

图 8 所示为 20, 30, 40 kPa 气压加载方案条件下

试样顶部的竖向位移 s 随时间 t 的变化过程曲线。图 9 所示为竖向位移 s 按其最终值 s_{\max} 归一化后的变化过程曲线, 从图 9 可以看出, 3 种气压加载方案条件下的变化过程曲线基本重合, 说明所制备的试样是比较均匀的, 试样的固结过程基本上是一致的。

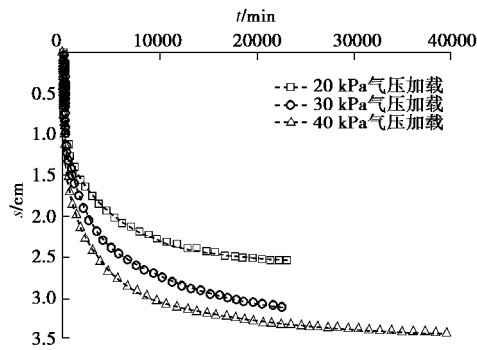


图 8 试样顶部的竖向位移

Fig. 8 The vertical displacement at the top of specimen

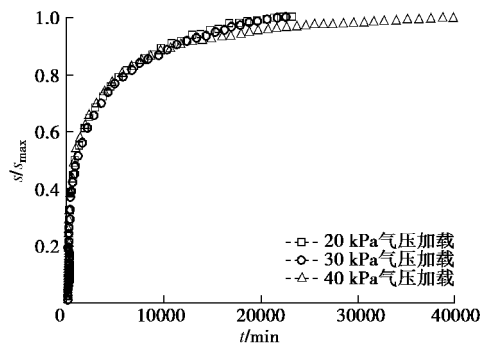


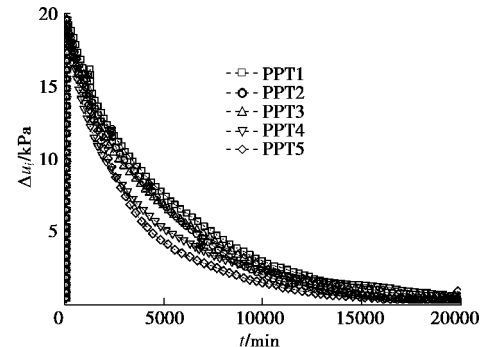
图 9 试样顶部的归一化竖向位移

Fig. 9 Normalized vertical displacements at top of specimen

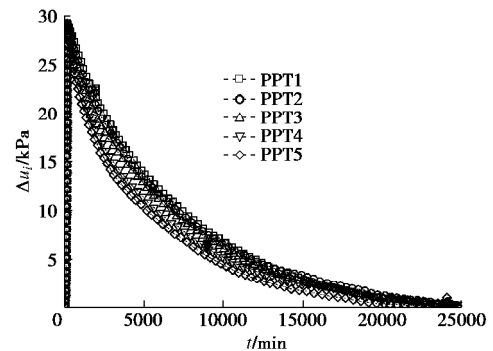
3.3 固结过程中十字板剪切试验测点处的超孔压

图 10 所示为 20、30 和 40 kPa 气压加载方案条件下微型十字板剪切试验测点处的超孔压 Δu_i 随时间 t 的变化过程曲线。在固结过程中, 每个微型十字板剪切仪只进行一次剪切试验, 因此, 每条超孔压变化曲线在剪切试验开展的时段内会出现一次短暂的超孔压小幅升高后快速消散的现象。从图 10 可以看出, 在同一气压加载方案条件下, 孔压计 PPT1、PPT2 和 PPT3 测得的超孔压变化过程曲线基本重合, 而在相同时刻, 孔压计 PPT4 和 PPT5 测得的超孔压值均明显一致地偏小, 这说明不同孔压计的测试结果存在一定的系统误差。为消除该系统误差的影响, 本文取孔压计 PPT1、PPT2 和 PPT3 测得的超孔压平均值 Δu 作为十字板剪切试验测点处的超孔压, 其随时间的变化过程曲线如图 11 所示, 其中, 每条曲线的 5 个突起段代表的是固结过程中各孔压计测点处开展的十字板剪切试验所产生的超孔压, 在相同的气压加载量下其大小基本一致, 但在不同的气压加载方案条件下, 其大小随着加载量

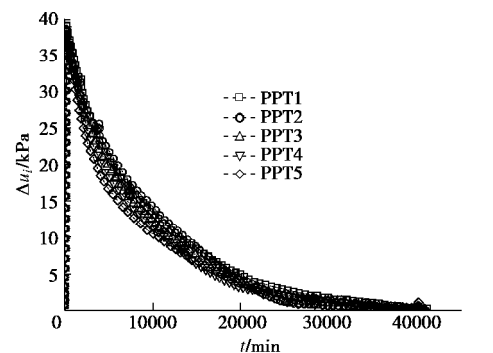
的增大而略有增大, 不过, 十字板剪切试验所产生的短暂的超孔压上升值与固结过程中的超孔压值相比, 基本上可以近似忽略不计, 其消散速率也非常快, 对试样后续的固结过程并没有产生明显的影响。



(a) 20 kPa 气压加载方案



(b) 30 kPa 气压加载方案



(c) 40 kPa 气压加载方案

图 10 十字板剪切试验测点处的超孔压

Fig. 10 Excess pore-water pressures at vane shear test points

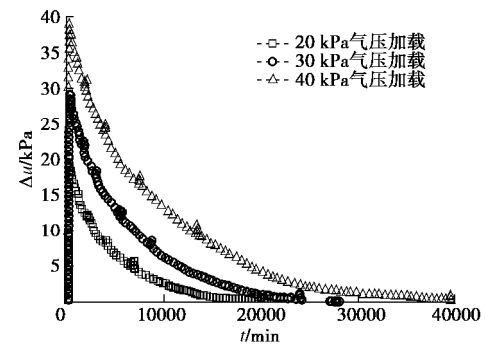


图 11 十字板剪切试验测点处的平均超孔压

Fig. 11 Average excess pore-water pressures at vane shear test points

3.4 固结过程中十字板剪切试验测点处的有效应力增量

图 12 所示为 20, 30 和 40 kPa 气压加载方案条件下十字板剪切试验测点处由图 7 中的竖向总应力增量 ΔS_v 和图 11 中的平均超孔压 Δu 按 $(\Delta S_v - \Delta u)$ 计算得到的竖向有效应力增量 $\Delta \sigma'_v$ 随时间的变化过程, 可以看出, 在固结过程中, 试样的竖向有效应力增量随时间非线性增加。图 13 所示为竖向有效应力增量按其最终值 $\Delta \sigma'_{vmax}$ 归一化后的变化过程曲线, 图中也给出了竖向位移 s 按其最终值 s_{max} 归一化后的变化过程曲线。

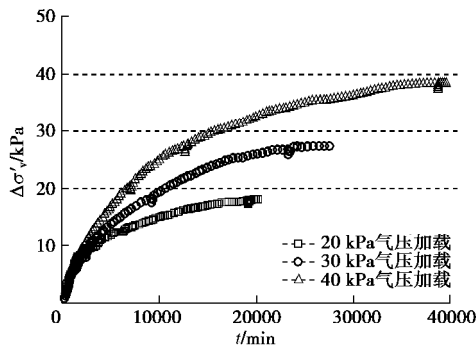


图 12 十字板剪切试验测点处的有效应力增量

Fig. 12 Increments of effective stress at vane shear test points

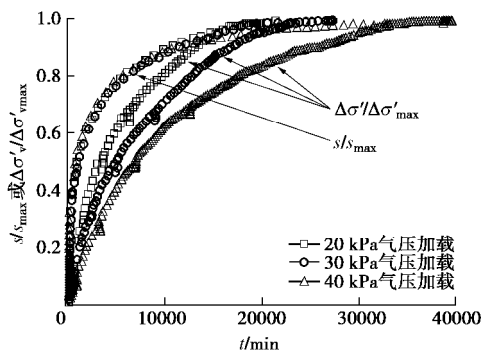


图 13 归一化后的竖向位移和有效应力增量

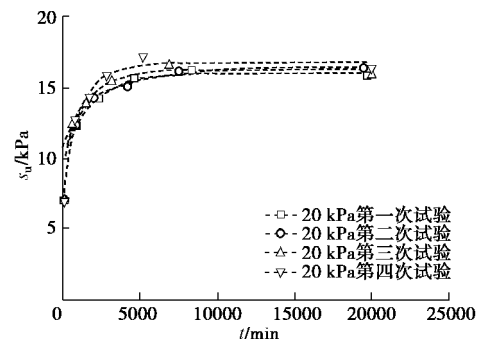
Fig. 13 Normalized vertical displacements and increments of effective stress

从图 13 可以看出, 变形速率明显大于竖向有效应力增量的增长速率, 这说明, 在固结过程中, 变形速率与孔压消散速率并不同步。已有的固结理论分析结果表明, 当考虑固结过程中压缩系数和渗透系数随土体压密 (即孔隙比减小) 而减小的实际情况^[9-10], 考虑变形与排水耦合^[11-12], 或考虑更符合实际的随时间加载工况^[13]时, 得到的整体平均固结 (变形) 速率均大于整体平均超孔压消散速率, 除非加载速率慢到一定程度, 超孔压有足够的时间消散而变形随慢速加载而缓慢发展^[13], 或者当土体处于超固结状态下变形量较小的再压缩阶段^[14], 才有可能出现相反的结果。固结过程中, 变形速率大于超孔压消散速率即有效应力

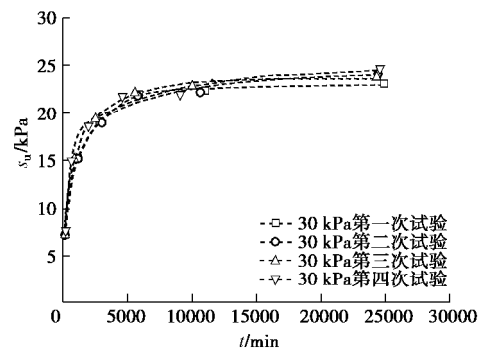
增长速率的现象是客观存在的, 最典型的例子就是由固结压密而导致超孔压在固结初期出现高于外加荷载后再消散的现象, 即 Mandel-Cryer 效应^[15], 甚至在卸载回弹试验中, 也能观测到超孔压值高于卸载量的现象^[16-17]。变形速率大于有效应力增长速率这一现象将为下文理解固结过程中的不排水抗剪强度特性提供事实依据。

3.5 固结过程中的十字板不排水抗剪强度

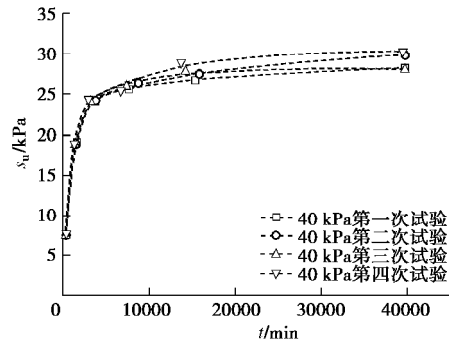
在 20、30 和 40 kPa 气压加载方案条件下, 各开展 4 次重复试验, 得到试样固结到不同时点开展十字板剪切试验测得的不排水抗剪强度 s_u 如图 14 所示。



(a) 20 kPa 气压加载方案



(b) 30 kPa 气压加载方案



(c) 40 kPa 气压加载方案

图 14 固结过程中的十字板不排水抗剪强度

Fig. 14 Undrained vane shear strengths during consolidation

从图 14 可以看出, 在固结过程中, 不排水抗剪强度的测值基本上都表现出随固结时间非线性增加的规律。在固结初期, 不排水抗剪强度增加速率较快、幅度较大, 而后期则增加速率逐渐变慢、幅度逐渐变小。

这一规律与徐宏等^[18]在现场真空预压固结过程中测得的不排水抗剪强度随时间非线性增长的规律, 以及 Kamei 等^[19]在不同固结历时开展三轴不排水剪切试验得到的不排水抗剪强度随时间的变化特性是相似的。

3.6 固结过程中不排水抗剪强度增量与有效应力增量之间的关系

将图 14 中的不排水抗剪强度值减去试样在 20, 30 和 40 kPa 气压加载方案条件下固结前的初始不排水抗剪强度值, 则可得固结过程中的不排水抗剪强度增量 Δs_u , 与其同时刻对应的有效应力增量 $\Delta s'_v$ 之间的关系如图 15 所示。从图 15 可以看出, 在不同的固结压力作用下, 固结完成后的不排水抗剪强度增量与有效应力增量之间近似呈线性关系, 如图中实线所示, 这与不排水抗剪强度增量随有效应力增量线性增长的传统认知^[20-27]即 $\Delta s_u = S \Delta s'_v$ 是一致的 (式中 S 为不排水抗剪强度增量随有效应力增量而增长的比例系数)。然而, 在某一固结压力作用下, 固结过程中的不排水抗剪强度增量却随着有效应力增量呈非线性增加, 如图中的虚线所示, 这与固结完成后得到的不排水抗剪强度增量随有效应力增量呈线性增长的规律或传统认知却明显不一致。Umezaki 等^[28]、Suzuki 等^[29]通过传统的室内和现场试验方法, 也观测到固结过程中不排水抗剪强度与有效应力的比值并非为常数, 这与本文的试验结果是一致的。此外, 从图 15 还可以看出, 在不同的固结压力作用下, 固结过程中达到相同的有效应力增量 $\Delta s'_v$ 时, 其对应的不排水抗剪强度增量并不相等, 而是表现为, 固结压力越大, 固结过程中达到相同的有效应力增量所对应的不排水抗剪强度增量也越大, 这与不排水抗剪强度增量随有效应力增量呈线性增长的传统认知也明显不一致。

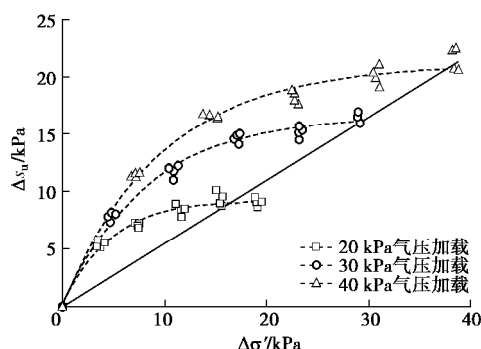


图 15 固结过程中不排水抗剪强度增量与有效应力增量的关系

Fig. 15 Relationship between increments of shear strength and effective stress during consolidation process

针对上述两种与传统认知不一致的现象, 究其原因在于, 传统认知是根据不同固结压力作用下固结完

成后的剪切试验结果得到的, 固结完成后即剪切前, 固结压力引起的土体变形结束、超孔压消散完成, 固结压力已转化为固结有效应力, 并与试样固结完成后即剪前的孔隙比具有一一对应关系, 因此, 不排水抗剪强度仅由该剪前固结有效应力或者仅由其对应的剪前孔隙比所决定, 其表现为, 不排水抗剪强度随剪前固结有效应力的增加而近似线性增加; 然而, 在固结过程中, 土体既有变形发展又有超孔压消散, 亦即孔隙比减小、固结有效应力增长, 如果变形速率和超孔压消散速率不相同, 当在某固结时点开展剪切试验时, 剪前孔隙比和剪前固结有效应力就并非像固结完成后的结果那样具有一一对应关系, 所得到的不排水抗剪强度则可能由剪前孔隙比和剪前固结有效应力两者决定, 取决于变形速率和超孔压消散速率的相对大小。固结过程中, 如果变形速率和超孔压消散速率相同, 则剪前孔隙比和剪前固结有效应力也具有一一对应关系, 不排水抗剪强度则仅由该剪前固结有效应力或者仅由其对应的剪前孔隙比所决定, 其表现为不排水抗剪强度随剪前固结有效应力的增加而近似线性增加。如果变形速率大于超孔压消散速率, 即孔隙比减小的速率大于固结有效应力增长的速率, 则剪前孔隙比对不排水抗剪强度增长的效果将提前显现, 这将使得不排水抗剪强度随剪前固结有效应力的增加而表现为非线性增加。本文的试验结果表明, 在固结初期, 变形速率大于超孔压消散速率或有效应力增长速率 (如图 13 所示), 这意味着剪前孔隙比减小得快, 而剪前固结有效应力增长得慢, 因此, 不排水抗剪强度在固结初期、剪前固结有效应力增量较小时增长得快, 而在固结后期增长得慢 (如图 14, 15 所示)。类似地, 在不同的固结压力作用下, 当达到相同的剪前固结有效应力增量时, 由于固结压力越大, 固结变形也越大, 剪前孔隙比越小, 因此其不排水抗剪强度也就越高。

上述分析表明, 固结过程中, 变形速率通常都大于孔压消散速率, 不排水抗剪强度的增长主要取决于剪前孔隙比, 而非剪前固结有效应力, 这与 Umezaki 等^[28]、Suzuki 等^[29]的观点是一致的, Indraratna 等^[30]也将基于孔隙比变化的不排水抗剪强度增长模型应用于软土地基固结过程中的稳定性分析。

4 结 论

(1)开发和研制了饱和软黏土固结过程中可以随时开展微型十字板剪切试验的系统装置, 具备实时观测土体变形、总应力和孔压的功能, 可应用于研究固结过程中不排水抗剪强度的变化特性。

(2) 在某一固结压力作用下, 固结过程中的不排水抗剪强度随有效应力的增长呈非线性增长, 而不是呈线性增长。

(3) 在不同的固结压力作用下, 固结过程中达到相同的有效应力时, 固结压力越大, 其对应的不排水抗剪强度越大。固结完成后的不排水抗剪强度才与其对应的有效应力呈现出传统的线性关系。

(4) 固结过程中, 不排水抗剪强度的增长主要取决于剪前孔隙比, 而非剪前固结有效应力, 其原因在于, 变形速率通常都大于孔压消散速率, 即孔隙比的减小速率大于有效应力的增长速率, 这将使得不排水抗剪强度在固结初期、有效应力增长量还较小时, 就已随着剪前孔隙比的快速减小而快速增长, 而在固结后期则随着有效应力的增长缓慢增长。

参考文献:

- [1] JGJ 79—2012 建筑地基处理技术规范[S]. 2013. (JGJ 79—2012 Technical code for ground treatment of buildings[S]. 2013. (in Chinese))
- [2] 沈珠江. 软土工程特性和软土地基设计[J]. 岩土工程学报, 1998, **20**(1): 100 - 111. (SHEN Zhu-jiang. Engineering properties of soft soils and design of soft ground[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1998, **20**(1): 100 - 111. (in Chinese))
- [3] LADD C C. The 22nd Terzaghi lecture: stability evaluation during staged construction[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1991, **117**(4): 540 - 615.
- [4] CHAI J C, SAKAJO S, MIURA N. Stability analysis of embankment on soft ground (a case study)[J]. Soils and Foundations, 1994, **34**(2): 107 - 114.
- [5] LI A L, ROWE R K. Combined effects of reinforcement and prefabricated vertical drains on embankment performance[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2001, **38**(6): 1266 - 1282.
- [6] FOURIE A B, DONG X B. Advantages of midheight pore pressure measurements in undrained triaxial testing[J]. Geotechnical Testing Journal, 1991, **14**(2): 138 - 145.
- [7] NGUYEN Q D, BOGER D V. Direct yield stress measurement with the vane method[J]. Journal of Rheology, 1985, **29**(3): 335 - 347.
- [8] RICHARDS A F. Vane shear strength testing in soils: field and laboratory studies[M]. Philadelphia: American Society for Testing and Materials, 1988.
- [9] DAVIS E H, RAYMOND G P. A non-linear theory of consolidation[J]. Géotechnique, 1965, **15**(2): 161 - 173.
- [10] INDRARATNA B, RUJIKIATKAMJORN C, SATHANANTHAN I. Radial consolidation of clay using compressibility indices and varying horizontal permeability[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2005, **42**(5): 1330 - 1341.
- [11] AL-TABBAA A, MUIR WOOD D. Horizontal drainage during consolidation: insights gained from analyses of a simple problem[J]. Géotechnique, 1991, **41**(4): 571 - 585.
- [12] HUANG J, GRIFFITHS D V. One-dimensional consolidation theories for layered soil and coupled and uncoupled solutions by the finite-element method[J]. Géotechnique, 2010, **60**(9): 709 - 713.
- [13] LEI G H, ZHENG Q, NG C W W, et al. An analytical solution for consolidation with vertical drains under multi-ramp loading[J]. Géotechnique, 2015, **65**(7): 531 - 547.
- [14] WALKER R, INDRARATNA B, RUJIKIATKAMJORN C. Vertical drain consolidation with non-Darcian flow and void-ratio-dependent compressibility and permeability[J]. Géotechnique, 2012, **62**(11): 985 - 997.
- [15] ABOUSLEIMAN Y, CHENG A H-D, CUI L, et al. Mandel's problem revisited[J]. Géotechnique, 1996, **46**(2): 187 - 195.
- [16] AL-TABBAA A. Excess pore pressure during consolidation and swelling with radial drainage[J]. Géotechnique, 1995, **45**(4): 701 - 707.
- [17] ROBINSON R G, DASARI G R, TAN T S. Three-dimensional swelling of clay lumps[J]. Géotechnique, 2004, **54**(1): 29 - 39.
- [18] 徐宏, 邓学均, 齐永正, 等. 真空预压排水固结软土强度增长规律性研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(2): 285 - 290. (XU Hong, DENG Xue-jun, QI Yong-zheng, et al. Development of shear strength of soft clay under vacuum preloading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(2): 285 - 290. (in Chinese))
- [19] KAMEI T, OGAWA S, TANAKA N. The variation in undrained shear characteristics during consolidation process[J]. Soils and Foundations, 1987, **27**(3): 91 - 98.
- [20] LADD C C, FOOTT R. New design procedure for stability of soft clays[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, 1974, **100**(7): 763 - 786.
- [21] MAYNE P W. Cam-clay predictions of undrained strength[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, 1980, **106**(11): 1219 - 1242.

- [22] WROTH C P. The 24th Rankine lecture: The interpretation of in situ soil tests[J]. Géotechnique, 1984, **34**(4): 449 - 489.
- [23] MAYNE P W. A review of undrained strength in direct simple shear[J]. Soils and Foundations, 1985, **25**(3): 64 - 72.
- [24] MESRI G. A reevaluation of $s_{u(mob)} = 0.22\sigma_p'$ using laboratory shear tests[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1989, **26**(1): 162 - 164.
- [25] HANZAWA H, TANAKA H. Normalized undrained strength of clay in the normally consolidated state and in the field[J]. Soils and Foundations, 1992, **32**(1): 132 - 148.
- [26] WANG L Z, SHEN K L, YE S H. Undrained shear strength of K_0 consolidated soft soils[J]. International Journal of Geomechanics, 2008, **8**(2): 105 - 113.
- [27] CHING J, PHOON K K. Transformations and correlations among some clay parameters—the global database[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2014, **51**(6): 663 - 685.
- [28] UMEZAKI T, OCHIAI H, HAYASHI S. Undrained shear strength of clay during consolidation[C]// Proceedings of the 11th Southeast Asian Geotechnical Conference. Bangkok, 269 - 274.
- [29] SUZUKI K, YASUHARA K. Increase in undrained shear strength of clay with respect to rate of consolidation[J]. Soils and Foundations, 2007, **47**(2): 303 - 318.
- [30] INDRARATNA B, BASACK S, RUJIKIATKAMJORN C. Numerical solution of stone column—improved soft soil considering arching, clogging, and smear effects[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, **139**(3): 377 - 394.

“我与《岩土工程学报》”征文通知

《岩土工程学报》由我国六个一级学会主办,自1979年创刊至今已经走过了40个春秋。40年来,在岩土工程界同仁及广大读者的关心支持和全体编者的共同努力下,学报已经成为我国岩土工程领域中具有重要影响的学术期刊,是岩土工程理论和实践的重要论坛,是我国水利水电、交通建筑和油矿资源等领域中从事岩土工程勘测、设计、施工、科学研究和教学等工作人员发表学术观点、交流实践经验的重要园地。《岩土工程学报》为我国培养了一大批岩土工程学科的带头人,为我国的基础性工程建设事业,特别是水利工程建设事业做出了重要贡献。学报连续多年被评为“百种中国杰出学术期刊”,连续获得中国科协精品科技期刊工程项目资助,并连续多年入选“中国最具国际影响力学术期刊”。

回顾过去的历程,总结过去的经验,可以使我们更好地扬帆前行。为了学报更加美好的明天,为使学报取得更好的发展,值此创刊40周年之际,我们决定开展“我与《岩土工程学报》”为主题的征文活动,并计划出版“《岩土工程学报》创刊40周年纪念文集”。

征文对象:《岩土工程学报》的读者、作者、审稿人和

编者等。

征文内容(包括但不限于):①与期刊之间的故事;②从期刊获得的启示、帮助;③投稿经历和感受;④审稿中的付出和辛劳;⑤主编印象;⑥参与期刊学术活动的经历和感受;⑦对期刊今后发展的建议和期望。

征文方式:征文采用书面稿或电子稿形式,文内可含插图和照片,篇幅以2000字左右为宜,可长可短。书面稿请邮寄至南京虎踞关34号《岩土工程学报》编辑部,邮编210024,信封右上角请注明“我与《岩土工程学报》征文”字样;电子稿件可发至邮箱 ge@nhri.cn,邮件主题请注明“我与《岩土工程学报》征文”。

征文时间:即日起至2019年6月30日。

优秀论文评选:编辑部将评选优秀论文,并对所有优秀论文予以奖励。2019年3月5日之前收到的优秀论文,将在创刊40周年纪念文集中刊出;2019年3月6日至6月30日收到的稿件将择优在学报网站或期刊刊出。

竭诚欢迎广大读者踊跃撰文投稿,其他未尽事宜请向编辑部垂询,垂询电话:025-85829534, 85829556。

《岩土工程学报》编辑部

DOI: 10.11779/CJGE201901005

基于特征应力的正常固结土三维弹塑性本构模型

路德春, 李晓强, 梁靖宇, 杜修力*

(北京工业大学城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124)

摘要: 在特征应力空间中, Drucker-Prager 形式的强度准则可以合理描述岩土类材料的真三维强度特性, 即特征应力具有以各向同性形式的表达式描述岩土类材料各向异性力学特性的功能。在特征应力空间中, 利用插值函数法直接提出了正常固结土的新的屈服函数, 结合笔者已在特征应力空间中提出的塑性势函数, 直接建立了正常固结土的真三维弹塑性本构模型。模型只有 7 个材料参数, 每个参数均具有明确的物理意义, 可利用室内试验简单确定。通过模型功能分析以及与文献中试验结果的对比验证表明, 本文模型可简单合理地描述正常固结土的真三维变形与强度特性, 并且可简化为修正剑桥模型。

关键词: 本构模型; 特征应力; 真三维; 非关联流动法则

中图分类号: TU47

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0050-10

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

3D elastoplastic constitutive model for normally consolidated soils based on characteristic stress

LU De-chun, LI Xiao-qiang, LIANG Jing-yu, DU Xiu-li

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

Abstract: The strength criterion in the characteristic stress space, whose form is the same as that of the Drucker-Prager strength criterion, can describe the true three-dimensional strength of geomaterials. In other words, the isotropic function in the characteristic stress space can describe the anisotropic mechanical properties of the geomaterials. In the characteristic stress space, a new yield function is proposed for the normally consolidated soils on the basis of the interpolation function method. By using the plastic potential function from the authors' previous researches, a true 3D elastoplastic constitutive model for normally consolidated soils is directly established in the characteristic stress space. There are only 7 parameters in the proposed model. All the parameters have clear physical meanings and can be easily determined through laboratory tests. The proposed model is analyzed through model simulations and is verified using the soil data available in the literatures. These results demonstrate that the proposed model can simply and reasonably describe the characteristics of the true three-dimensional strength and deformation of normally consolidated soils and can be degenerated to the modified Cam-clay model.

Key words: constitutive model; characteristic stress; true three-dimension; non-associated flow rule

0 引言

土的本构模型, 或称为本构关系, 是反映土在复杂应力状态下应力应变规律的数学表达式, 是土力学领域的重要基础理论^[1]。目前在塑性理论的框架内, 建立土的真三维弹塑性本构模型主要有以下2种方法: ①首先在三轴压缩子午面内建立弹塑性本构模型, 然后基于某种强度准则在偏平面内实现模型三维化; ②以某种强度准则作为破坏条件, 直接建立真三维弹塑性本构模型。

在第一种方法建立的弹塑性本构模型中, Roscoe 等^[2-3]建立的剑桥模型 (Cam-clay model) 和修正剑桥

模型 (modified Cam-clay model) 是最著名的, 这两种模型默认采用Drucker-Prager准则作为破坏条件, 偏平面上的强度曲线是圆。试验结果表明Drucker-Prager准则过高地估计了除三轴压缩条件以外土体的抗剪强度, 并导致平面应变条件下错误的中主应力比^[4]。为此, Zienkiewicz等^[5]提出了 $g(q)$ 三维化方法。随后, 学者们提出了不同的 $g(q)$ 函数^[6-7]。基于该方法, 许

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51522802, 51421005, 51778026);

北京市自然科学基金重点项目 (8161001)

收稿日期: 2017-11-10

*通讯作者 (E-mail: duxuli@bjut.edu.cn)

多三轴压缩子午面内建立的本构模型被扩展到三维应力空间, 如Tsiampousi等^[8]建立的适用于饱和土和非饱和土的本构模型、Chakraborty等^[9]建立的双屈服面模型和Sutharsan等^[10]基于边界理论建立的非饱和土本构模型等。遗憾的是该类模型无法描述土体在加载过程中产生的应力诱导各向异性^[11]。为此, 姚仰平等提出了变换应力三维化方法^[12-14], 其核心是将Lade准则^[12]、Matsuoka-Nakai准则^[13]或广义非线性强度准则(GNST)^[14]扩展为Drucker-Prager准则的形式, 并将其作为剪切破坏条件与三轴压缩子午面内建立的本构模型相结合, 将模型扩展到真三维应力空间。

第二种方法是以某种强度准则作为破坏条件直接建立真三维的屈服函数和塑性势函数, 从而直接描述土的真三维强度和变形特性, 是真正的三维弹塑性本构模型。如Lade等^[15]通过将Lade-Duncan准则作为剪切屈服面建立了一个真三维的弹塑性本构模型。为计算土在等应力比加载过程中产生的塑性变形, Lade增加了一个弯曲的帽子屈服面^[16]。随后, Lade等^[17]将双屈服面模型组合成一个全封闭的光滑屈服面, 使之成为单屈服面模型。该模型共有15个参数, 参数多使得模型应用受到限制。Desai^[18]基于多项式展开的概念, 提出了一个一般化的方法用来得到塑性势函数和屈服函数。基于该方法, Desai^[19]得到了一个真三维的屈服函数, 并建立了分级加载单屈服面模型, 18模型参数限制了该模型的应用。基于空间滑动面(SMP面)^[20]的概念, Nakai等^[21]提出了一个新的应力张量 t_{ij} ; 结合临界状态理论建立了一个三维的 t_{ij} 黏土模型^[22]。随后, Nakai等^[23]将 t_{ij} 黏土模型扩展为考虑土的超固结、结构性以及时间影响的真三维本构模型。但是, Chowdhury等^[24]指出 t_{ij} 黏土模型隐式地违反了Matsuoka-Nakai强度准则理论, 理论上不完备。

Lu等^[25]提出了特征应力 s_{ij}^b ($i, j=1, 2, 3$)的概念, 并形成了一系列新的应力空间——特征应力空间。特征应力空间中的各向同性在普通应力空间表现为各向异性, 因此可用特征应力空间中的各向同性反映岩土类材料的应力诱导各向异性。即在特征应力空间内, 用平均主应力 p_b 和广义剪应力 q_b 作为应力参量直接建立类似于修正剑桥模型的本构模型就能合理描述土的真三维强度和变形规律。基于此, Ma等^[26]已在特征应力空间提出了一个新的剪胀方程并推导得到了塑性势函数, 结合普通应力空间中修正剑桥模型的屈服函数建立了一个的三维弹塑性本构模型。

本文在特征应力空间中用插值函数法^[27]直接提出了一个新的正常固结土的屈服函数; 并结合文献[26]提出的塑性势函数, 建立了一个正常固结土的真三维弹塑性本构模型。模型只有7个材料参数, 参数都具有

明确的物理意义而且可以通过简单的室内试验获得。模型预测与试验结果的对比表明, 本文所提模型能够较好地反映土在三维应力状态下的强度和体积变形规律。

1 特征应力

Lu等^[25]提出了特征应力 s_{ij}^b ($i, j=1, 2, 3$)的概念。若将特征应力张量 s_{ij}^b 、普通应力张量 s_{ij} ($i, j=1, 2, 3$)和主应力张量 s_i ($i=1, 2, 3$)用所对应的矩阵形式 s^b , s 和 W 表示, 则

$$s^b = p_r P_1^{-1} \left(\frac{1}{p_r} W \right)^b P_1, \quad (1)$$

$$W = \text{diag}(s_1, s_2, s_3) = P_2^{-1} s P_2. \quad (2)$$

式中 p_r 为参考应力, 其作用是进行无量纲化转换, 在本文中取 $p_r = 1 \text{ kPa}$; P_1 , P_2 为单位正交坐标变换矩阵; s_1 , s_2 , s_3 为普通应力空间的3个主应力。

在普通应力空间, 平均应力或静水压力 p 、广义剪应力 q 和应力比 h 可以表示为

$$p = \frac{1}{3} s_{ij} d_{ij}, \quad (3)$$

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} (s_{ij} - p d_{ij})(s_{ij} - p d_{ij})}, \quad (4)$$

$$h = \frac{q}{p}. \quad (5)$$

式中, d_{ij} 为Kronecker符号, 定义如下:

$$d_{ij} = \begin{cases} 1 & i = j \\ 0 & i \neq j \end{cases}. \quad (6)$$

参照普通应力空间中关于 p , q 和 h 的定义, 将特征应力空间的平均应力或静水压力 p_b 、广义剪应力 q_b 和应力比 h_b 表示为

$$p_b = \frac{1}{3} s_{ij}^b d_{ij}, \quad (7)$$

$$q_b = \sqrt{\frac{3}{2} (s_{ij}^b - p_b d_{ij})(s_{ij}^b - p_b d_{ij})}, \quad (8)$$

$$h_b = \frac{q_b}{p_b}. \quad (9)$$

基于特征应力 s_{ij}^b , 笔者提出了岩土类材料的非线性统一强度理论(NUSC)^[25], 每种材料都对应一个特定的材料参数 b 。对于无黏性土, NUSC可以简化为

$$\frac{q_b}{p_b} = M_b. \quad (10)$$

式中, M_b 为特征应力空间的临界状态应力比, 由材料参数 b 和三轴压缩条件下的内摩擦角 j_c 根据下式确定:

$$M_b = 3 \frac{(1 + \sin j_c)^b - (1 - \sin j_c)^b}{(1 + \sin j_c)^b + 2(1 - \sin j_c)^b} \quad (11)$$

式中, b 为描述材料三轴拉压强度比的参数, 由三轴压缩条件下的内摩擦角 j_c 和三轴拉伸条件下的内摩擦角 j_e 根据下式确定:

$$\frac{(1 + \sin j_e)^b - (1 - \sin j_e)^b}{(1 + \sin j_c)^b + 2(1 - \sin j_c)^b} = \frac{(1 + \sin j_e)^b - (1 - \sin j_e)^b}{2(1 + \sin j_e)^b + (1 - \sin j_e)^b} \quad (12)$$

式中, j_e 和 j_c 为两个独立的参数, 由式 (11) 可知, 材料的强度参数也可用两个独立的参数 b 和 j_c 表述。

基于特征应力 s_{ij}^b 建立的 NUSC, 其物理概念简单, 参数少, 易于试验确定, 并且其在特征应力空间的形式与 Drucker-Prager 强度理论的形式相同, 即在特征应力空间的强度面为形状相同的圆锥面, 而在普通应力空间的强度面为一系列光滑、外凸的锥面, 偏平面上的每条强度曲线都对应一种特定的材料, 涵盖了从上限 Drucker-Prager 圆到下限 Matsuoka-Nakai 曲线到之间的所有区域, 合理反映了不同岩土类材料在三维应力状态下的强度特性。

2 土三维弹塑性本构模型的建立

2.1 屈服函数

(1) 基本假定

根据临界状态理论, 如图1所示, 在 $e - \ln p$ 坐标中, 正常固结土的等向压缩线 (NCL)、等应力比 h 压缩线和临界状态线 (CSL) 都是斜率为 (-1) 的直线。

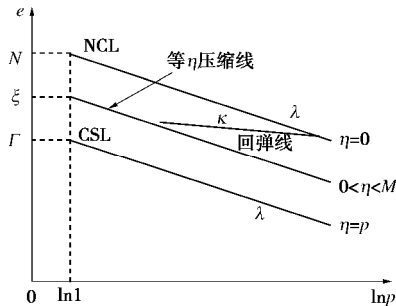


图1 普通应力空间中正常固结土的压缩线

Fig. 1 Compression lines of normally consolidated soils in ordinary stress space

根据图1可知, 在 $e - \ln p$ 坐标中 NCL 可以表示为

$$e = N - l \ln p, \quad q/p = 0 \quad (13)$$

等应力比 h 压缩线可表示为

$$e = x - l \ln p, \quad q/p = h \quad (14)$$

CSL 可以表示为

$$e = G - l \ln p, \quad q/p = M \quad (15)$$

式 (13) ~ (15) 中 e 为土的孔隙比; M 为普通应力空间内的临界状态应力比; N , x 和 G 分别为中 NCL、等应力比 h 压缩线和 CSL 上 $p = 1 \text{ kPa}$ 所对应土的 e 。

根据式 (3) ~ (5) 可知, X , Y 为常数的应力状

态 (s_1 , Xs_1 , Ys_1) 在普通应力空间的 p , q 和 h 为

$$p = \frac{1 + X + Y}{3} s_1 \quad (16)$$

$$q = \frac{\sqrt{2}}{2} s_1 \sqrt{(1 - X)^2 + (1 - Y)^2 + (X - Y)^2} \quad (17)$$

$$h = \frac{3\sqrt{(1 - X)^2 + (1 - Y)^2 + (X - Y)^2}}{\sqrt{2}(1 + X + Y)} \quad (18)$$

相应根据式 (7) ~ (9) 可知, 特征应力空间的 p_b , q_b 和 h_b 如下所示:

$$p_b = \frac{1 + X^b + Y^b}{3} s_1^b \quad (19)$$

$$q_b = \frac{\sqrt{2} s_1^b}{2} \sqrt{(1 - X^b)^2 + (1 - Y^b)^2 + (X^b - Y^b)^2} \quad (20)$$

$$h_b = \frac{3\sqrt{(1 - X^b)^2 + (1 - Y^b)^2 + (X^b - Y^b)^2}}{\sqrt{2}(1 + X^b + Y^b)} \quad (21)$$

联立式 (16)、(19) 并结合式 (1) 求解得, p_b 和 p 之间的关系为

$$\ln p_b = \ln \frac{3^{b-1}(1 + X^b + Y^b)}{(1 + X + Y)^b} + b \ln p \quad (22)$$

根据式 (18)、(21) 可知, X , Y 为常数的应力状态 (s_1 , Xs_1 , Ys_1) 在普通应力空间和特征应力空间的应力比都是一个常数; 根据式 (22) 可知, $\ln p_b$ 和 $\ln p$ 之间是线性对应关系。因此, $e - \ln p$ 坐标中的直线在 $e - \ln p_b$ 坐标中依然是直线, 只是直线的斜率和截距发生了变化, 其中斜率变为原来的 $(1/b)$ 倍。

基于以上分析可知, 在 $e - \ln p_b$ 坐标中, 正常固结土的 NCL、等应力比 h_b 压缩线和 CSL 是斜率为 $(-1/b)$ 直线, 如图2所示。

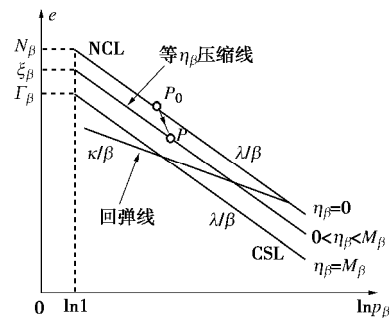


图2 特征应力空间中正常固结土的压缩线

Fig. 2 Compression lines of normally consolidated soils in characteristic stress space

根据图2可知, 在 $e - \ln p_b$ 坐标中 NCL 可以表示为

$$e = N_b - \frac{l}{b} \ln p_b, \quad q_b/p_b = 0 \quad (23)$$

等应力比 h_b 压缩线为

$$e = x_b - \frac{l}{b} \ln p_b, \quad q_b/p_b = h_b \quad (24)$$

CSL可为

$$e = G_b - \frac{1}{b} \ln p_b, \quad q_b/p_b = M_b. \quad (25)$$

式中, N_b , x_b 和 G_b 分别为 NCL、等应力比 h_b 压缩线、CSL 上 $p_b = 1 \text{ kPa}$ 所对应土的 e , 且 $N_b = N$ 。

此外, 考虑到土的卸载回弹线在 $e - \ln p$ 坐标中是一条斜率为 $-k$ 的直线, 依据式 (22) 可知其在 $e - \ln p_b$ 坐标中是一条斜率为 $-k/b$ 的直线, 如图 2 所示。

(2) 屈服函数的建立

插值函数法建立屈服函数的核心在于对等应力比 h_b 压缩线表达式中的 x_b 构造一个随 h_b 变化的函数, 使得其满足以下 3 个条件^[27]: ①当 $h_b = 0.0$ 时, $x_b = N_b$; ②当 $h_b = M_b$ 时, $x_b = G_b$; ③当 h_b 单调增大时, x_b 单调减小。

基于上述需求, 笔者构造了如图 3 所示的非线性插值函数, 表达式为

$$x_b = N_b - \frac{A(1-k)}{b} \ln \left(1 + \frac{q_b^2}{M_b^2 p_b^2} \right), \quad (26)$$

式中, A 为描述 $e - \ln p_b$ 坐标中 NCL 与 CSL 之间竖向距离的参数, 其表达式为

$$A = \frac{N_b - G_b}{\ln 2} \cdot \frac{b}{1-k}. \quad (27)$$

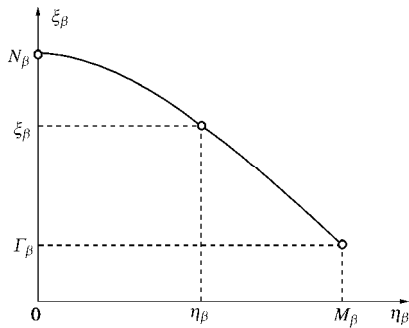


图 3 非线性插值函数

Fig. 3 Nonlinear interpolation function

将式 (26) 代入式 (24), 并结合式 (23) 可得到从图 2 中 NCL 上 P_0 点加载到等应力比 h_b 压缩线上的 P 点过程中, 发生的体应变 e_v 为

$$e_v = \frac{1}{1+e_0} \left[\frac{A(1-k)}{b} \ln \left(1 + \frac{q_b^2}{M_b^2 p_b^2} \right) + \frac{1}{b} \ln \frac{p_b}{p_{b0}} \right]. \quad (28)$$

假定弹性体应变 e_v^e 仅由 p_b 的变化引起, q_b 的变化并不会引起 e_v^e 的产生, 即在弹性变形计算中不考虑剪切与压缩的耦合作用。因此, 从图 2 中 P_0 点加载到 P 点过程中发生的弹性体应变 e_v^e 可以表示为

$$e_v^e = \frac{1}{1+e_0} \cdot \frac{k}{b} \ln \frac{p_b}{p_{b0}}. \quad (29)$$

将式 (29) 代入式 (28) 可得从 P_0 点加载到 P 点过程中产生的塑性体应变 e_v^p 。采用 e_v^p 作为硬化参数,

可建立特征应力空间的屈服函数 f :

$$f = \frac{1-k}{1+e_0} \frac{1}{b} \left[A \ln \left(1 + \frac{q_b^2}{M_b^2 p_b^2} \right) + \ln \frac{p_b}{p_{b0}} \right] - e_v^p = 0. \quad (30)$$

式 (30) 屈服函数在特征应力空间和普通应力空间的形状如图 4, 5 所示。屈服函数在特征应力空间的形状与修正剑桥模型屈服函数在普通应力空间的形状是一样的, 关于 p_b 轴对称; $p_b - q_b$ 坐标中的轨迹是椭圆, 偏平面上的轨迹是圆。但是, 屈服函数在普通应力空间的形状是一个三轴对称面, $p - q$ 坐标中的轨迹并不关于 p 轴对称; 偏平面上的轨迹是光滑外凸的三角形曲线。

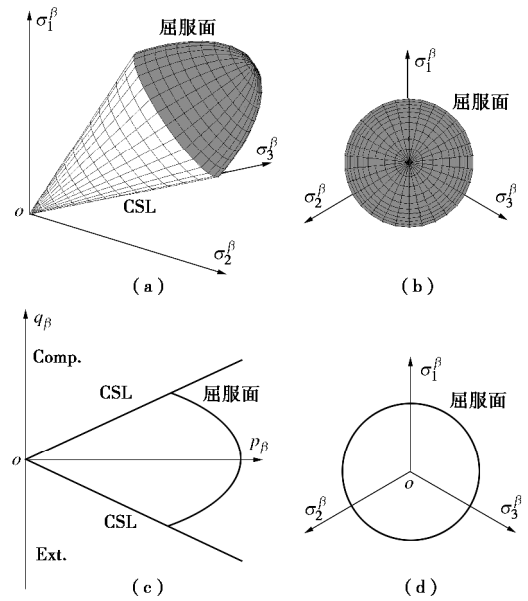


图 4 特征应力空间的屈服面

Fig. 4 Yield surface in the characteristic stress space

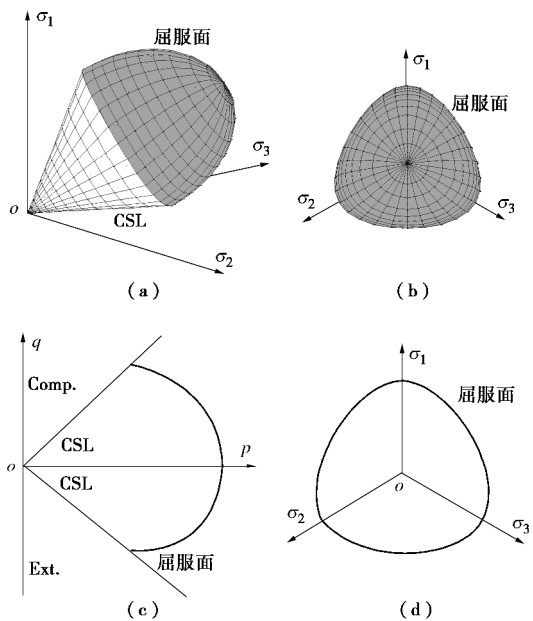


图 5 普通应力空间中的屈服面

Fig. 5 Yield surfaces in ordinary stress space

2.2 塑性势函数

在前期的研究中笔者已在特征应力空间提出了新的剪胀方程^[25], 如下式所示:

$$\frac{de_v^p}{de_d^p} = \frac{M_b^2 p_b^2 - q_b^2}{2b p_b q_b} \quad (31)$$

在特征应力空间内采用正交条件, 即假定特征应力 s_{ij}^b 与塑性应变增量 de_{ij}^p 的主轴方向一致, de_{ij}^p 与特征应力空间内塑性势面正交, 即

$$\frac{de_v^p}{de_d^p} \cdot \frac{dq_b}{dp_b} = -1 \quad (32)$$

联立式 (31)、(32) 求解并积分可得特征应力空间内的塑性势函数为

$$g = \ln \left[1 + \frac{q_b^2 (2b-1)}{M_b^2 p_b^2} \right] + \frac{2b-1}{b} \ln \frac{p_b}{p_{bx}} = 0, \quad (33)$$

式中, p_{bx} 为塑性势函数与 p_b 轴的交点。

2.3 应力应变关系

根据弹塑性本构模型的概念, 将总应变增量 de_{ij} 表示为弹性应变增量 de_{ij}^e 与塑性应变增量 de_{ij}^p 之和, 即

$$de_{ij} = de_{ij}^e + de_{ij}^p \quad (34)$$

(1) 弹性应变增量

弹性应变增量由特征应力空间中的广义Hooke定律确定, 表达式为

$$de_{ij}^e = \frac{1+n_b}{E_b} ds_{ij}^b - \frac{n_b}{E_b} ds_{kk}^b d_{ij} \quad (35)$$

式中 E_b 为特征应力空间的杨氏模量, 可由 $e - \ln p_b$ 平面中等向压缩的试验规律确定:

$$E_b = 3p_b \frac{(1-2n_b)(1+e_0)b}{k} \quad (36)$$

n_b 为特征应力空间的泊松比, 与应力状态相关, 变化规律较为复杂, 在弹塑性模型中一般取为常数。

(2) 塑性应变增量

采用非相关联流动准则建立塑性应变增量与应力增量间的关系。根据一致性条件, 对式 (30) 屈服函数 f 求全微分得

$$\frac{\partial f}{\partial p_b} dp_b + \frac{\partial f}{\partial q_b} dq_b + \frac{\partial f}{\partial e_v^p} de_v^p = 0 \quad (37)$$

式 (37) 中各偏导数为

$$\frac{\partial f}{\partial p_b} = \frac{1}{1+e_0} \frac{1-k}{b} \frac{M_b^2 p_b^2 - (2A-1)q_b^2}{M_b^2 p_b^2 + q_b^2} \frac{1}{p_b}, \quad (38)$$

$$\frac{\partial f}{\partial q_b} = \frac{1}{1+e_0} \frac{1-k}{b} \frac{2Aq_b}{M_b^2 p_b^2 + q_b^2}, \quad (39)$$

$$\frac{\partial f}{\partial e_v^p} = -1 \quad (40)$$

按照正交条件, 塑性应变增量在特征应力空间与塑性势函数 g 正交, 则塑性体应变增量可以表示为

$$de_{ij}^p = dI \frac{\partial g}{\partial s_{ij}^b} = dI \left(\frac{\partial g}{\partial p_b} \frac{\partial p_b}{\partial s_{ij}^b} + \frac{\partial g}{\partial q_b} \frac{\partial q_b}{\partial s_{ij}^b} \right) \quad (41)$$

式中, dI 为塑性因子, 将式 (37)、(40) 代入式 (41) 解得

$$dI = \frac{\frac{\partial f}{\partial p_b} dp_b + \frac{\partial f}{\partial q_b} dq_b}{\frac{\partial g}{\partial p_b}} \quad (42)$$

$\partial g / \partial p_b$, $\partial g / \partial q_b$ 为式 (33) 塑性势函数 g 的偏导数, 可以表示为

$$\frac{\partial g}{\partial p_b} = \frac{M_b^2 p_b^2 - q_b^2}{M_b^2 p_b^2 + (2b-1)q_b^2} \frac{2b-1}{b p_b}, \quad (43)$$

$$\frac{\partial g}{\partial q_b} = \frac{2(2b-1)q_b}{M_b^2 p_b^2 + (2b-1)q_b^2} \quad (44)$$

$\partial p_b / \partial s_{ij}^b$ 为式 (7) 平均主应力 p_b 对特征应力 s_{ij}^b 的偏导数, 可以表示为

$$\frac{\partial p_b}{\partial s_{ij}^b} = \frac{d_{ij}}{3} \quad (45)$$

$\partial q_b / \partial s_{ij}^b$ 为式 (8) 广义剪应力 q_b 对特征应力 s_{ij}^b 的偏导数, 可以表示为

$$\frac{\partial q_b}{\partial s_{ij}^b} = \frac{3(s_{ij}^b - p_b d_{ij})}{2q_b} \quad (46)$$

联立式 (38) ~ (46) 可解得土的塑性应变增量为

$$de_{ij}^p = \frac{1-k}{(1+e_0)b} \left[\frac{d_{ij}}{3} + \frac{3b p_b (s_{ij}^b - p_b d_{ij})}{M_b^2 p_b^2 - q_b^2} \right] \left[\frac{M_b^2 p_b^2 - (2A-1)q_b^2}{p_b (M_b^2 p_b^2 + q_b^2)} dp_b + \frac{2Aq_b dq_b}{M_b^2 p_b^2 + q_b^2} \right] \quad (47)$$

联合式 (34)、(35)、(47) 就可得到用于计算的增量应力应变关系。此即基于特征应力的正常固结土的真三维弹塑性本构模型。值得一提的是, 当 $A=1.0$, $b=1.0$ 时, 本文建立的真三维弹塑性本构模型退化为修正剑桥模型。

3 模型参数

基于特征应力建立的真三维弹塑性本构模型只有 7 个材料参数, 都具有明确的物理意义, 分为 3 类。

(1) 压缩特性参数 (I , N)

I 为 $e - \ln p$ 坐标中 NCL 斜率的绝对值, N 为 NCL 上 $p=1$ kPa 所对应的孔隙比; 这两个参数可通过正常固结土的等向压缩试验进行确定。

(2) 弹性变形参数 (k, n_b)

k 为 $e - \ln p$ 坐标中的卸载回弹线斜率的绝对值, 可通过正常固结土的卸载回弹试验进行确定; n_b 为特征应力空间的泊松比; 与应力状态相关, 变化规律较为复杂, 在弹塑性模型中一般取为常数, 本文取 $n_b = 0.3$ 。

(3) 剪切特性参数 (j_c, b, A)

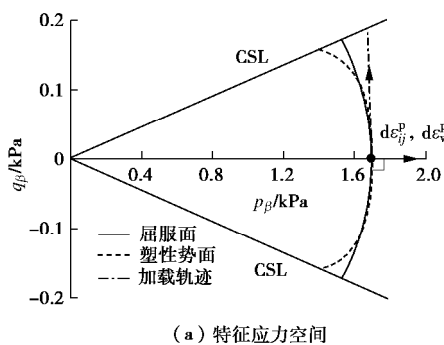
j_c 为正常固结土在三轴压缩状态下的内摩擦角, 可通过正常固结土的常规三轴压缩试验确定。 b 为反映岩土类材料三轴拉压强度比的参数, 确定该参数需要以下2个步骤: ①通过正常固结土的常规三轴拉伸试验确定其三轴拉伸状态下的内摩擦角 j_c , ②根据 j_c 和 j_c 联合式 (12) 计算确定 b 的大小。 A 为本文建立的真三维弹塑性本构模型中新引入的参数, 描述 $e - \ln p_b$ 坐标中NCL与CSL之间的竖向距离, 确定该参数通过如下2个步骤: ①通过正常固结土的等向压缩试验和常规三轴压缩试验确定NCL的 N_b 和CSL的 G_b , ②根据 N_b 和 G_b 结合式 (27) 计算 A 的大小。

4 模型演化规律

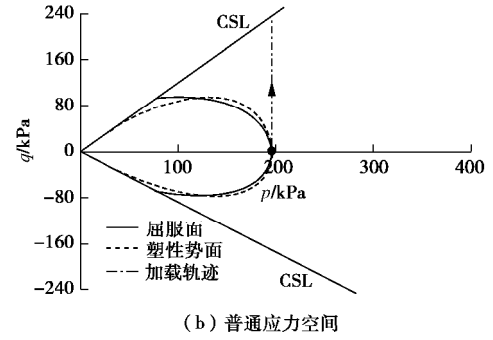
屈服面决定塑性变形的大小, 塑性势面决定塑性变形方向, 二者的共同作用决定了土体的应力应变关系, 因此需要对不同应力状态下屈服面和塑性势面的演化规律进行分析。现以三轴压缩条件下 p 为常数的加载路径为例分析屈服面与塑性势面的演化规律。土性参数取为: $1/(1+e_0) = 0.0508$, $k/(1+e_0) = 0.0112$, $n_b = 0.3$, $j_c = 30^\circ$, $b = 0.1$, $A = 0.15$; 初始应力状态为 $s_1 = s_2 = s_3 = 196$ kPa。

4.1 初始状态

在初始状态, 屈服面和塑性势面的位置如图6所示。此时土体受等向压力作用, q_b 为 0 kPa, h_b 为 0; 应力状态点位于 p_b 轴上。 de_{ij}^p 的方向在特征应力空间与塑性势面正交, 与 p_b 轴正向平行, 即只产生 de_v^p , 不产生 de_d^p 。考虑到本文屈服函数以 e_v^p 作为硬化参数, 因此随着 e_v^p 的不断增大, 屈服面也随之不断扩大。



(a) 特征应力空间



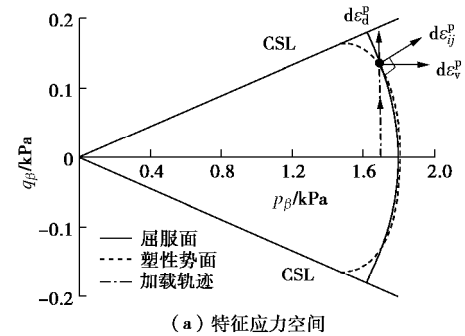
(b) 普通应力空间

图6 初始屈服面和塑性势面

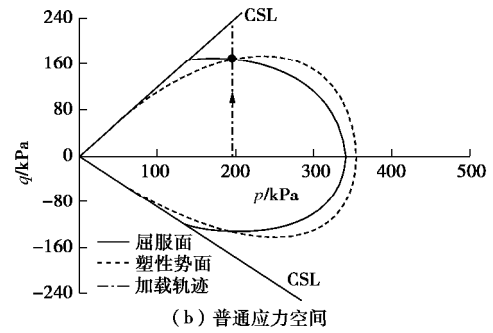
Fig. 6 Initial yield and plastic potential surfaces

4.2 加载状态

在加载过程中, 屈服面和塑性势面的位置如图7所示。应力状态点介于 p_b 轴和CSL之间, 应力比 h_b 介于 0 和 M_b 之间。 de_{ij}^p 的方向在特征应力空间与塑性势面正交, 与 p_b 轴正向之间的夹角介于 0° 和 90° 之间。等 p 三轴压缩加载过程中, 随着 q_b 的不断增大, h_b 不断增大, de_{ij}^p 的方向逐渐由 p_b 轴正向转变为 q_b 轴正向, 即产生 de_v^p 的份额越来越少, de_d^p 的份额越来越多。考虑到此过程中始终都有 e_v^p 的产生, 故屈服面也随之不断扩大。



(a) 特征应力空间



(b) 普通应力空间

图7 加载中的屈服面和塑性势面

Fig. 7 Yield and plastic potential surfaces during loading

4.3 临界状态

在临界状态, 屈服面和塑性势面的位置如图8所示。此时应力状态点到达CSL上, h_b 为 M_b 。 de_{ij}^p 在特征应力空间与塑性势面正交, 与 q_b 轴正向平行, 即只发生 de_d^p , 不产生 de_v^p 。因此当土体达到临界状态时, 土体的 e_v^p 不再增加, 屈服面不再扩大, 孔隙比达到最小; e_d^p 无限制的增加, 土体被破坏。

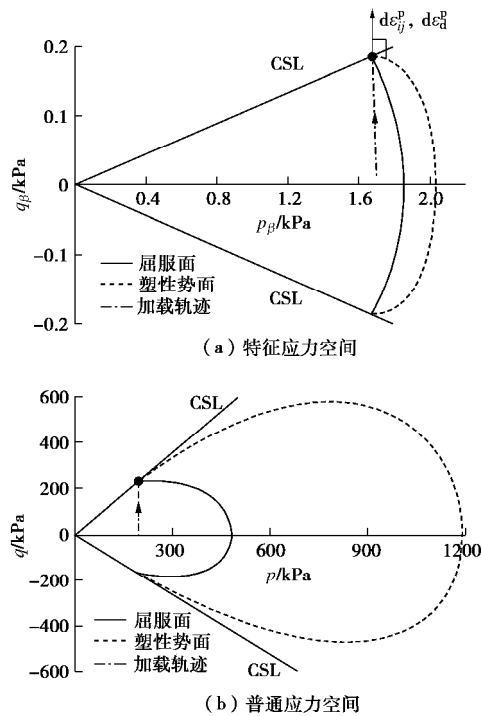


图8 处于临界状态的屈服面和塑性势面
Fig. 8 Yield and plastic potential surfaces in critical state

以上即为从开始加载到最终破坏整个过程中屈服面和塑性势面的演化规律，以及塑性应变增量方向在此过程中的变化。

5 试验验证

为验证本文所提模型的合理性，本文选取了正常固结Fujinomori黏土^[22]、正常固结新Fujinomori黏土^[28]和正常固结Grundite黏土^[29]的试验结果，模型预测所用参数如表1所示，这些参数来于原文献。在本部分，点代表试验结果，实线代表本文模型的预测结果，虚线代表修正剑桥模型的预测结果。

表1 模型预测所用模型参数

Table 1 Model parameters in predictions

参数	$\frac{l}{1+e_0}$	$\frac{k}{1+e_0}$	n_b	f_c /(°)	b	A
Fujinomori 黏土 ^[22]	0.0508	0.0112	0.3	35.0	0.1	0.15
新Fujinomori 黏土 ^[28]	0.0444	0.0047	0.3	33.7	0.3	0.37
Grundite 黏土 ^[29]	0.0846	0.0169	0.3	28.2	0.3	0.25

5.1 Fujinomori 黏土

Nakai等^[22]用正常固结Fujinomori黏土进行了一系列典型应力路径的三轴试验。Fujinomori黏土的液限 w_L 为44.7%，塑性 w_p 为24.7%，颗粒相对密度 G_s 为2.65。土性参数如表1所示。应力路径如图9所示。初始应力状态为 $s_1=s_2=s_3=196$ kPa，模型预测与试验结果如图10所示。

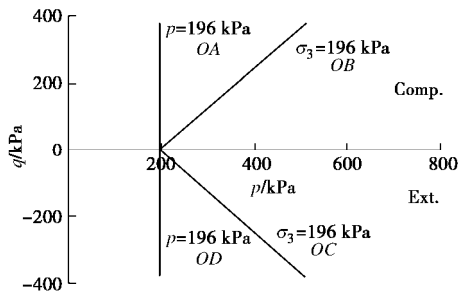


图9 典型应力路径三轴试验
Fig. 9 Stress paths of classical triaxial tests

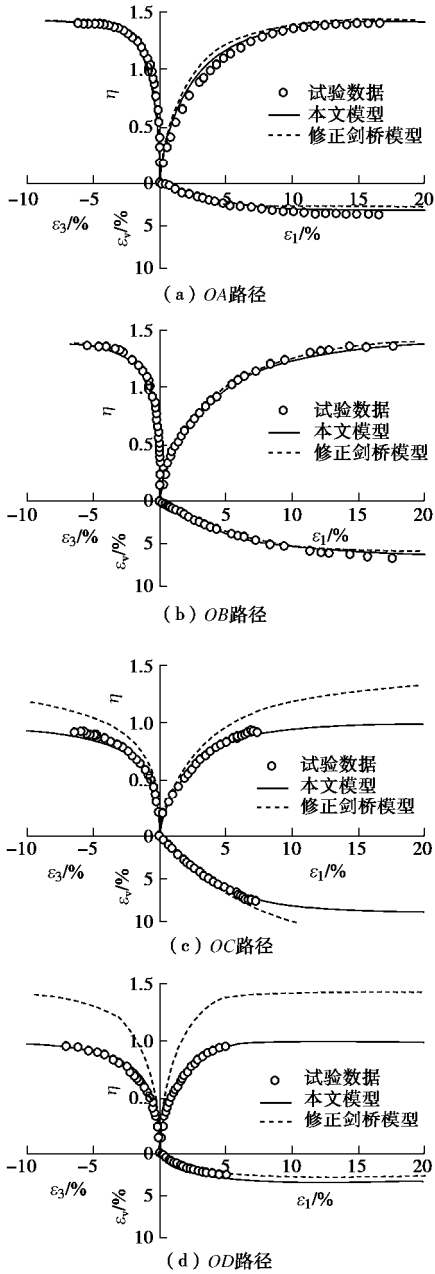


图10 典型三轴试验预测值与实测值比较
Fig. 10 Comparison between measured and predicted values of classical triaxial tests

图10 (a)、(b)展示了三轴压缩条件下的试验结果与模型预测。预测结果表明：本文模型和修正剑桥模型都可以合理地描述三轴压缩条件下土的强度和

体积变形规律。图10(c)、(d)展示了三轴拉伸条件下的试验结果与相应的模型预测。预测结果表明:修正剑桥模型明显高估了三轴拉伸条件下土的强度,但本文所提模型依然能够合理地描述三轴拉伸条件下土的强度和变形规律。

5.2 新Fujinomori黏土

Nakai等^[28]用正常固结新Fujinomori黏土完成了等 p 真三轴排水剪切试验。新Fujinomori黏土的液限 $w_L = 41\%$, 塑性 $w_p = 23\%$, 颗粒相对密度 $G_s = 2.67$ 。试样尺寸为: $10.5\text{ cm} \times 10.3\text{ cm} \times 7.0\text{ cm}$ 。大主应力方向的剪切速率为 $0.8\%/d$ 。剪切开始时, 初始应力状态为 $s_1 = s_2 = s_3 = 196\text{ kPa}$ 。排水剪切过程中 b 分别为0, 0.268, 0.5, 0.732。土性参数如表1所示, 这些参数来自于文献[24]。模型预测与试验结果如图11所示。

图11中(a)~(d)为正常固结新Fujinomori黏土等 p 真三轴排水剪切的试验结果。 b 值越大, 正常固结黏土的临界状态应力比不断减小; 但试验结束时发生的体应变大致相同, 这是由于排水剪切过程中 p 保持不变而导致的。相比修正剑桥模型的预测结果, 本文所提本构模型能够更加合理地描述新Fujinomori黏土等 p 真三轴排水剪切中临界状态应力比和体应变随 b 变化而变化的特点。

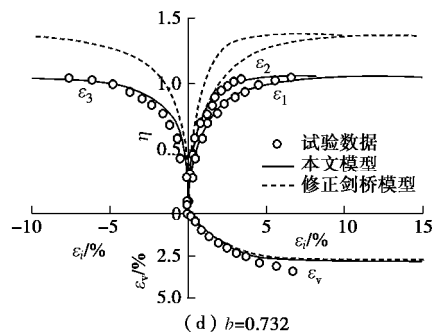
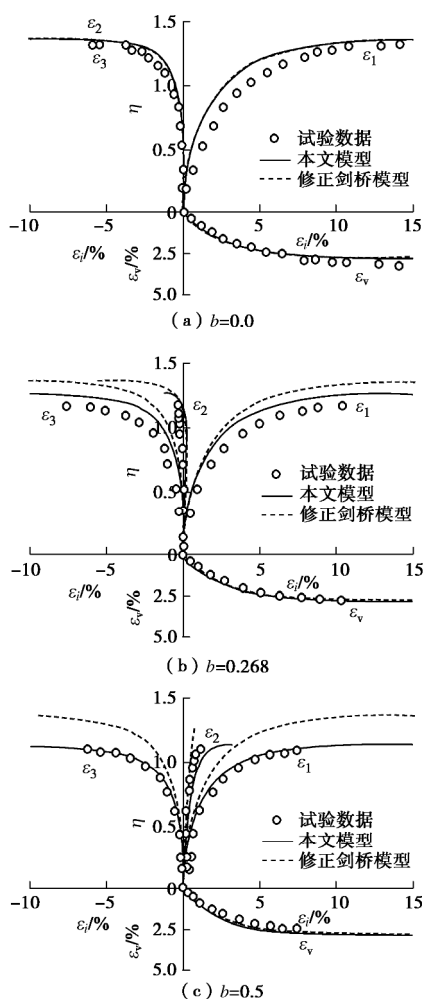


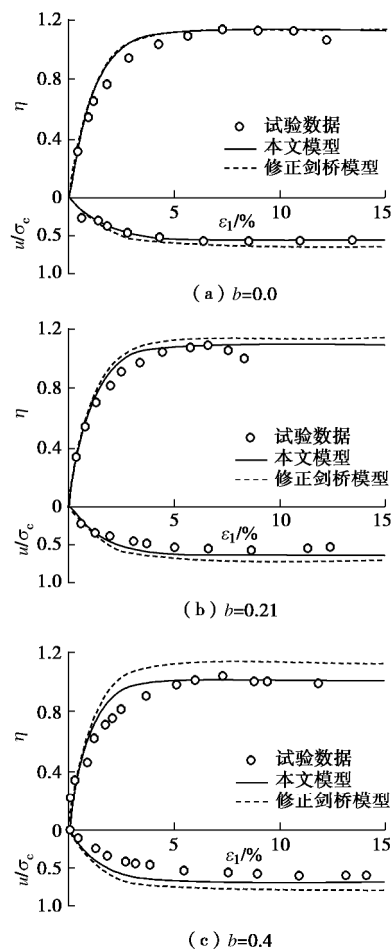
图11 真三轴排水条件下的试验预测值与实测值比较

Fig. 11 Comparison between measured and predicted values of drained true triaxial tests

5.3 Grundite黏土

Lade等^[26]用正常固结Grundite黏土完成了真三轴不排水剪切试验。土性参数如表1所示, 这些参数来自于文献[12]。初始状态为 $s_1 = s_2 = s_3 = 147\text{ kPa}$, b 分别为0, 0.21, 0.4, 0.7和0.95。模型预测与试验结果如图12所示。

图12中(a)~(e)展示了正常固结Grundite黏土真三轴不排水剪切的试验结果。模型预测与试验结果的对比表明: b 值越大, 修正剑桥模型偏离试验数据的程度越大; 然而, 不论是强度还是孔压的变化规律, 本文模型的预测结果都能更加合理地描述。



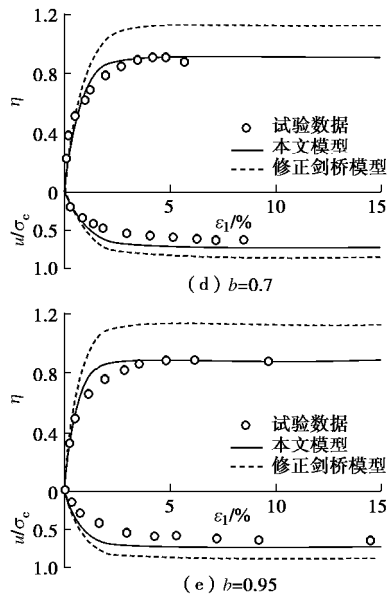


图 12 真三轴不排水条件下的试验预测值与实测值比较

Fig. 12 Comparison between measured and predicted values of undrained true triaxial tests

以上 3 组试验的试验结果与相应的模型预测对比表明：基于特征应力建立的真三维弹塑性本构模型能够更加合理地描述正常固结土在三维应力状态下的强度和体积变形规律。

6 结 论

在特征应力空间，将 NUSC 作为剪切破坏条件， p_b 和 q_b 作为应力参量， e_p^0 作为硬化参数，通过构造一个恰当的非线性插值函数直接提出了一个正常固结土的新的屈服函数，结合前期研究中笔者在特征应力空间提出的塑性函数，直接建立了一个正常固结土的真三维弹塑性本构模型。该模型具有以下 4 个特点。

(1) 模型完全在特征应力空间中建立，是一个真正的三维弹塑性本构模型。

(2) 模型只有 7 个材料参数，并且参数都具有明确的物理意义，可通过简单的室内试验进行确定。

(3) 当 $b=1.0$ ， $A=1.0$ 时，本文建立的真三维弹塑性本构模型自动退化为修正剑桥模型。

(4) 模型预测与试验结果的对比表明，本文模型不仅能够合理地再现正常固结土排水剪切和不排水剪切试验中的应力应变关系，而且能够较好描述土的真三维强度、体积和孔压的变化规律。

参考文献：

[1] WOOD D M. Soil behaviour and critical state soil mechanics[M]. Cambridge: Cambridge University Press, 1990.

[2] ROSCO K H, SCHOFIELD A N, WROTH C P. On the yielding of soils[J]. Géotechnique, 1958, 8: 22 - 53.

[3] ROSCOE K H, BURLAND J B. On the generalized stress-strain behavior of an ideal wet clay[M]. Cambridge: Cambridge University Press, 1968: 535 - 609.

[4] WROTH C P, HOULSBY G T. Soil mechanics-property characterization and analysis procedures[C]// Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco, 1985: 1 - 55.

[5] ZIENKIEWICZ O C, PANDE G N. Some useful forms of isotropic yield surface for soil and rock mechanics[C]// Finite Elements in Geomechanics. London, 1977: 179 - 190.

[6] HASHIGUCHI K. A proposal of the simplest convex-conical surface for soils[J]. Soils and Foundations, 2002, 42(3): 107 - 113.

[7] XIAO Y, LIU H L, LIANG R Y. Modified Cam-clay model incorporating unified nonlinear strength criterion[J]. Science China Technological Sciences, 2011, 54(4): 805 - 10.

[8] TSIAMPOUSI A, ZDRAVKOVIC L, POTTS D M. A new Hvorslev surface for critical state type unsaturated and saturated constitutive models[J]. Computers and Geotechnics, 2013, 48: 156 - 166.

[9] CHAKRABORTY T, SALGADO R, LOUKIDIS D. A two-surface plasticity model for clay[J]. Computers and Geotechnics, 2013, 49: 170 - 190.

[10] SUTHARSAN T, MUHUNTHAN B, LIU Y. Development and implementation of a constitutive model for unsaturated sands[J]. International Journal of Geomechanics, ASCE, 2017, 17(11): 4017103.

[11] YAO Y P, WANG N D. Transformed stress method for generalizing soil constitutive models[J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 2014, 140(3): 614 - 629.

[12] YAO Y P, SUN D A. Application of Lade's criterion to Cam-clay model[J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 2000, 126(1): 112 - 119.

[13] 孙德安, 姚仰平. 基于 SMP 准则的双屈服面弹塑性模型的三维化[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(5): 631 - 634. (SUN De-an, YAO Yang-ping. Generalization of elasto-plastic model with two yield surfaces based on SMP criterion[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1999, 21(5): 631 - 634. (in Chinese))

[14] 姚仰平, 路德春, 周安楠, 等. 广义非线性强度理论及其变换应力空间[J]. 中国科学(E 辑), 2004, 34(11): 1283 - 1299. (YAO Yang-ping, LU De-chun, ZHOU An-nan, et al.

- Generalized non-linear strength theory and transformed stress space[J]. Science in China (Series E), 2004, **34**(11): 1283 - 1299. (in Chinese))
- [15] LADE P V, DUNCAN J M. Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, 1975, **101**(10): 1037 - 1053.
- [16] LADE P V. Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces[J]. International Journal of Solids and Structures, 1977, **13**(11): 1019 - 1035.
- [17] LADE P V, KIM M K. Single hardening constitutive model for frictional materials: II yield criterion and plastic work contours[J]. Computers and Geotechnics, 1988, **6**(1): 13 - 30.
- [18] DESAI C S. A general basis for yield, failure and potential functions in plasticity[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1980, **4**: 361 - 75.
- [19] DESAI C S, SOMASUNDARAM S, FRANTZISKONIS G. A hierarchical approach for constitutive modelling of geologic materials[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1986, **10**: 225 - 257.
- [20] MATSUOKA H, NAKAI T. Stress-deformation and strength characteristics of soil under three different principal stresses[J]. Proceedings of JSCE, 1974, **232**: 59 - 70.
- [21] NAKAI T, MIHARA Y. A new mechanical quantity for soils and its application to elastoplastic constitutive models[J]. Soils and Foundations, 1984, **24**(2): 82 - 94.
- [22] NAKAI T, MATSUOKA H. A generalized elastoplastic constitutive model for clay in three-dimensional stresses[J]. Soils and Foundations, 1986, **26**(3): 81 - 98.
- [23] NAKAI T, SHAHIN H M, KIKIUMOTO M, et al. A simple and unified three-dimensional model to describe various characteristics of soils[J]. Soils and Foundations, 2011, **51**(6): 1149 - 1168.
- [24] CHOWDHURY E Q, NAKAI T. Consequences of the t_{ij} -concept and a new modeling approach[J]. Computers and Geotechnics, 1998, **23**(3): 131 - 164.
- [25] LU D C, MA C, DU X L, et al. Development of a new nonlinear unified strength theory for geomaterials based on the characteristic stress concept[J]. International Journal of Geomechanics, ASCE, 2016, **17**(2): 04016058.
- [26] MA C, LU D C, DU X L, et al. Developing a 3D elastoplastic constitutive model for soils: a new approach based on characteristic stress[J]. Computers and Geotechnics, 2017, **86**: 129 - 140.
- [27] 路德春, 曹胜涛, 程星磊, 等. 欠固结土的弹塑性本构模型[J]. 土木工程学报, 2010, **43**(增刊 2): 320 - 326. (LU De-chun, CAO Sheng-tao, CHENG Xing-lei, et al. An elastoplastic constitutive model for under consolidated clay[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, **43**(S2): 320 - 326. (in Chinese))
- [28] NAKAI T, MATSUOKA H, OKUNO N, et al. True triaxial tests on normally consolidated clay and analysis of the observed shear behavior using elastoplastic constitutive models[J]. Soils and Foundations, 1986, **26**(4): 67 - 78.
- [29] LADE P V, MUSANTE H M. Three-dimensional behavior of remolded clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1978, **104**(2): 193 - 20.

DOI: 10.11779/CJGE201901006

土石混合体三维细观结构随机重构及其力学特性 颗粒流数值模拟研究

张 强^{1,2}, 汪小刚¹, 赵宇飞¹, 刘立鹏¹, 林兴超¹

(1. 中国水利水电科学研究院岩土工程研究所, 北京 100038; 2. 四川大学水力学与山区河流开发保护国家重点实验, 四川 成都 610065)

摘 要: 土石混合体是一种非连续、非均质、各向异性的土石混合多相介质, 其力学性质极为复杂, 与内部土石细观结构密切相关。从细观结构层次出发, 运用计算机随机模拟技术, 建立了一种基于不规则块石的土石混合体三维细观结构重构方法, 并基于 FORTRAN 语言开发了相应的三维细观结构随机模拟系统 (RMS^{3D}), 在此基础上, 考虑块石的不规则形状, 建立了土石混合体的离散元模型, 并采用颗粒流程序对其开展了不同法向应力下三维直剪试验模拟, 探究了块石空间分布对其力学特性的影响。研究表明: 土石混合体的力学性质受内部块石空间分布影响显著, 在相同级配和含石量下, 不同块石空间分布的土石混合体试样的剪应力-剪切位移曲线和法向位移-剪切位移曲线均不相同, 尤其是在峰后呈现出了明显的差异, 且后者开始出现差异时相对于前者滞后; 另外, 受剪切面上块石阻碍的影响, 由于试样内部块石空间分布的不同, 导致不同试样剪切破坏后所形成的剪切带的形态和厚度也存在一定的差异。

关键词: 土石混合体; 力学特性; 细观结构; 随机重构; 颗粒流; 块石空间分布

中图分类号: TU441

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0060-10

作者简介: 张 强(1986-), 男, 博士后, 主要从事复杂岩土介质多尺度灾变机理方面的研究工作。E-mail: zhangq@iwhr.com。

3D random reconstruction of meso-structure for soil-rock mixture and numerical simulation of its mechanical characteristics by particle flow code

ZHANG Qiang^{1,2}, WANG Xiao-gang¹, ZHAO Yu-fei¹, LIU Li-peng¹, LIN Xing-chao¹

(1. Research Institute of Geotechnical Engineering, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100038, China;

2. State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, Sichuan University, Chengdu 610065, China)

Abstract: The soil-rock mixture (S-RM) is a discontinuous, heterogeneous and anisotropic multiphase medium consisting of soil and rock blocks. Its mechanical characteristics are extremely complicated and closely related to the internal mesoscopic structure of soil and rock blocks. From the view of meso-structure, a reconstruction method by computer random simulation is proposed to reconstruct the 3D meso-structure for S-RM based on irregular rock blocks, and a randomly modelling system (RMS^{3D}) is developed using the FORTRAN language. On this basis, the discrete element models for S-RM are established considering the shape of irregular rock blocks, and 3D numerical shear tests by particle flow code are conducted for them to investigate the influences of spatial distribution of rock blocks on the mechanical characteristics of S-RM. The results show that the mechanical characteristics are significantly affected by the spatial distribution of rock blocks. The shear stress-displacement and normal displacement-displacement curves are different for S-RM samples with the same content and gradation but different spatial distributions of rock blocks, especially for the post-peak curves, they show obvious differences between each other, and the latter lags behind the occurrence of differences compared to the former. In addition, the shapes and thicknesses of shear zones after failure exhibit certain differences for S-RM samples with different spatial distributions of rock blocks because of the effect of obstruction of the rock blocks located on the shear surface.

Key words: soil-rock mixture; mechanical characteristic; meso-structure; random reconstruction; particle flow code; spatial distribution of rock block

0 引 言

土石混合体^[1]系指一类由粒径相对较大的碎块石

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2017YFC1501100); 国家自然科学基金项目 (11772118); 博士后科学基金项目 (2017M620838); 四川大学水力学与山区河流开发保护国家重点实验室开放合作基金项目 (SKHL1725)

收稿日期: 2017-08-12

和土体混合而成的松散地质材料(体),在自然界中广泛分布,一般常见于第四系松散堆积层边坡或滑坡体中。近年来,随着中国西南地区大型水电工程的兴建,在工程建设中普遍会遇到一些不同成因、规模巨大的土石混合体,由于其形成机理复杂、力学分析手段困难,加之失稳危害性大和随机性强,土石混合体的存在给水电工程安全建设带来了巨大的潜在威胁,目前土石混合体已成为了水电工程中一个重点关注和研究对象^[2-3]。

纵观现阶段国内外对土石混合体的研究表明,土石混合体的力学特性极为复杂,且很大程度上取决于其内部土石细观结构,现有的岩土力学理论尚不能对这种复杂的土石混合介质进行准确的描述和概化,同时受块石尺寸效应的影响,常规岩土力学试验方法也无法表达土石混合体的真实力学特性,而室内和原位大尺寸物理试验虽能反映其真实力学特性,但由于试验结果随机性较大且试验费用高昂,在实际研究中有很大的局限性,也难以广泛推广^[4-5]。

近年来,随着计算机模拟水平及数值计算方法的发展,细观数值模拟方法已成为当前土石混合体研究中备受青睐的一种研究手段,它建立在介质细观结构基础上,并结合某种数值计算方法(如有限元、离散元)开展相关模拟分析^[6]。目前,对于土石混合体二维细观数值模拟的研究已经较为成熟,但由于二维研究中忽略了石块空间三维形态的影响,导致研究结果与实际可能存在较大偏差,难以反映土石混合体的真实力学行为。近年来,随着研究的不断深入,对土石混合体细观数值模拟研究已逐步由二维转向三维^[7]。在三维研究方面,李世海等^[8]基于可变形块体模型建立了土石混合体三维离散元随机计算模型,研究了土石混合体在单轴压缩状态下的应力-应变特性和强度特性。金磊等^[9]基于不规则块石随机生成技术和不规则颗粒离散元模拟技术建立了土石混合体的三维离散元模型,并利用离散元三轴试验对不同含石量下土石混合体的力学特性和变形破坏机理进行了探讨研究。徐文杰等^[10]利用三维扫描获取的真实石块形态构建了土石混合体的数字模型,并基于多球体模拟方法建立了土石混合体的离散元模型,利用离散元直剪试验研究了土石混合体的细观力学特性。从上述研究来看,目前对于土石混合体三维细观数值模拟研究已开展了一定的研究,并获得了一些有价值的研究成果,但当前三维研究中仍存在一些不足。即,目前仍未建立一套较为简单而又成熟的土石混合体三维模型重构及其离散元模型构建方法;在研究内容方面,多数集中在块石形状、含量和级配对土石混合体力学特性的影响,

而对块石空间分布的影响研究尚少。

为此,本文从土石混合体细观结构出发,运用计算机随机模拟技术,建立一种基于不规则凸多面体的土石混合体三维细观结构重构方法,并开发相应的三维随机细观结构模拟系统;其次考虑块石不规则形状,建立一种土石混合体三维离散模型建立方法;最后以西南某水电站左岸坝前土石混合体为例,利用大型离散元直剪试验开展土石混合体力学特性研究,并分析块石空间分布对土石混合体力学特性的影响。

1 土石混合体三维细观结构随机重构

1.1 不规则块石几何模型构造

实际中,由于土石混合体内部块石形状极为复杂,在进行三维细观结构随机重构时,需要对块石形状作适当的简化处理。鉴于实际中块石多以棱角或次棱角状占优,本文选用不规则凸多面体来近似代替实际复杂形状的块石。目前,对于不规则凸多面体的构造方法种类比较多,大致可以归纳为三类:第一类是基于初始多面体(如,四面体、六面体、八面体)按照一定的规则向外延拓来构造不规则凸多面体^[11];第二类是基于 Voronoi 多面体经过一定的伸缩变换来构造不规则凸多面体^[12];第三类是基于球体或椭球体等基元来构造不规则凸多面体^[13,14]。

考虑3种方法的简易性,本文选用第三种方法中基于椭球体基元来构造不规则的凸多面体。图1给出了基于椭球体基元构造不规则凸多面体的过程,其包括两个主要的步骤:①基于给定的椭球体基元,在基元表面上选择一定数目的随机点作为多面体的顶点,见图1(a);②根据凸多面体的顶点和面之间的拓扑关系,将选取的随机点连接起来构成不规则的多面体,见图1(b)。

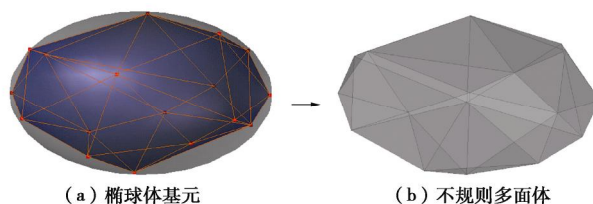


图1 基于椭球体基元构造任意不规则形状凸多面体

Fig. 1 Construction of an irregular convex polyhedron based on an primitive ellipsoid

下面详细介绍基于椭球体基元构造不规则凸多面体的过程。

(1) 随机顶点的选择

如图2,对于任意一个椭球体基元,在球坐标系下,基元表面上任意一点的位置可由5个参数(R_1 , R_2 , R_3 , q , j)来确定,其中 R_1 , R_2 , R_3 分别代

表椭球体基元的第一、第二和第三主轴的长度。

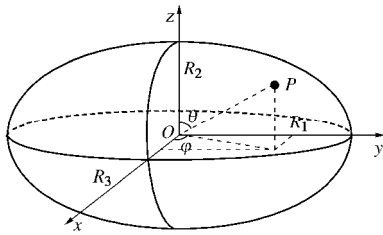


图2 椭球体基元表面上任一随机点位置的描述

Fig. 2 Description of position of a random point on surface of primitive ellipsoid

当基于椭球体基元构造一个 N 个顶点的凸多面体时, 需要先从基元表面上选取相同数目的随机点来作为凸多面体的顶点。在选点时, 文中是将椭球体基元的表面拆分为上下两半部分, 分别从这两部分表面上独立地选取相应数目的随机点。假设从基元上半表面上选取的随机点数目为 N_1 , 则这些随机点对应的 q_i 和 j_i 为^[15]

$$\begin{cases} q_i = \frac{2\pi}{N_1} + d \frac{2\pi}{N_1} (2h_1 - 1) \\ j_i = h_2 \frac{\pi}{2} \end{cases} \quad (i=1, 2, 3, \dots, N_1), \quad (1)$$

式中, h_1 和 h_2 是两个相互独立的随机数, 取值介于 $[0, 1]$, d 为一个变量, 一般可取为 0.3。剩余的 $N - N_1$ 个随机点则从基元表面下半部分进行选取, 其相应的 q_i 和 j_i 可以根据公式 (1) 类似地确定。在笛卡尔坐标系下, 这些随机点的位置 (x_i, y_i, z_i) 为

$$\begin{cases} x_i = x_0 + R_1/2 \sin q_i \cos j_i \\ y_i = y_0 + R_2/2 \sin q_i \sin j_i \\ z_i = z_0 + R_3/2 \cos q_i \end{cases}, \quad (2)$$

式中, (x_0, y_0, z_0) 是椭球体基元的中心位置。

(2) 随机顶点的连接

当多面体的随机顶点的位置确定后, 可以根据凸多面的顶点与面之间所满足的空间拓扑关系 (即, 对于任一个面而言, 除该面所包含的顶点以外, 其余顶点均位于该面的同一侧), 利用若干个三角形面将这些随机点连接起来构成凸多面体, 其具体思想为: 遍历每个顶点 p_i , 先寻找与该顶点距离最近的顶点 p_j , 然后从剩余的顶点中寻找一个点 p_k , 使得其余 $N-3$ 个顶点均位于 $p_i p_j p_k$ 这个三角形面的同一侧; 依次遍历完所有顶点后, 删除相同的面 (既由相同顶点构成的面), 将剩余的三角面组合起来即可构成凸多面体。

1.2 不规则块石集合生成

在构建土石混合体随机细观结构模型时, 需要先生成一个不规则块石的集合, 保证集合中块石的粒径分布与给定的粒径分布相一致。通常而言, 土石混合体内部块石服从一定的粒径分布, 在给定的石块粒径

分布下, 根据块石最大最小粒径界限, 可划分为若干个粒径区间 $[D_i, D_{i+1}]$, 并计算出每个粒径区间对应的块石体积百分含量为 $P[D_i, D_{i+1}]$, 利用不规则块石构造方法, 依次生成每个粒组区间所包含的块石, 所有粒组区间生成的块石总和既构成了一个块石集合。

对于某一粒径区间 $[D_i, D_{i+1}]$ 而言, 生成该粒径所包含的块石子集合, 可按如下步骤来完成:

(1) 先根据该粒径区间块石的体积百分含量 $P[D_i, D_{i+1}]$, 确定该粒组区间预生成的块石总体积 $V[D_i, D_{i+1}]$, 由如下公式计算:

$$V[D_i, D_{i+1}] = P[D_i, D_{i+1}] V_C, \quad (3)$$

式中, V 和 C 分别为预投放区域的体积和块石体积百分含量。

(2) 在该粒径区间内随机选择一个椭球体基元, 基元的 3 个主轴长度, 可按如下公式计算:

$$\begin{cases} R_{1i} = D_i + h(D_{i+1} - D_i) & (h \in [0, 1]) \\ R_{2i} = f_1 R_{1i} & (f_1 \in [f_{\min}, f_{\max}]) \\ R_{3i} = f_2 R_{1i} & (f_2 \in [f_{\min}, f_{\max}]) \end{cases}, \quad (4)$$

式中 f_1 和 f_2 分别为椭球体基元的第二和第三主轴与第一主轴的长度比值, $f_1 = R_{2i}/R_{1i}$, $f_2 = R_{3i}/R_{1i}$ 。为了模拟实际中块石复杂多样的形状, 文中假设 f_1 和 f_2 均服从一个独立的均匀随机分布, 在 $[f_{\min}, f_{\max}]$ 区间内随机取值, 其中, $0 < f_{\min} \leq f_{\max} \leq 1$ 。

(3) 为了保证生成的块石形状具有足够的随机性, 将块石顶点数目 N 作为一个随机整数, 其在 $[N_{\min}, N_{\max}]$ 区间内均匀随机取值。

(4) 基于选取的椭球体基元, 根据不规则石块构造方法, 生成一个随机块石, 并计算该块石的体积 V'_p 。

(5) 将该块石加入到块石子集合中, 并更新该粒径区间已生成的块石的总体积 $V'[D_i, D_{i+1}]$:

$$V'[D_i, D_{i+1}] = V'[D_i, D_{i+1}] + V'_p. \quad (5)$$

(6) 重复步骤 (2) ~ (5) 直到 $V'[D_i, D_{i+1}]$ 大于等于 $V[D_i, D_{i+1}]$ 。

1.3 块石投放过程

块石投放是土石混合体三维细观结构随机重构的一个关键环节, 此过程是将块石集合中的每一块石逐个投放到指定的区域内, 并在投放过程对块石进行入侵判断, 保证预投放块石与已投放石块间不存在相互入侵情形。总而言之, 块石投放过程是一个不断地试投放和入侵判断的过程, 直到将块投放石成功到给定区域内。块石投放的具体流程如下:

(1) 在指定的投放区域内随机地选取一个点 (x_0, y_0, z_0) 作为块石中心 (即基元中心) 的预投放位置, 并根据式 (2) 确定块石顶点位置。块石中心预投放位置为

$$\begin{cases} x_0 = x_{\min} + c_x(x_{\max} - x_{\min}) \\ y_0 = y_{\min} + c_y(y_{\max} - y_{\min}) \\ z_0 = z_{\min} + c_z(z_{\max} - z_{\min}) \end{cases}, \quad (6)$$

式中, x_{\min} 和 x_{\max} , y_{\min} 和 y_{\max} , z_{\min} 和 z_{\max} 分别为投放区域在全局坐标系沿 x , y , z 三个方向的最小和最大值; c_x , c_y , c_z 为3个独立的随机数, 在 $[0, 1]$ 内随机取值。

(2) 为了考虑块石空间方位的随机性, 在将块石投放至预投放位置前, 先对块石作一个随机转动, 转动后块石顶点的位置为

$$\vec{X}'_i = R(a, b, g) \cdot \vec{X}_i \quad (7)$$

式中 \vec{X}_i 和 \vec{X}'_i 分别是块石第 i 个顶点在转动前后的位置矢量; a , b , g 为块石基元长轴绕全局坐标系 x , y , z 三个坐标轴的转动角; $R(a, b, g)$ 为旋转矩阵, 可由如下式计算:

$$R(a, b, g) = \begin{pmatrix} \cos g & \sin g & 0 \\ -\sin g & \cos g & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \cos b & 0 & \sin b \\ 0 & 1 & 0 \\ -\sin b & 0 & \cos b \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos a & \sin a \\ 0 & -\sin a & \cos a \end{pmatrix}. \quad (8)$$

(3) 将块石试投放到预投放位置, 并判断块石是否完全位于投放区域内。若块石没有完全位于投放区域内, 则重复执行步骤 (1) 和 (2)。

(4) 判断预投放块石与已投放块石是否存在相互入侵。若预投放块石与已投放的块石存在相互入侵情形, 则重复执行步骤 (1) ~ (3)。

(5) 若步骤 (3) 和 (4) 均满足, 则块石投放成功, 并将块石投放至预投放位置。

(6) 重复执行步骤 (1) ~ (5), 依次将块石集合中所有块石投放到区域内, 为了保证投放过程的顺利完成, 对块石按粒径区间大小进行降序投放。

1.4 块石入侵判断

在块石投放过程中, 为保证预投放块石与已投放块石间不发生相互入侵, 需要进行块石入侵判断。如图3所示, 任意两块石彼此间可能存在两种入侵情形: 第一种是一个块石的部分或全部顶点入侵到另一块石内部; 第二种类是两石块相互贯穿。对于第一种入侵情形来说, 可以采用判断一点是否位于凸多面体内部的方法来确定两块石是否存在相互入侵; 对于第二种入侵情形来说, 除了需要进行第一种情形的入侵判断, 还需要进一步判断两块石的边和面彼此之间是否存在相交, 此时可以将判断两个石块相互贯穿的问题简化为判断线段与三角形面相交的问题进行处理。上述这两个问题均属于计算机图形中的基本问题, 判别方法

可以参考相关的书籍和文献, 这里不再赘述。

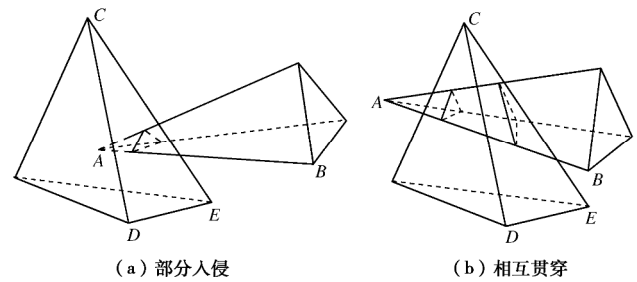


图3 块石间入侵类型

Fig. 3 Types of intrusions between two rock blocks

1.5 三维细观结构随机模拟系统开发与生成实例

基于上述原理, 文中利用 Fortran 语言开发了土石混合体三维细观结构随机模拟系统 (RMS^{3D}), 为后续数值模拟提供技术支持。另外, 为了可视化系统生成的随机细观结构, RMS^{3D} 中选择 AutoCAD 软件作为系统图形显示界面, 并采用 AutoCAD 软件 dxf 文件作为模型数据输出与交换的接口。图4给出了土石混合体三维细观结构随机模拟系统的开发流程图。

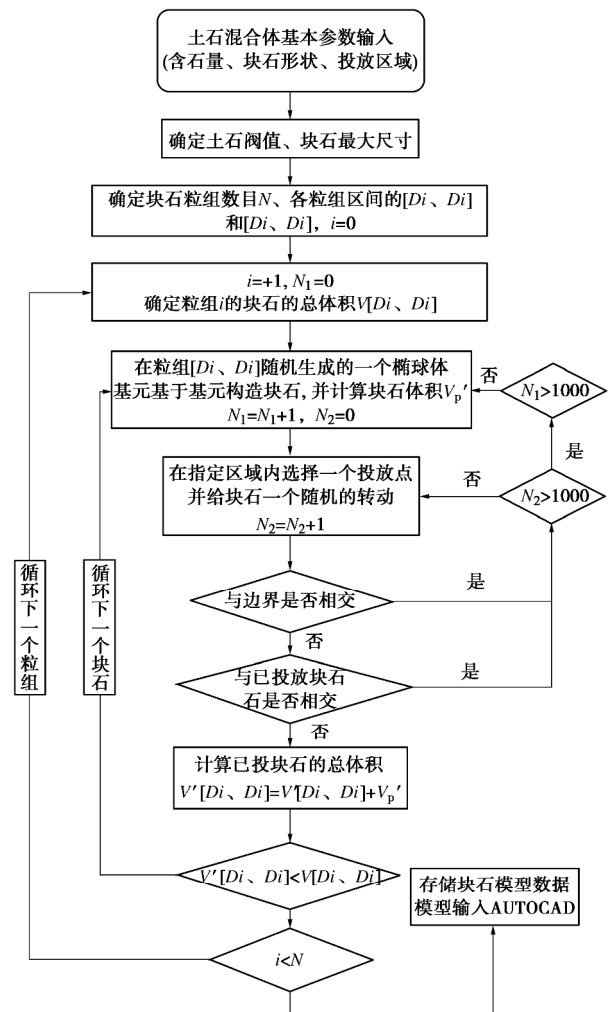


图4 土石混合体三维细观结构随机模拟系统的开发流程图

Fig. 4 Flow chart of developing a randomly modelling system of 3D meso-structure for S-RM

在已知块石级配的情况下,块石含量及空间分布是表征土石混合体细观结构的两个重要指标,其中块石含量是描述细观结构中土石成分所占的比例,块石空间分布是描述细观结构中块石集合的空间排列方式。利用开发的 RMS^{3D} 系统可在指定投放区域内生成不同块石含量和空间分布的土石混合体三维随机细观结构模型。如图 5 所示,以立方柱体投放区域为例,利用 RMS^{3D} 系统生成了具有不同细观结构特征的三维随机细观结构模型。图 5 (a) 所示为生成的 3 个不同含石量的三维随机细观结构模型,图 5 (b) 为生成的 3 个相同含石量而不同块石空间分布的三维随机细观结构模型。需要指出的是,在利用 RMS^{3D} 生成相同含石量而不同块石空间分布的三维随机细观结构时,需要在块石投放时设置不同的随机数序列,以保证在每次投放过程中块石具有不同的中心位置和空间方位。

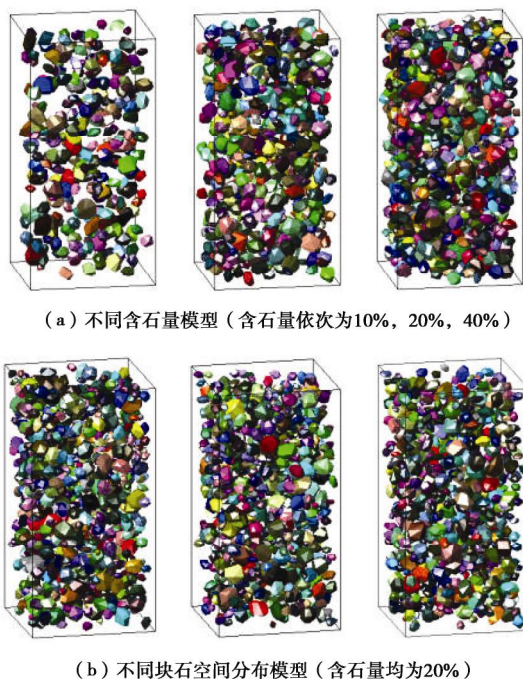


图 5 利用 RMS^{3D} 生成的不同结构特征的土石混合体三维随机细观结构模型

Fig. 5 3D random meso-structures of S-RM with different characteristics generated by RMS^{3D}

2 颗粒流三维直剪试验模拟原理

2.1 直剪试验模拟

在颗粒流模拟中,直剪试验中的剪切盒是采用无摩擦的刚性墙体 (wall) 进行模拟。图 6 所示为本文所建立的颗粒流三维直剪试验模型。该模型由上下两个剪切盒组成,每个剪切盒均由 6 个墙体所构成 (图

中以不同颜色显示),其中中间两个墙体为辅助墙体,其作用是防止在剪切过程中由于上下剪切盒的错动导致颗粒飞出剪切盒。

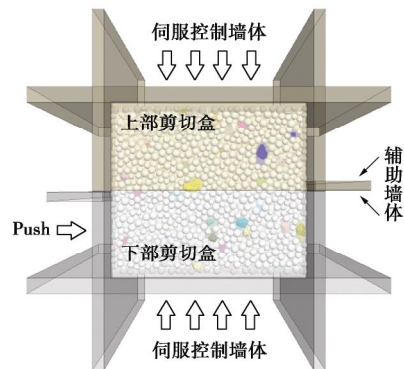


图 6 颗粒流三维直剪试验模型

Fig. 6 Particle flow model for 3D direct shear tests

在试验模拟时,文中将下剪切盒选为主动剪切盒,在剪切过程中,下部剪切盒墙体整体保持缓慢移动,移动速度为 0.05 mm/s ,而上剪切盒则作为被动剪切盒,在剪切过程中保持固定,同时在剪切过程中,利用伺服控制在顶部和底部墙体上施加恒定的法向应力。另外,在试验前,需要先将试样伺服到初始的法向应力状态。

2.2 数值试样模型建立

基于随机细观结构模型,考虑块石不规则形状,文中提出采用如下方法建立土石混合体的颗粒流模型,模型中土体颗粒采用单个球体模拟,块石采用由多个球体组成的颗粒簇模拟。如图 7 所示,该方法包括了以下 4 个主要步骤:①首先根据块石含量及粒径级配,利用 RMS^{3D} 生成指定尺寸的三维随机细观结构模型,见图 7(a)。②其次将随机细观结构模型导入 PFC5.0 中,利用程序提供的 `clump template` 命令中的 `bubblepack` 方法,建立随机细观结构中每个块石的颗粒簇模型,见图 7(b)。③根据随机细观模型尺寸,建立一个相同尺寸的纯土体的球体颗粒模型,见图 7(c)。④最后将建立的细观结构块石颗粒簇模型加入到纯土体模型中,删除与块石重叠的土体颗粒,建立土石混合体模型。在这一步中,为了确保生成的模型中土石颗粒彼此处于紧密接触状态,不存在局部的架空,在将块石颗粒簇模型加入到纯土体模型中后,先将纯土体模型中球体的半径缩小到原来的 0.001 倍,再将与块石颗粒簇存在接触的球体删除,其次再将纯土体模型中剩余球体的半径再逐步放大到原值,且在每次球体半径放大后均进行一定步数的循环,迫使土石颗粒相互挤压并处于紧密接触状态。7(d) 所示为最终建立的土石混合体颗粒流模型。

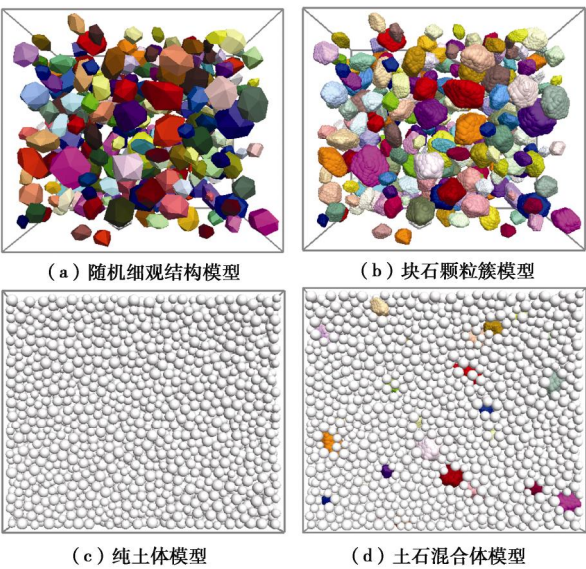


图 7 土石混合体颗粒流模型建立过程

Fig. 7 Generation processes of particle flow model for S-RM

利用该方法可以生成密实的土石混合体颗粒流模型, 保证模型内部土石颗粒间彼此相互接触, 确保数值模拟结果的可靠性。

2.3 块石颗粒簇模型优化

一般情况下, 在采用颗粒簇模拟不规则块石时, 若颗粒簇模型中球体数目越多, 颗粒簇就越能够较好地描述块石的不规则形状, 然而当球体数目较多时往往会导致颗粒流计算效率的恶化。尤其是在高含量下, 由于土石混合体随机细观结构模型中块石数目相对较多, 这会极大地降低颗粒流计算的效率。为了获得合理的计算效率, 模拟中通常需要在计算效率和块石形状表征精度之间做一个折中, 既保证颗粒簇能够表征块石的不规则形状, 又可确保颗粒簇模型中的球体数目适中, 以提高模拟效率。

文中不规则块石的颗粒簇模型是采用 PFC5.0 中提供的 clump template 命令中的 bubblepack 方法进行生成, 该方法包括了 4 个控制参数(distance, radfactor, ratio, refinenum, 具体含义见 PFC 手册^[16]), 通过调整这 4 个参数可以生成不同球体数目的颗粒簇模型。

表 1 不同试验点平硐颗分试验数据

Table 1 Data of grain-size distribution tests at different sites in drift

试验点 编号	颗粒大小/mm														
	200	60	40	20	10	5	2	1	0.5	0.25	0.075	0.05	0.01	<	<
	~ 60	~ 40	~ 20	~ 10	~ 5	~ 2	~ 1	~ 0.5	~ 0.25	~ 0.075	~ 0.05	~ 0.01	~ 0.005	0.005	0.002
TG08707	2	2	4	7	10	12	3	8	6	12	3	10	5	16	11
TG08708	11	9	16	11	13	12	2	5	4	7	1	3	1	5	4
TG08709	3	4	13	15	12	12	3	8	5	8	2	5	2	8	6
TG08710	11	7	11	13	12	12	2	6	4	7	3	4	2	6	5
TG08711	7	4	13	14	14	13	3	7	5	7	1	3	2	7	5
平均	6.8	5.2	11.4	12	12.2	12.2	2.6	6.8	4.8	8.2	2	5	2.4	8.4	6.2

如图 8 所示, 通过调整 4 个控制参数, 生成了不同球体数目的块石颗粒簇模型。通过对不同块石颗粒簇模型的计算效率进行对比, 最终选用 48 个球体数目的颗粒簇模型来模拟不规则块石, 该模型既能够满足计算效率的要求, 又基本上能够准确地描述块石的不规则形状。4 个控制参数取值为 radfactor=1.05, ratio=0.25, distance=150.0, refinenum=1500。

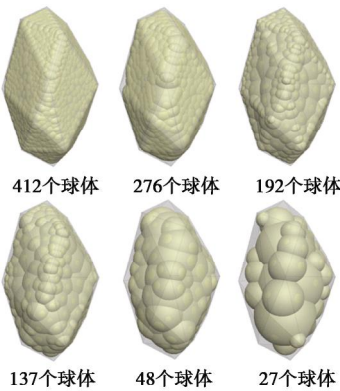


图 8 不同球体数目的块石颗粒簇模型

Fig. 8 Clump models for an irregular stone composed of different numbers of spheres

3 土石混合体力学特性研究

3.1 建立模型

以西南某水电站左岸坝前土石混合体为例, 建立土石混合体颗粒流模型。表 1 列出了现场不同部位试验点平硐颗分试验数据。

采用颗分试验数据进行随机细观结构模型重构时, 需要先确定试验模型尺度下的土-石阈值(d_{sT}), 将粒径小于土-石阈值的颗粒看作为“土体”, 而将粒径大于土-石阈值的颗粒看作为“石块”。在模型重构时, 只需考虑粒径大于土-石阈值部分的颗粒。其中, 土-石阈值 $d_{sT} = 0.05L_c$ ^[17], L_c 为土石混合体工程特征尺度, 对直剪试验而言, 其可取为剪切盒的高度。

为了考虑大粒径块石, 文中选用的剪切试验模型尺寸为 70 cm×70 cm×60 cm (长×宽×高)。由此确

定出在该模型尺度下的土-石阈值为 30mm。根据土-石阈值界限,在重构随机细观结构模型时,只考虑粒径大于 30 mm 的部分颗粒,即 20~40, 40~60, 60~200 mm 这 3 个粒径区间的颗粒。据此,根据 5 个试验点颗分试验数据的平均值,利用 RSM^{3D} 重构了 10 个不同块石空间分布的三维随机细观结构模型,分别标记为#1~#10,并相应地建立了不同随机试样细观结构颗粒簇模型见图 9。

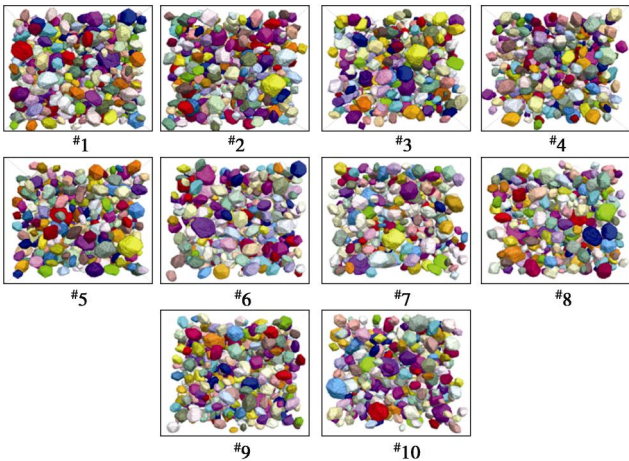


图 9 不同空间分布随机试样细观结构颗粒簇模型
Fig. 9 Clump models for meso-structures of random samples with different spatial distributions

3.2 颗粒接触模型及参数

根据土石颗粒的力学接触特性,文中选用 PFC5.0 中性模型 (linear model) 来土石混合体内部土-石及块石颗粒间的接触摩擦特性,选用线性黏结模型 (linearcbond model) 来模拟土体颗粒间的接触摩擦特性和黏结特性。通过对现场土石混合体大型直剪试验进行标定,获得了土石颗粒的细观参数,见表 2。图 10 给出了不同法向应力下土石混合体大型直剪试验曲线与数值模拟的对比结果,由图 10 可以看出,数值模拟获得的应力应变曲线与现场物理试验获得的应力应变曲线吻合度较好。

表 2 土石颗粒接触模型参数

Table 2 Parameters of contact models for soil and rock block particles						
颗粒	密度 (kg·m ⁻³)	刚度/(N·m ⁻¹)		黏结强度/N		摩擦 系数
		法向	切向	法向	切向	
土体	2000	5.0×10 ⁶	3.5×10 ⁶	5.0×10 ²	5.0×10 ²	0.65
块石	2700	2.0×10 ⁸	2.0×10 ⁸	—	—	1.0

利用选用的土石颗粒接触模型和参数,对不同块石空间分布随机试样进行不同法向应力下的直剪试验,试验中选取的不同法向应力分别为 0.2, 0.4, 0.6 MPa, 根据直剪试验结果,分析土石混合体的力学特性。

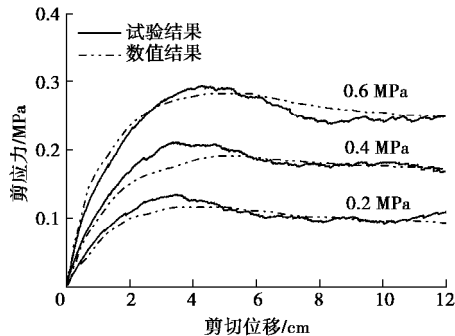
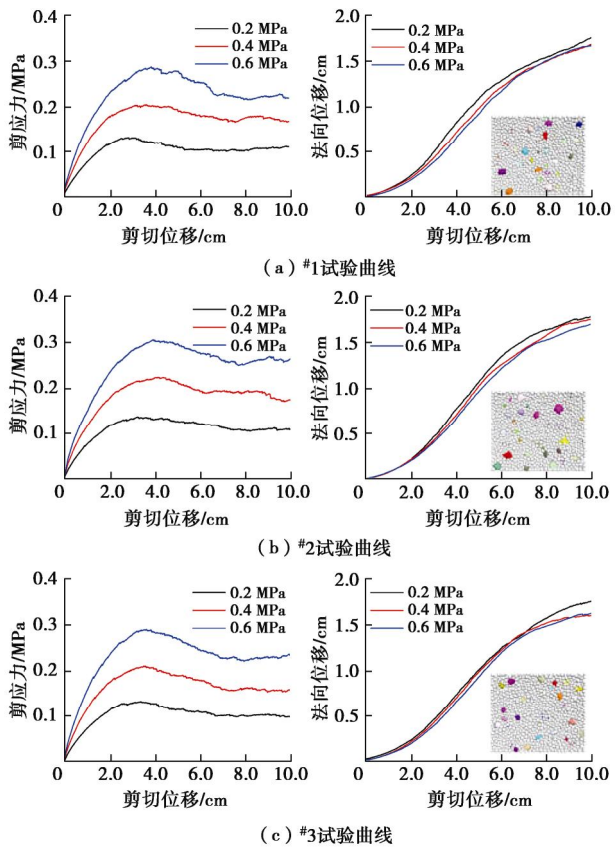


图 10 土石混合体大型直剪试验曲线与数值模拟结果对比
Fig. 10 Comparison of results of S-RM obtained by in-situ and numerical direct shear tests

3.3 试验结果分析

(1) 试验曲线分析

通过数值试验结果发现,不同随机试样的试验曲线的变化规律相一致。鉴于篇幅有限,图 11 只给出了 5 个不同土石混合体试样的试验曲线。从剪应力-剪切位移曲线可以看出,不同随机试样的剪应力-剪切位移曲线的变化规律基本一致,在峰值前,随着剪切位移增加,剪应力在不断增大,表现出了非线性变形特性;在峰后,随着剪切位移继续增加,剪应力在逐渐地降低,表现出一定的软化特性。从法向位移-剪切位移曲线可以看出,在剪切过程中,随着剪切位移的增加,不同试样的法向位移均在不断增大,试样表现出了剪胀特性,且对于同一试样来说,法向应力越大,试样的剪胀越小。



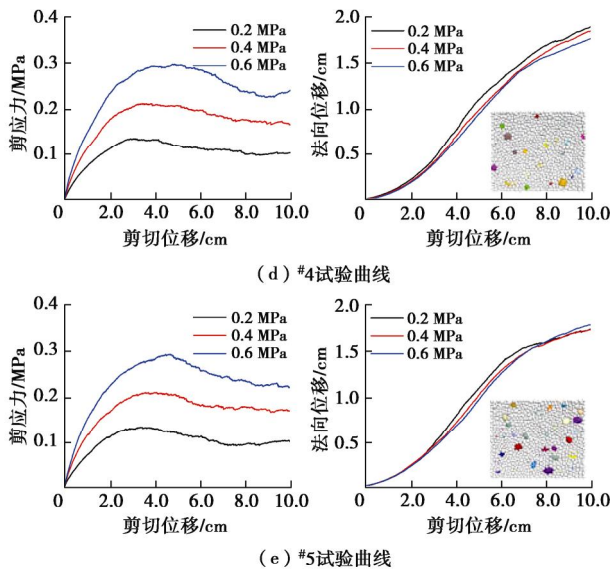


图 11 不同空间分布土石混合体随机试样的试验曲线

Fig. 11 Test curves of 5 random samples of S-RM with different spatial distributions

为了分析块石空间分布对土石混合体力学特性的影响, 取不同试样在同一法向应力下的试验曲线进行对比。图 12 给出了相同法向应力下不同随机试样的剪应力 - 剪切位移曲线及法向位移 - 剪切位移曲线。

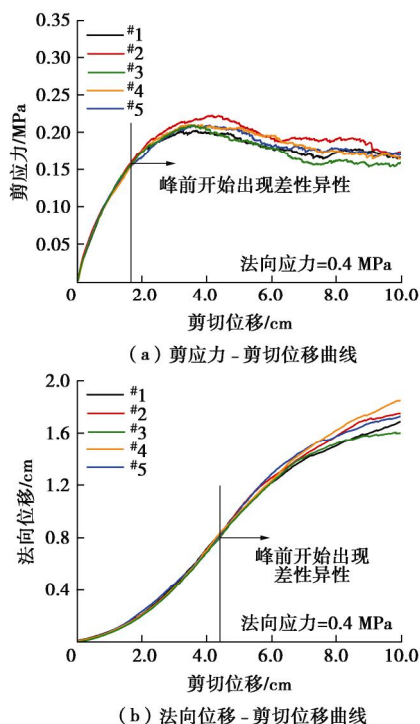


图 12 相同法向应力下不同土石混合体随机试样的试验曲线

Fig. 12 Test curves of 5 random samples of S-RM under normal stress of 0.4 MPa

从图 12 (a) 中可以看出, 在剪应力到达峰值之前, 不同随机试样的剪应力 - 剪切位移曲线基本一致, 均表现出了非线性的变形特性; 此后, 随着剪切位移

的继续增加, 不同试样的剪应力 - 剪切位移曲线开始出现差异性, 且当剪应力到达峰值时, 不同试样的峰值剪应力大小也各不相同; 尤其在剪应力到达峰值之后, 不同试样剪应力 - 剪切位移曲线形状呈现出了显著的差异性, 这表明了块石空间分布对土石混合体试样的应力应变关系和峰值强度均有影响。

从图 12 (b) 中可以看出, 在剪应力到达峰值之前, 不同随机试样的法向位移 - 剪切位移曲线也基本一致, 而在剪应力到达峰值之后, 开始呈现出了明显的差异性, 导致不同试样表现出了不同程度的剪胀大小, 这表明块石空间分布对土石混合体试样的剪胀特性也有影响。

此外, 通过对比图 12 (a)、(b) 可以发现, 不同随机试样的剪应力 - 剪切位移曲线与法向位移 - 剪切位移曲线是在不同剪切状态时刻开始呈现出各自的差异性, 其中前者是剪应力到达峰值之前, 而后者基本是在剪切应到达峰值之后, 这表明法向变形开始出现差异性相对于剪应力滞后。造成这一现象的主要原因是在剪应力到达峰值后, 土石混合体试样内部土石间的初始咬合发生了破坏, 土石颗粒开始发生相对错动, 而受制于不同随机试样剪切面上块石分布不同的影响, 导致了不同试样表现出了不同的变形特征。

(2) 剪切破坏形态分析

在剪切过程中, 由于上下剪切盒之间的相对错动, 导致剪切面附近的颗粒发生相互错动, 通过剪切后试样的颗粒位移云图, 可以直观地显示出试样破坏后剪切带的形态。图 13 给出了不同随机试样在相同法向应力下剪切后的颗粒位移云图。由图 13 中可以明显看出, 不同试样其内部颗粒的相对错动只发生在剪切面附近的一定区域内, 此区域即为试样剪切破坏后所形成的剪切带, 且受剪切过程中剪切面上块石阻碍的影响, 剪切带表现出了明显的“绕石”现象, 导致试样剪切带形态曲折不平。

通过对比不同块石空间分布试样的剪切带形态可以发现, 不同随机试样的剪切带形态和厚度均存在显著差异, 表明块石空间分布对土石混合体的剪切破坏形态有着直接的影响, 且影响主要取决于剪切面附近块石的分布。此外, 通过对比不同试样试验前后内部块石的位置发现, 位于剪切带内部及块石在剪切过程中发生了一定平移和转动, 这也是造成不同块石空间分布试样剪切带形态差异较大的一个主要原因。

(3) 抗剪强度分析

根据莫尔-库仑强度准则, 通过对不同随机试样的峰值剪应力和法向应力进行线性拟合, 获得了不同随机试样的抗剪强度, 见表 3。

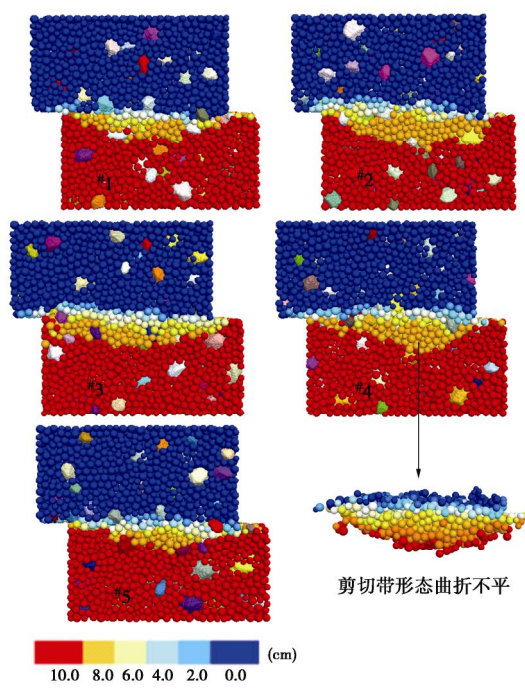


图 13 不同随机试样剪切后的颗粒位移云图 (0.2 MPa)

Fig. 13 Particle displacement contours for different random samples of S-RM

表 3 不同随机试样抗剪强度参数

Table 3 Shear strength parameters of 5 random samples

试样 编号	j /($^{\circ}$)	c /kPa	试样 编号	j /($^{\circ}$)	c /kPa
#1	29.8	51.6	#6	28.7	60.2
#2	29.6	55.4	#7	31.7	40.6
#3	31.1	44.1	#8	29.4	51.3
#4	30.5	45.3	#9	31.5	42.8
#5	30.2	53.8	#10	32.3	39.5

从表 3 中可以看出,即使不同随机试样的块石含量和级配均相同,但由于试样内部块石空间分布的不同,不同试样抗剪强度参数也表现出了一定的离散性。对表中数据进行统计分析得出,不同试样的内摩擦角的最大值和最小值相差了 3.6° ,标准差为 1.15,而黏聚力最大值和最小值相差了 20.7 kPa,标准差为 6.96。本文将不同随机试样的抗剪强度均值作为土石混合体的综合抗剪强度,最终得到的综合抗剪强度参数的内摩擦角为 30.5° ,黏聚力为 48.5 kPa,这与现场工程反演得出的抗剪强度参数(内摩擦角为 30.0° ,黏聚力为 50.0 kPa)较为吻合,基本可证实了该方法的合理性。

4 结 论

本文从细观结构层次出发,运用计算机随机模拟技术,建立了土石混合体三维细观结构模型的随机重

构方法,考虑块石的不规则形状,建立了土石混合体离散元模型,利用大型三维直剪试验研究了块石空间分布对土石混合体的力学特性,得到如下 2 点结论。

(1) 土石混合体的力学特性受内部块石空间分布影响显著。在相同含石量和级配下,不同块石空间分布的土石混合体试样的剪应力 - 剪切位移曲线和法向位移 - 剪切位移曲线均不相同,尤其是在峰后表现出了明显的差异性,且后者开始出现差异性相对于前者滞后。另外,块石的空间分布不仅影响了土石混合体的应力应变关系和强度特性,而且也影响了其剪胀特性。

(2) 土石混合体剪切破坏后形成的剪切带的形态与其内部块石空间分布密切相关。在剪切过程中,受剪切面上块石阻碍的影响,剪切带表现出了明显的“绕石”现象,导致剪切带形态曲折不平;且受这一因素的影响,在相同含石量下,不同块石空间分布的土石混合体试样,剪切破坏后形成的剪切带的形态也均不相同,且差异较大。

参考文献:

[1] 油新华. 土石混合体的随机结构模型及其应用研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2002. (YOU Xin-hua. Stochastic structural model of the earth-rock aggregate and its application[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2001. (in Chinese))

[2] ZHANG Q, XU W Y, ZHANG J C, et al. Deformation and control engineering related to huge landslide on left bank of Xiluodu reservoir, Southwest China[J]. European Journal of Environmental & Civil Engineering, 2013, 17(S1): 249 - 268.

[3] ZHOU J W, WU W Y, YANG X G, et al. The 28 October 1996 landslide and analysis of the stability of the current Huashiban slope at the Liangjiaren Hydropower Station, Southwest China[J]. Engineering Geology, 2010, 114(1): 45 - 56.

[4] 廖秋林, 李 晓, 郝 钊, 等. 土石混合体的研究现状及研究展望[J]. 工程地质学报, 2006, 14(6): 800 - 807. (LIAO Qiu-lin LI Xiao HAO Zhao, et al. Current status and future trends of studies on rock and soil aggregates (RSA)[J]. Journal of Engineering Geology, 2006, 14(6): 800 - 807 (in Chinese))

[5] 孙华飞, 鞠 杨, 王晓斐, 等. 土石混合体变形破坏及细观机理研究的进展[J]. 中国科学 (技术科学), 2014, 44(2): 172 - 181. (SUN Hua-fei, JU Yang, WANG Xiao-fei, et al. Review of the study on deformation, failure and the

- mesomechanisms of rock-soil mixture[J]. *Scientia Sinica Technologica*, 2014, **44**(2): 172 - 181. (in Chinese))
- [6] ZHANG Q, XU W Y, LIU Q Y, et al. Numerical investigations on the mechanical characteristics and failure mechanism of outwash deposits based on random meso-structures using the discrete element method[J]. *Journal of Central South University*, 2017, **24**(12): 2894 - 2905.
- [7] 王 宇, 李 晓, 赫建明, 等. 土石混合体细观特性研究现状及展望[J]. *工程地质学报*, 2014, **22**(1): 112 - 123. (WANG Yu, LI Xiao, HE Jian-ming, et al. Research status and prospect of rock and soil aggregate[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2014, **22**(1): 112 - 123. (in Chinese))
- [8] 李世海, 汪远年. 三维离散元土石混合体随机计算模型及单向加载试验数值模拟[J]. *岩土工程学报*, 2004, **26**(2): 172 - 177. (LI Shi-hai, WANG Yuan-nian. Stochastic model and numerical simulation of uniaxial loading test for rock and soil blending by 3D-DEM[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2004, **26**(2): 172 - 177. (in Chinese))
- [9] 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))
- [10] 徐文杰, 王 识. 基于真实块石形态的土石混合体细观力学三维数值直剪试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2016, **35**(10): 2152 - 2160. (XU Wen-jie, WANG Shi. Meso-mechanics of soil-rock mixture with real shape of rock blocks based on 3D numerical direct shear test[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2016, **35**(10): 2152 - 2160. (in Chinese))
- [11] 马怀发. 全级配大坝混凝土动态性能细观力学分析研究[D]. 北京: 中国水利水电科学研究院, 2005. (MA Huai-fa. Study on dynamic behaviors of fully-graded dam concrete based on meso-mechanics[D]. Beijing: China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2005. (in Chinese))
- [12] ELIÁŠ J. Simulation of railway ballast using crushable polyhedral particles[J]. *Powder Technology*, 2014, **264**: 458 - 465.
- [13] 马 刚, 周 伟, 常晓林, 等. 堆石体三轴剪切试验的三维细观数值模拟[J]. *岩土工程学报*, 2011, **33**(5): 746 - 753. (MA Gang, ZHOU Wei, CHANG Xiao-lin, et al. 3D mesoscopic numerical simulation of triaxial shear tests for rockfill[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2011, **33**(5): 746 - 753. (in Chinese))
- [14] 武 亮, 王 菁, 何修伟. 多面体骨料大体积混凝土三维细观模型生成[J]. *应用力学学报*, 2015, **32**(4): 657 - 663. (WU Liang, WANG Jin, HE Xiu-wei. Generation of 3D mesoscopic model of mass concrete based on polyhedral aggregate[J]. *Chinese Journal of Applied Mechanics*, 2015, **32**(4): 657 - 663. (in Chinese))
- [15] WANG Z M, KWAN A K H, CHAN H C. Mesoscopic study of concrete: I generation of random aggregate structure and finite element mesh[J]. *Computers & Structures*, 1999, **70**(5): 533 - 544.
- [16] Itasca Consulting Group Inc. PFC 5.0 help manual[M]. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc, 2014.
- [17] LINDQUIST E S. The strength and deformation properties of mélange[D]. Berkeley: University of California at Berkeley, 1994.

DOI: 10.11779/CJGE201901007

降雨诱发膨胀土边坡渐进破坏研究

张良以, 陈铁林, 张顶立

(北京交通大学城市地下工程教育部重点实验室, 北京 100044)

摘要: 膨胀变形是膨胀土边坡失稳破坏的重要因素之一, 研究分析降雨诱发膨胀土边坡渐进破坏过程具有重要的实践意义。基于膨胀应变与基质吸力增量的线性关系, 将膨胀性引入非饱和流固耦合模型当中, 建立一种适用于膨胀土工程的非饱和渗流场-应力场-膨胀应变场多场耦合数值计算方法。结合应变软化模型, 分析单次降雨诱发下膨胀土边坡入渗过程以及边坡渐进破坏全过程。结果表明, 非饱和膨胀土边坡在单次降雨诱发后, 坡体发生以坡脚为起始逐渐向坡顶扩展的破坏, 具有明显的时间延后性、多层逐级后退式的特点。膨胀土的膨胀性、强度参数对坡体破坏形式具有显著的影响, 膨胀土边坡破坏既保留了一般黏性土的共性也呈现出干缩湿胀的特殊性。

关键词: 非饱和; 膨胀土; 多场耦合; 渐进破坏; 后退式破坏

中图分类号: TU443

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0070-08

作者简介: 张良以(1990-), 男, 博士研究生, 主要从事土工数值计算等方面的研究工作。E-mail: zhangliangyi@bjtu.edu.cn。

Progressive failure of expansive soil slopes under rainfall

ZHANG Liang-yi, CHEN Tie-lin, ZHANG Ding-li

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

Abstract: The expansive deformation caused by rainfall is one of important factors for the failure of expansive soil slopes. Therefore, it is of great practical significance to analyze the progressive failure process of expansive soil slopes under rainfall. Based on the linear relationship between expansion strain and matrix suction increment, a numerical analysis method for multi-field coupling of unsaturated seepage, stress and expansion strain fields is proposed. Based on the strain-softening model, the infiltration process of an expansive soil slope induced by single rainfall and the complete process of its progressive failure are presented. The results show that the progressive failure of the unsaturated expansive soil slope occurs at the foot of the slope and extends gradually to the top. It has the characteristics of time delay, multistage and retrogression. The expansive and strength parameters of expansive soils have significant influences on the failure form of the slope. The failure of expansive soil slopes retains the commonness of the general cohesive soils and presents the particularity of dry shrinkage and wet expansion.

Key words: unsaturation; expansive soil; multi-field coupling; progressive failure; retrogressive failure

0 引言

随着人类工程活动范围的扩大, 膨胀土问题逐渐发展成为世界性的共同课题。膨胀土是一种随着土体含水率变化而呈现出显著胀缩变形的特殊性黏土, 由膨胀土构成的边坡破坏往往具有明显的时间延后性及多层逐级后退式牵引性等特点^[1-2]。近年来, 数值方法因其可重复性、直观性以及数据易提取等特性, 已被广大学者运用边坡稳定性分析当中。

膨胀土边坡有限元分析方法可以大体归纳为以下3个阶段: 定性分析阶段, 即根据试验或假定预设不同土层不同材料参数以此来分析膨胀土边坡的稳定与变形^[3-4]; 渗流与变形非耦合阶段, 基本思路是先由非饱和渗流分析得到稳态或瞬态渗流场, 然后以此作为

初始状态进行后续边坡分析^[5-6]; 非饱和流固耦合阶段, 即非饱和渗流场与应力场相互耦合, 体现土骨架与非饱和渗流场之间的相互作用, 更加合理有效地反映边坡真实状态^[7-8]。

当前针对膨胀土边坡渐进破坏的研究, 主要强调膨胀土非饱和特性对边坡的影响, 如膨胀土的非饱和强度、非饱和渗流特性等^[3-8], 而对于膨胀土边坡的膨胀特性影响研究较少。其主要原因之一是对于膨胀土边坡破坏机理的不明确。长期以来普遍认为, 膨胀土边坡破坏的主要原因是降雨或地下水位上升引起膨胀

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2017YFC0805400); 北京市自然科学基金项目 (8161001)

收稿日期: 2018-04-10

土强度降低, 故而从各种角度考虑影响膨胀土强度参数的问题^[1, 3-8]。然而, 一般性黏土随着含水率的增加强度也会降低, 一味将膨胀土问题归结为典型的非饱和土问题是否合适? 在相同坡比的情况下, 一般黏性土边坡稳定而膨胀土边坡失稳破坏的原因何在? 这都说明了膨胀土边坡具有一般黏性土边坡所不具备的特殊性, 故而基于一般黏性土发展起来的非饱和土理论并不能完全解释膨胀土的特性。长江科学院基于南水北调工程, 通过现场试验、离心模型试验等多种手段, 强调了膨胀变形对边坡失稳的重要性^[9-11]。因此, 有必要把膨胀土问题当作特殊的非饱和土问题加以区别对待, 重点研究其膨胀特性的影响。

膨胀土边坡渐进破坏过程的研究目前多集中于试验手段^[10-14], 在数值研究方面^[15-17]较为欠缺, 特别是在膨胀土典型的多层逐级后退式牵引性破坏的特征表现上, 难以清晰地反映降雨条件下的膨胀土边坡滑移面渐进扩展过程。原因之一是缺乏合适的膨胀土数值计算方法。相较于一般黏性土, 膨胀土既有应力-应变的弹塑性关系, 又存在含水率-应变的胀缩关系。故而如何将二者的关系有机地结合起来, 是膨胀土数值模型的关键。

当前, 针对膨胀土模型的研究大体可以分为3种: 经验模型、理论模型和实用模型。

经验模型: 基于特定边界条件的膨胀试验成果基础上, 通过统计分析而得出经验公式, 如经典的一维膨胀模型^[18]和三维膨胀模型^[15]等。该类模型因形式简单参数获取容易, 得到广泛的应用^[19]。然而, 其缺乏严谨的数学力学理论基础, 膨胀土诸多影响因素都难以在经验模型中得到体现, 在实际工程应用当中存在一定局限性。

理论模型: 基本思路是将膨胀土的膨胀性引入非饱和和弹塑性本构模型, 如经典的 BExM 模型^[20], 双尺度毛细-弹塑性变形耦合模型^[21]等其他类似模型^[22]。该类模型理论基础严谨, 但涉及参数较多, 且参数测定难度大, 制约了其工程应用和推广。

实用模型: 基于湿度应力场理论^[23], 利用现有商业软件成熟的温-固耦合或二次开发技术, 构建膨胀土实用数值模型^[17, 24]。相较于经验模型与理论模型, 实用模型具备一定的理论基础, 且保留了参数简单易取的特性, 与此同时模型数值化容易, 具有广阔的应用前景。

因此, 本文基于膨胀应变与基质吸力增量的线性关系, 将膨胀性引入到单相流-非饱和-流固耦合模型中, 建立一种适用于膨胀土工程的非饱和和渗流场-应力场-膨胀应变场多场耦合数值计算方法。结合应变软化模型, 对单次降雨诱发非饱和膨胀土边坡渐进破坏过

程进行分析。同时, 针对膨胀性、不同材料强度参数对边坡破坏形式的影响进行了对比研究。

1 理论概述

1.1 基本方程

基于单相流固结理论, 假设孔隙气瞬时排出 ($p_a = 0$), 忽略孔隙气的影响, 仅考虑孔隙水压及基质吸力对孔隙流体的影响。根据 Bishop 有效应力原理, 应力关系可简化为

$$s_{ij} = s'_{ij} + \chi p_w \quad (1)$$

式中, s'_{ij} 为有效应力, s_{ij} 为总应力, p_w 为孔隙水压力, χ 为有效应力参数。为了简化, 采用饱和度替代法^[25], 令 $\chi = s$ 。因此, 单元静力平衡方程可表示为

$$\frac{\partial s'_{ij}}{\partial x_j} + \frac{\partial s p_w}{\partial x_i} + r g = 0 \quad (2)$$

式中, 非饱和土体密度 $r = r_d + n s r_w$, r_d 为土体干密度, r_w 为水的密度, n 为孔隙率, s 为饱和度, g 为重力加速度。

增量应力-应变关系可以为

$$\Delta s'_{ij} = D_{ijkl} \Delta e_{kl} \quad (3)$$

式中, D_{ijkl} 为土体刚度矩阵, 应变增量可由下式计算:

$$\Delta e_{ij} = -\frac{1}{2} \left(\frac{\partial \Delta u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \Delta u_j}{\partial x_i} \right) \quad (4)$$

式中, u_i 为位移矢量。

假设土体抗剪强度满足 Mohr-Coulomb 屈服准则:

$$f_s = (c + s' \tan j) - t \quad (5)$$

式中, s' 为有效主应力, t 为剪切应力, c 为黏聚力, j 为内摩擦角。

考虑土体变形的不可逆性, 引入非关联流动法则进行塑性应力修正, 其塑性势函数为

$$g = s'_1 - s'_3 \frac{1 + \sin f}{1 - \sin f} \quad (6)$$

式中, s'_1 , s'_3 分别为大、小有效主应力, f 为剪胀角。当 $f = j$ 时, 式 (6) 退化为关联流动法则。

1.2 饱和-非饱和和渗流

假设土骨架内的流体渗流服从 Darcy 定律, 表达式如下:

$$q_i = -k_s \frac{K_{ij}}{g_w} \frac{\partial p_w}{\partial x_j} \quad (7)$$

式中 q_i 为孔隙流体的速度矢量; K_{ij} 为饱和渗透系数张量; k_s 为饱和渗透系数的折减系数, 其值范围 0~1 之间, 用于反映非饱和和部分岩土体渗透系数的降低。折减系数 k_s 与饱和度 s 的关系可近似采用如下形式^[26-27]:

$$k_s = \left(\frac{s - s_0}{1 - s_0} \right)^l \quad (8)$$

式中 l 为材料常数, 一般可取 3; s_0 为残余饱和度, 对于饱和度低于 s_0 情况, 可以认为土中水以结合水的形式存在, 不发生流动。

假设土颗粒不可压缩, 根据连续性方程, 孔隙水压、饱和度以及流体流量应满足如下连续性方程:

$$\frac{n}{K_f} \frac{\partial p_w}{\partial t} + \frac{n}{s} \frac{\partial s}{\partial t} = \frac{1}{s} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{\partial e_v}{\partial t} \quad (9)$$

式中 K_f 为流体体积模量, 一般为 2 GPa; Q 为流体体积改变量; e_v 为体应变; t 为时间。

1.3 土水特征曲线

在众多土水特征曲线模型中, VG 模型因参数少且拟合效果好等特点, 得到广泛的应用, 故本文模型选用 VG 模型来表达土体吸力与含水率的关系:

$$q = q_0 + \frac{q_s - q_0}{[1 + (aY)^n]^m} \quad (10)$$

式中 q , q_0 , q_s 依次为含水率、残余含水率和饱和含水率; a , n , m 为拟合参数; Y 为基质吸力 (负孔隙水压)。将饱和度与含水率的关系 $q = ns$ 代入式 (10) 并整理可得

$$Y = A \left[\left(\frac{1 - s_0}{s - s_0} \right)^{\frac{1}{1-B}} - 1 \right]^B \quad (11)$$

令 $m = 1 - 1/n$, 可换算得 $A = 1/a$, $B = 1/n$ 。此外, 吸湿与脱湿过程具有明显的滞后性, 为了简化, 忽略此种性质, 假定吸湿与脱湿过程土水特征函数保持不变。

1.4 膨胀性

关于膨胀土胀缩机理的研究, 目前还没有清晰的理论解释。众多学者从宏观或微观角度提出了多种假说, 如晶格扩张理论、双电层理论、吸力势理论等。其中, 湿度应力场理论^[23]值得借鉴。

一般认为, 膨胀应变与含水率之间存在直接关系, 而式 (11) 可知饱和度与基质吸力存在一一对应关系, 故假设膨胀应变与基质吸力存在如下关系:

$$e_{ij}^s = \frac{\Delta y}{E_{ij}^s} d_{ij} \quad (12)$$

式中 e_{ij}^s 为膨胀应变张量; Δy 为基质吸力增量; d_{ij} 为克罗尼克符号; E_{ij}^s 为相关参数, 反映土骨架的膨胀性能, 故称之为膨胀模量。

将膨胀应变以附加应变的形式加入到总应变当中以更新总应变, 如下式所示:

$$e_{ij} = e_{ij}^s + e_{ij}^s \quad (13)$$

式中, e_{ij} 为总应变张量, e_{ij}^s 为有效应力部分引起的应变张量。将式 (13) 代入式 (9) 即可获得所对应的

多场耦合连续性方程:

$$\frac{n}{K_f} \frac{\partial p_w}{\partial t} + \frac{n}{s} \frac{\partial s}{\partial t} = \frac{1}{s} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{\partial e_v^s}{\partial t} - \frac{\partial e_v^s}{\partial t} \quad (14)$$

至此, 由式 (2)、(3)、(7)、(11)、(12) 及 (14) 组成多场耦合基本控制方程组。

由此可见, 膨胀土的应变是由应力应变与膨胀应变两部分构成, 前者体现了应力状态对膨胀土变形的影响, 后者反映含水率变化产生的影响。同时, 在进行塑性应力修正及塑性应变计算当中, 被修正的应力部分及塑性应变当中包含了因含水率变化而变形的膨胀应变部分的影响, 体现膨胀变形的不可恢复性。

本文模型采用有限差分算法, 基于 C++ 语言实现多场耦合数值计算程序, 程序的简化计算流程如图 1 所示。

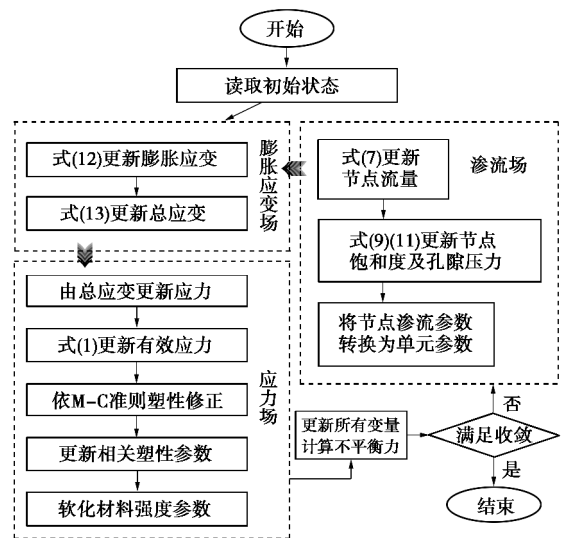


图 1 计算程序简化流程图

Fig. 1 Simplified flowchart of computing program

2 非饱和膨胀土边坡模型

根据相关工程资料, 假设一均质膨胀土边坡, 如图 2 所示, 坡高为 15 m, 坡比为 1:2, 地基厚度 5 m, 坡脚距模型边界 8 m, 坡顶宽 12 m。坡体材料参数为: 初始模量 E 为 10 MPa, 泊松比 ν 为 0.3, 密度 ρ 为 2000 kg/m³, 内摩擦角 φ 为 15°, 黏聚力 c 为 10 kPa, 土水特征曲线参数 A 为 2×10^4 , 土水特征曲线参数 B 为 0.5, 孔隙率 n 为 0.5, 渗透系数 k_s 为 1×10^{-7} cm/s。坡体底部及两侧设置不透水边界, 并限制坡体底部的水平及竖向位移, 坡体两侧边界的水平位移。

根据上文所选参数, 首先进行围压 100 kPa 三轴压缩试验模拟, 分析不同初始饱和度下土体强度, 以验证基质吸力的影响与土水特征曲线的计算。由于模拟土体压缩过程中土体含水率保持不变, 故而无膨胀

变形产生, 排除因膨胀变形导致土体抗剪强度的变化。

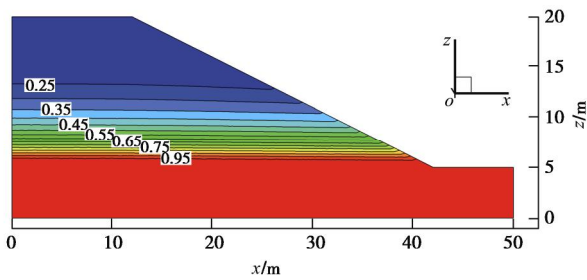


图 2 边坡模型及初始饱和度分布图

Fig. 2 Slope model and distribution of initial saturation

从图 3 可以发现, 程序计算所得的基质吸力散点与式 (11) 计算值 (曲线 V-G 模型) 相符; 此外, 随着饱和度的增加, 基质吸力的减小, 土体的抗剪强度呈非线性软化的特性, 与前人试验所得非饱和土抗剪强度变化规律相符^[28]。

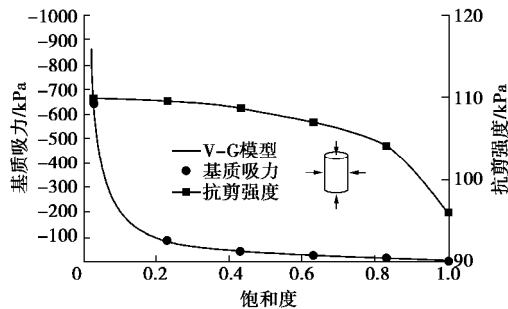


图 3 基质吸力、抗剪强度与饱和度关系图

Fig. 3 Relationship among suction, shear strength and saturation

根据式 (5) 强度准则, 假设抗剪强度参数 c , j 值在土体进入塑性后随塑性应变增加而非线性减小, 满足

$$\left. \begin{aligned} c &= f(g_p)c, \\ j &= f(g_p)j. \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

式中, g_p 为等效塑性应变, $f(g_p)$ 为等效塑性应变相关的分段线性函数, 其形式如图 4 所示。

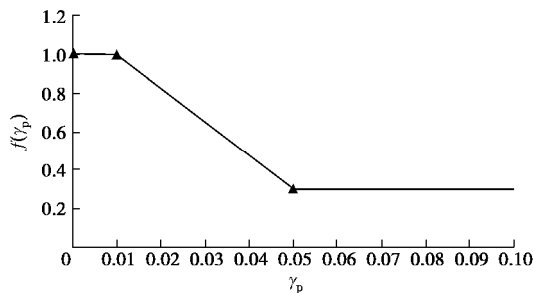


图 4 应变软化模型

Fig. 4 Strain-softening model

数值模拟分为 3 个阶段: ①初始水位位于坡底, 初始孔压依高程线性分布, 坡顶孔压为 -150 kPa, 进

行初始自重平衡。图 2 同时给出了初始状态下边坡饱和度和分布云图。②通过边坡上表面施加流量边界模拟降雨, 降雨强度 5×10^{-7} m/s, 历时 3 d。③去除边坡表面流量边界, 继续计算直至边坡破坏形式无明显变化。

3 计算结果分析

3.1 湿度场分析

首先, 选取膨胀模量为 1 MPa 进行边坡降雨模拟。图 5 为测线位置不同时刻不同埋深节点饱和度分布图。从图中可以发现, 3 d 的降雨过程中, 暂态饱和区由表层土体逐步向深层扩散, 降雨结束时, 表层 1.2 m 土层已处于饱和状态。降雨停止后, 表层土体失去雨水的补给, 在自重作用下水分向下迁移, 表层土体饱和度迅速下降, 湿润锋向更深层土体推进, 5 d 时埋深 1.5 m 处已经受到明显的影响, 饱和度显著上升。从 3, 4, 5 d 曲线峰值 (饱和度达到 1) 可以发现, 降雨停止后, 暂态饱和区随着水分迁移逐渐缩小, 水分分布逐渐均匀化。从 3, 4, 5 d 的影响范围可以得出, 随着水分均匀化, 深度土层固结度的提高, 湿润锋的推进速率呈逐步下降的趋势。所得变化规律符合非饱和降雨入渗规律^[5, 8, 17]。

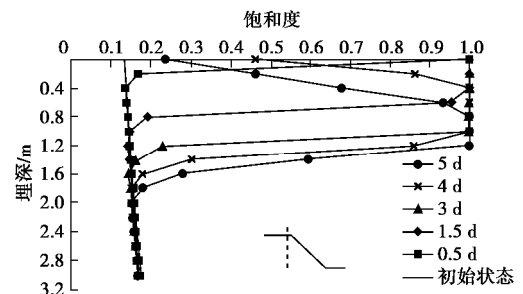


图 5 湿润锋随降雨历时的演化过程

Fig. 5 Evolution process of wetting front

3.2 渐进破坏过程及破坏形式分析

根据图 4 应变软化曲线, 将材料强度降低至残余强度的单元 ($g_p \geq 0.05$) 判定为破坏单元, 并用不同的分组加以区分。图 6 为膨胀模量 0.1 MPa 情况下不同时刻边坡破坏区分布图。

从时间上可以发现, 膨胀土边坡发生破坏的时间并不一定发生在降雨期间 (0~3 d), 其原因是雨水入渗以及膨胀性的发挥均需要一定的时间, 随着湿润区的扩大, 膨胀应力的发挥、土体强度的下降以及土体重度的上升等多因素共同作用下, 随着破坏的累积, 膨胀土边坡呈现出渐进性的破坏特征。

坡脚处由于边坡形态易发生剪应力集中, 并且在坡面与坡底的双重水分补给作用下, 膨胀变形发展迅

速，故而坡脚处极易形成初始剪切带。随着湿润锋向深部迁移，湿润锋交界面上下土体因膨胀变形的不同，易产生剪应力集中，其与坡脚处的剪切带相互贯通，并逐步向坡顶延伸，产生坡体中下部初始滑移面，如图 6 (a)。后方坡体因失去前方土体的支撑，在自重作用下失稳，产生二次滑移。同时，已滑移的土体经由滑移面向其后部土体传递应力，牵引起其后土体加剧了坡体的二次滑移，滑移面出现开叉的现象，如图 6 (b)。随着滑移面的扩展贯通，破坏区的扩大，后方坡体再次发生滑移，滑移面延伸至坡顶，形成最终的破坏形式，如图 6 (c)。降雨引起非饱和膨胀土边坡的破坏呈现出由坡脚起始，向坡顶延伸，多层次，逐级后退式牵引性滑坡特征。

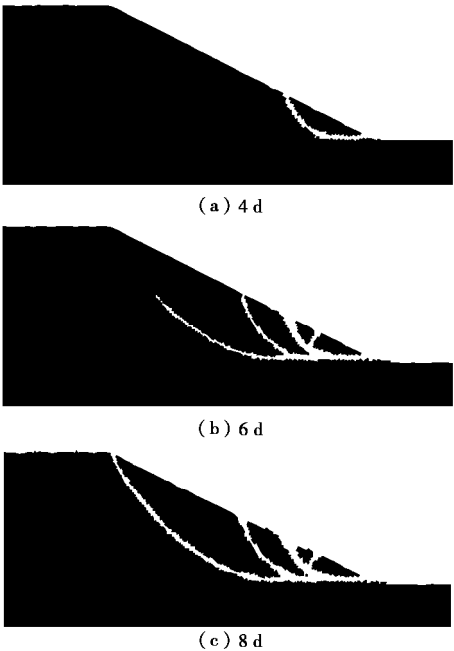


图 6 不同时刻破坏区分布图
Fig. 6 Failure process of slope

3.3 膨胀性影响分析

为了说明膨胀特性对降雨条件下膨胀土边坡的影响，在相同条件下，逐步扩大土体的膨胀性，膨胀模量依次选取 1.0, 0.2, 0.1 MPa 进行模拟分析。图 7 为第3天与第5天测线处不同埋深节点饱和度分布图。图 7 (a) 降雨 3 d 后，随着膨胀性的增大（膨胀模量减小），湿润锋的影响范围明显缩小，由 1.2 m 下降到 0.4 m。这是因为土体吸水膨胀，土体被压密，渗透性下降，抑制了降雨水分的入渗。而图 7 (b) 为雨后 2 d (5 d) 在自重作用下水分迁移。可以发现，湿润锋扩散以及表层土体水分迁移因膨胀性的增大而减小，呈现一定的阻水作用。模拟结果呈现出的膨胀性对土体非饱和渗流的影响，体现了渗流场、应力场及膨胀应变场之间相互作用关系。

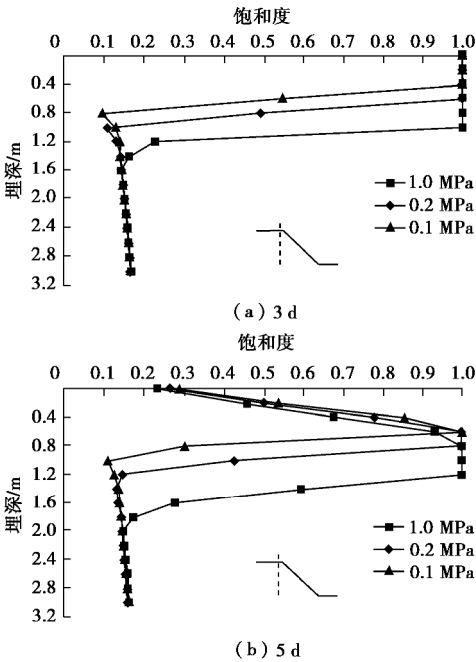


图 7 不同膨胀性土体饱和度分布图
Fig. 7 Distribution of saturation under different expansion characteristics

图 8 为不同膨胀模量下边坡破坏区最终分布图。可以发现，当膨胀性较低（膨胀模量 1 MPa），如图 8 (a) 所示，虽然滑移面产生分叉，形成多个滑块特征，然而其并未于坡面贯通，并且滑移面位置贴合较近，坡体呈现出整体式滑移破坏特征。随着膨胀性的增加，坡体破坏形式逐渐转变多级后退式破坏形式，初始滑移面更靠近坡底，形成局部滑块，如图 8 (b)。当膨胀模型达到 0.1 MPa 时，滑坡破坏具备明显的多级逐级后退式滑坡的特点，由坡脚局部破坏，逐级扩大至坡顶，形成数个滑块。

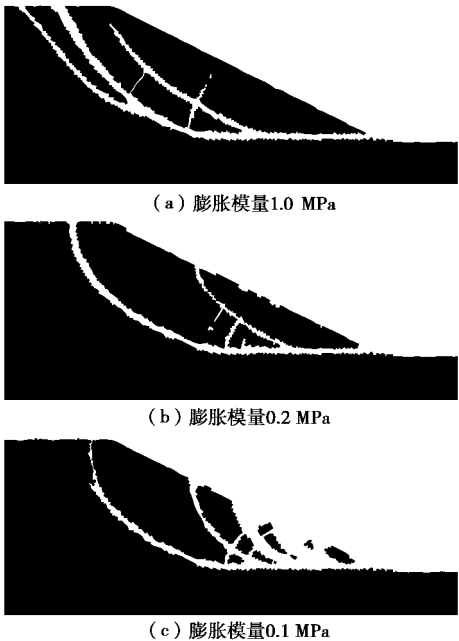


图 8 不同膨胀性条件下边坡破坏特征
Fig. 8 Slope failure under different expansion characteristics

此外, 在相同降雨条件下, 无膨胀性边坡破坏形式与膨胀模量 1 MPa 时结果相近, 这说明当土体膨胀性较低时, 降雨引起的强度衰减对边坡失稳破坏的起主导作用, 呈现出一般黏性土共性特点。而随着膨胀性的提高, 膨胀变形所占比重增加, 边坡破坏形式逐渐呈现出膨胀土典型的破坏特征。

3.4 强度参数影响分析

非饱和膨胀土边坡的破坏不仅由膨胀变形导致, 还与坡体材料的强度参数密切相关。为了说明土体强度对降雨条件下膨胀土边坡的影响, 在相同条件下, 采用单因素分析法, 在表 1 的基础上修改坡体的抗剪强度参数 c 、 j 值, 进行 5 组模拟分析。

图 9 为 5 组不同土体材料强度参数下边坡破坏区分布图。由图 9 (a) ~ (c) 可知, 随着黏聚力的增大, 破坏区的范围变化不明显, 滑移块数量明显减少, 破坏形式由多级后退式滑移转变为整体式滑移。从图 9 (a)、(d)、(e) 可知, 随着内摩擦角的增加, 破坏区范围在缩小, 滑块数量减少, 破坏形式无明显变化。

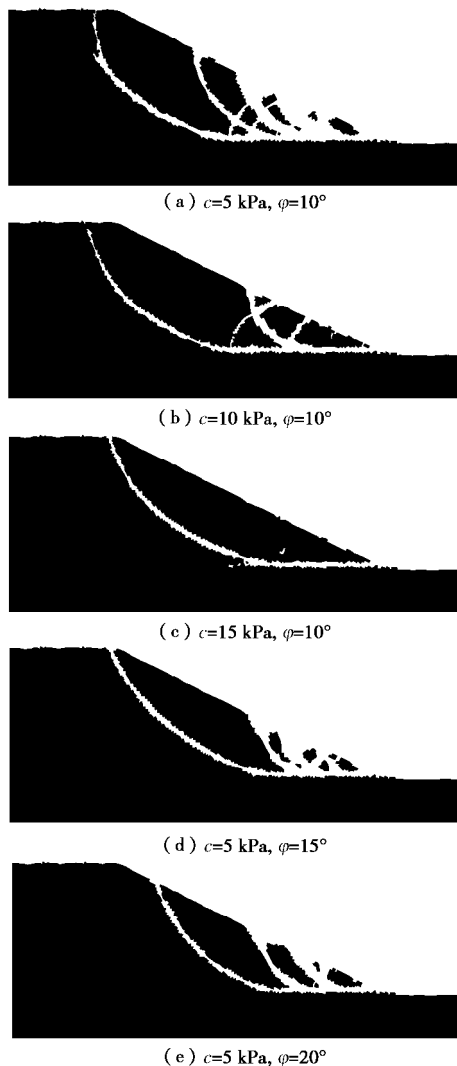


图 9 不同强度参数破坏特征

Fig. 9 Slope failure under different strength parameters

从上述结果可知, 土体强度对降雨诱发膨胀土边坡的破坏有明显的影 响。其中, 摩擦角 j 对坡体局部滑块的数量及大小具有显著的影响, 并控制着坡体破坏范围, 而黏聚力 c 影响着坡体的破坏形式。

4 结 语

本文以单相固结理论为基础, 基于膨胀应变与基质吸力改变量之间的关系假定, 提出一种能够有效反映膨胀土干缩湿胀特性的膨胀应变场-渗流场-应力场多场耦合数值计算方法。结合应变软化模型, 有效地模拟因单次降雨诱发非饱和膨胀土边坡破坏的全过程, 清晰呈现出坡体多层逐级后退式牵引性滑坡特征。计算结果表明, 坡体的破坏形式与膨胀土的膨胀性、强度参数存在密切的关系。

此外, 膨胀土边坡破坏并不一定发生在降雨期, 在雨后一段时间, 边坡依旧可能因为水分迁移分布而逐渐发生滑动失稳破坏。膨胀土边坡破坏既保留了一般黏性土的共性也呈现出干缩湿胀的特殊性, 在二者共同影响下, 形成了膨胀土边坡特有的工程特性。故而在后续的工程分析当中应该充分考虑膨胀性的影响。

参考文献:

- [1] KOHV M, TALVISTE P, HANG T, et al. Retrogressive slope failure in glaciolacustrine clays: Sauga landslide, western Estonia[J]. *Geomorphology*, 2010, **124**(3/4): 229 - 237.
- [2] 康卫东, 杨小荟, 张俊义, 等. 安康罗家梁膨胀土滑坡特征与成因分析[J]. *西北大学学报(自然科学版)*, 2007(1): 91 - 94. (KAN Wei-dong, YANG Xiao-hui, ZHANG Jun-yi, et al. Landslip characteristic and its genesis of expansive soil in LuoJialiang, Ankang Area[J]. *Journal of Northwest University (Nature Science Edition)*, 2007(1): 38 - 40. (in Chinese))
- [3] 卫 军, 谢海洋, 李小对, 等. 基于非饱和土理论的膨胀土边坡稳定性分析[J]. *华中科技大学学报(自然科学版)*, 2004, **32**(4): 38 - 40. (WEI Jun, XIE Hai-yang, LI Xiao-dui, et al. Analysis of the stability of the expansive soils slope based on unsaturated soil theory[J]. *J Huazhong Univ Sci & Tech(Nature Science Edition)*, 2004, **32**(4): 38 - 40. (in Chinese))
- [4] 刘义高, 周玉峰, 郑健龙. 增湿条件下膨胀土路堑边坡稳定性数值分析[J]. *岩土工程学报*, 2007, **29**(12):1870 - 1875. (LIU Yi-gao, ZHOU Yu-feng, ZHENG Jian-long. Numerical analysis of cutting slope stability in expansive soils considering water-increased state[J]. *Chinese Journal of*

- Geotechnical Engineering, 2007, **29**(12): 1870 - 1875. (in Chinese))
- [5] 王一兆, 隋耀华. 降雨入渗对边坡浅层稳定性的影响[J]. 长江科学院院报, 2017, **34**(4): 122 - 125. (WANG Yi-zhao, SUI Yao-hua. Influence of rainfall infiltration on slope stability at shallow layer[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2007, **34**(4): 122 - 125. (in Chinese))
- [6] 谢瑾荣, 周翠英, 程 晔. 降雨条件下软岩边坡渗流-软化分析方法及其灾变机制[J]. 岩土力学, 2014, **35**(1): 197 - 203. (XIE Jin-rong, ZHOU Cui-ying, CHENG Ye. Method of seepage-softening analysis and disaster mechanism in soft rock slope under rainfall[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(1): 197 - 203. (in Chinese))
- [7] 徐 晗, 饶锡保, 汪明元. 降雨条件下膨胀岩边坡失稳数值模拟研究[J]. 长江科学院院报, 2009, **26**(11): 52 - 57. (XU Han, RAO Xi-bao, WANG Ming-yuan. Numerical simulation on failure mechanism of expansive rock slope under rainfall[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2009, **26**(11): 52 - 57. (in Chinese))
- [8] QI S, VANAPALLI S K. Hydro-mechanical coupling effect on surficial layer stability of unsaturated expansive soil slopes[J]. Computers & Geotechnics, 2015, **70**: 68 - 82.
- [9] 龚壁卫, 程展林, 郭熙灵, 等. 南水北调中线膨胀土工程问题研究与进展[J]. 长江科学院院报, 2011, **28**(10): 134 - 140. (GONG Bi-wei, CHENG Zhan-lin, GUO Xi-ling, et al. Research progress on the stability of expansive soil slope in the middle route of south-to-north water diversion project[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2011, **28**(10): 134 - 140. (in Chinese))
- [10] 程展林, 李青云, 郭熙灵, 等. 膨胀土边坡稳定性研究[J]. 长江科学院院报, 2011, **28**(10): 102 - 111. (CHENG Zhan-lin, LI Qing-yun, GUO Xi-ling, et al. Study on the stability of expansive soil slope[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2011, **28**(10): 102 - 111. (in Chinese))
- [11] 程永辉, 程展林, 张元斌. 降雨条件下膨胀土边坡失稳机理的离心模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(增刊1): 416 - 421. (CHENG Yong-hui, CHENG Zhan-lin, ZHANG Yuan-bin. Centrifugal model tests on expansive soil slope under rainfall[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(S1): 416 - 421. (in Chinese))
- [12] REGMI R K, JUNG K, NAKAGAWA H, et al. Study on mechanism of retrogressive slope failure using artificial rainfall[J]. Catena, 2014, **122**(12): 27 - 41.
- [13] 詹良通, 吴宏伟, 包承纲, 等. 降雨入渗条件下非饱和膨胀土边坡原位监测[J]. 岩土力学, 2003, **24**(2): 151 - 158. (ZHAN Liang-tong, NG W C, BAO Cheng-gang, et al. Artificial rainfall infiltration tests on a well-instrumented unsaturated expansive soil slope[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, **24**(2): 151 - 158. (in Chinese))
- [14] KHAN M S, HOSSAIN S, AHMED A, et al. Investigation of a shallow slope failure on expansive clay in Texas[J]. Engineering Geology, 2016, **219**: 118 - 129.
- [15] 黄 斌, 程展林, 徐 晗. 膨胀土膨胀模型及边坡工程应用研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(12): 3550 - 3555. (HUANG Bin, CHEN Zhan-lin, XU Han. Expansion model of expansive soil and its application to slope engineering[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(12): 3550 - 3555. (in Chinese))
- [16] WANG B, VARDON P, HICKS M. Preliminary analysis of rainfall-induced slope failures using the material point method[C]// Proceeding of the 12th International Symposium on Land Slides. Naples, 2016.
- [17] 丁金华, 陈仁朋, 童 军, 等. 基于多场耦合数值分析的膨胀土边坡浅层膨胀变形破坏机制研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(增刊1): 159-168. (DING Jin-hua, CHEN Ren-peng, TONG Jun, et al. Research on failure mechanism of shallow instability of expansive soil slope based on multifield coupling numerical analysis[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(S1): 159 - 168. (in Chinese))
- [18] HUDER J, AMBERG G. Quellung in mergel, opalinuston und anhydrit[J]. Schweizerische Bauzeitung, 1970, **88**(43): 975 - 980. (HUDER J, AMBERG G. Swelling in menl, opalinus clay and anhydrite[J]. Schweizerische Bauzeitung, 1970, **88**(43): 975 - 980. (in German))
- [19] 左清军, 陈 可, 谈云志, 等. 基于时间效应的富水泥质板岩隧道围岩膨胀本构模型研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(5): 1357 - 1364. (ZUO Qing-jun, CHEN Ke, TAN Yun-zhi, et al. A time-dependent constitutive model of the water-rich argillaceous slate surrounding a tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(5): 1357 - 1364. (in Chinese))
- [20] ALONSO E E, VAUNAT J, GENS A. Modelling the mechanical behaviour of expansive clays[J]. Engineering Geology, 1999, **54**(1/2): 173 - 183.
- [21] 李 舰, 赵成刚, 黄启迪. 膨胀性非饱和土的双尺度毛细-弹塑性变形耦合模型[J]. 岩土工程学报, 2012, **33**(11): 2127 - 2133. (LI Jian, ZHAO Cheng-gang, HUANG Qi-di.

- Constitutive modeling with double-scale pore structure for coupling of capillary hysteresis and stress-strain behaviours in unsaturated expansive soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **33**(11): 2127 - 2133. (in Chinese))
- [22] 李吴刚, 杨庆, 刘文化, 等. 基于 SFG 模型的非饱和膨胀土本构模型研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(8): 1449 - 1453. (LI Wu-gang, YANG Qing, LIU Wen-hua, et al. Constitutive model for unsaturated expansive clays based on SFG model[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(8): 1449 - 1453. (in Chinese))
- [23] 缪协兴, 杨成永, 陈至达. 膨胀岩体中的湿度应力场理论[J]. 岩土力学, 1993, **14**(4): 49 - 55. (MIAO Xie-xing, YANG Cheng-yong, CHEN Zhi-da. Humidity stress field theory in swelling rock mass[J]. Rock and Soil Mechanics, 1993, **14**(4): 49 - 55. (in Chinese))
- [24] 王凯, 刁心宏. 膨胀岩湿度应力场本构模型二次开发研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(增刊 2): 3781 - 3792. (WANG Kai, DIAO Xin-hong. Secondary development study of swelling rock humidity stress field constitutive model[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(S2): 3781 - 3792. (in Chinese))
- [25] 路德春, 杜修力, 许成顺. 有效应力原理解析[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 1): 146 - 151. (LU De-chun, DU Xiu-li, XU Cheng-shun. Analytical solutions to principle of effective stress[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S1): 146 - 151. (in Chinese))
- [26] SINGH R, FRANZINI J B. Unsteady flow in unsaturated soils from a cylindrical source of finite radius[J]. Journal of Geophysical Research, 1967, **72**(4): 1207 - 1215.
- [27] CHANG C S. Analysis of consolidation of earth and rockfill dams[D]. Berkeley: University of California, 1976.
- [28] VANAPALLI S K, FREDLUND D G, PUFAHL D E, et al. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1996, **33**(3): 379 - 392.

《岩土工程学报》征订启事

《岩土工程学报》创办于 1979 年, 是我国水利、土木、力学、建筑、水电、振动等六个全国性学会联合主办的学术性科技期刊。由南京水利科学研究院承办, 国内外公开发行。主要刊登土力学、岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学研究和工程实践成果等。报道新理论、新技术、新仪器、新材料的研究和应用。欢迎国家自然科学基金项目及其他重要项目的研究成果向本刊投稿, 倡导和鼓励有实践经验的作者撰稿, 并优先刊用这些稿件。主要栏目有黄文熙讲座、综述、论文、短文、工程实录、焦点论坛、讨论和简讯等。

本刊被《中文核心期刊要目总览》连续多年确认为核心期刊, 并在建筑类核心期刊中位于前列; 本刊被科技部“中国科技论文统计源期刊”(中国科技核心期刊)及“中国科技论文与引文数据库”收录; 本刊被中国科学院“中国科学引文数据库”收录; 本刊被“中国知网”全文收录及“中国学术期刊综合评价数据库”收录; 本刊被“工程索引 Ei Compendex 数据

库”和“日本科学技术振兴机构数据库 JST”等国际数据库收录。本刊网址(www.cgejournal.com)全文发布本刊所有刊载文章。

本刊读者对象为土木建筑、水利电力、交通运输、矿山冶金、工程地质等领域中从事岩土工程及相关专业的科研人员、设计人员、施工人员、监理人员和大专院校师生。

本刊为月刊, A4 开, 双栏排版, 192 页, 每月中旬出版, 每期定价 40 元, 全年定价 480 元。

本刊国际标准刊号 ISSN 1000 - 4548, 国内统一刊号 CN 32 - 1124/TU, 国内发行代号 28 - 62, 国外发行代号 MO 0520。欢迎广大读者在全国各地邮局订购, 也可在编辑部订购(不另收邮费)。编辑部订购地址: 南京虎踞关 34 号《岩土工程学报》编辑部; 邮编: 210024; 联系电话: 025-85829534, 85829543, 85829553, 85829556; 传真: 025-85829555; E-mail: ge@nhri.cn。

(本刊编辑部)

DOI: 10.11779/CJGE201901008

密砂中圆形锚上拔承载力尺寸效应分析

陈 榕¹, 符胜男², 郝冬雪^{*1}, 史旦达³

(1. 东北电力大学建筑工程学院, 吉林 吉林 132012; 2. 中国电力工程顾问集团东北电力设计研究院有限公司, 吉林 长春 130021;

3. 上海海事大学海洋科学与工程学院, 上海 201306)

摘 要: 通过模型试验和有限单元法分析了密砂中圆形锚板上拔承载力的尺寸效应问题。分别对直径为 20, 50, 400 mm 的锚板在埋深比为 2~6 时进行拉拔试验, 获得上拔力和位移关系曲线及极限上拔力。基于不同埋深比时板径与上拔承载力系数关系曲线, 可发现: 相同埋深比时, 随着锚板直径增加, 上拔承载力系数逐渐减小; 且随着埋深比增加, 此现象愈明显。考虑密砂强度随应变发展而出现的软化现象, 对理想弹塑性 Mohr-Coulomb 模型进行改进, 基于改进的模型对上述 12 个拉拔试验进行有限元数值模拟, 同时与理想弹塑性模型模拟结果进行比较。结果表明: 理想弹塑性模型严重高估锚板上拔承载力, 而考虑土体软化的模型能够模拟锚板上拔过程中破坏面上土体强度逐渐发挥的过程, 计算得到的极限承载力与试验结果吻合较好。尺寸效应产生的原因一方面由于应力水平对土体强度的影响, 另一方面由渐进破坏引起; 埋深比越大, 随着锚板直径增加, 周围土体依次进入破坏的过程愈加明显。

关键词: 圆形锚板; 上拔承载力; 尺寸效应; 破坏模式; 渐进破坏

中图分类号: TU441.4

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0078-08

作者简介: 陈 榕(1979-), 男, 辽宁沈阳人, 博士, 副教授, 主要从事输电线路基础承载特性及软土地基处理研究工作。E-mail: lg1316cih@126.com。

Scale effects of uplift capacity of circular anchors in dense sand

CHEN Rong¹, FU Sheng-nan², HAO Dong-xue¹, SHI Dan-da³

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Northeast Electric Power University, Jilin 132012, China; 2. Northeast Electric Power

Design Institute Co., Ltd. of China Power Engineering Consulting, Changchun 130021, China; 3. College of Ocean Science and

Engineering, Shanghai Maritime University, Shanghai 201306, China)

Abstract: The scale effects of uplift capacity of circular anchors in dense sand are studied by means of the model tests and finite element method. The pullout tests on the circular anchors with the diameters of 20, 50 and 400 mm as well as the embedment ratios of 2~6 are carried out, where the curves of uplift resistance and displacement and ultimate uplift capacity are obtained. It is seen from the test results that the breakout factor decreases with the increase in anchor diameter under the same embedment ratio, and the phenomenon is more obvious with larger embedment ratio. Numerical analysis for the pullout tests is performed based on the modified Mohr-Coulomb model which can reflect the strain softening of dense sand, and the results are compared with those based on the elastic-perfectly plastic Mohr-Coulomb model. It is shown that the numerical results based on elastic-perfectly plastic model overestimate the uplift capacity of anchors remarkably, while the simulations based on the modified Mohr-Coulomb model can reveal the process of mobilizing soil strength to the peak value, and thus the numerical results agree well with the test ones. The reasons causing the scale effects are the soil strength dependent on stress level and the progressive failure during pullout. The process that the soils surrounding the anchors reach failure step by step becomes more and more obvious with the increase of anchor diameter when the embedment ratio is relatively large.

Key words: circular anchor plate; uplift capacity; scale effect; failure mode; progressive failure

0 引 言

由于锚板基础具有较强的抗拔能力, 在陆上和近海工程中得到了广泛的应用。对其上拔承载力的研究通常采用模型及现场试验^[1-9]、极限平衡分析^[1, 10-11]、极限分析及有限元等数值方法^[6-9, 12-17]。基于理想弹塑

性模型的理论及数值分析结果表明, 砂土中锚板上拔承载力只与砂土内摩擦角、剪胀角和埋深比有关。然

基金项目: 国家自然科学基金项目(51308095, 51409045, 41772273);

吉林省科技厅优秀青年人才基金项目(20170520105JH)

收稿日期: 2018-01-07

*通讯作者(E-mail: haodongxue2005@126.com)

而, 一些缩比尺模型试验及离心机试验^[6-9]观察到了尺寸效应, 即上拔承载力系数 N_γ ($N_\gamma = Q/gAH$, Q 为上拔承载力, g 为砂土的有效重度, A 为锚板面积, H 为锚板埋深) 随着锚直径或宽度的增加而减小。Dickin^[6]对比了密砂中 50 mm 宽锚板的离心机试验和常规试验结果, 发现随着埋深比增加, 尺寸效应更明显, 且方形锚的尺寸效应较条形锚板显著, 但没有对这一现象进行解释。

尽管已发现了锚板的上拔尺寸效应问题, 但对其解释和数值模拟的研究较少, 且数值模拟由于土体大变形的限制, 能够计算的埋深比也很小。Sakai^[7]使用引入剪切带厚度的非关联应变硬化-软化弹塑性本构模型对密砂中圆形锚板上拔承载特性进行模拟, 并与试验结果进行对比, 重点研究了尺寸效应。其中锚板直径为 3, 5, 10, 20 cm, 埋深比为 1, 2, 3, 结果表明, $H/D=3$ 时尺寸效应显著; 尺寸效应是由剪切带发展产生的渐进破坏引起。

Khatri^等^[17]基于线性规划和下限原理有限元分析了条形锚板上拔承载特性, 通过考虑峰值内摩擦角随平均主应力变化, 考察条形锚板宽度对上拔力的影响。分析结果能够模拟尺寸效应问题, 但由于采用的相关联流动法则, 可能会削弱尺寸效应的影响。

针对尺寸效应问题, 本文对密砂中不同直径的圆形锚板进行拉拔模型试验, 分析锚板直径对上拔承载力的影响。同时, 以 ABAQUS 通用有限元软件为平台, 考虑密实砂土应变软化的特性, 对理想弹塑性 Mohr-Coulomb 本构模型进行改进, 编写了用户子程序。基于改进的 Mohr-Coulomb 本构模型, 同时考虑土体强度受围压影响, 对密砂中圆形锚板上拔特性进行模拟, 以此揭示砂土渐进破坏过程, 并阐述产生上拔尺寸效应的原因。与试验结果对比表明, 考虑了土体应变软化的本构模型能较好地反映实际情况。

1 拉拔模型试验

1.1 试验方案

为分析锚板尺寸效应, 对不同直径的圆形锚在不同埋深比时进行拉拔试验, 试验方案见表 1。直径为 20, 50 mm 的锚板拉拔试验在 1g 下进行, 直径为 400 mm 的锚板试验是由 20 mm 直径的模型锚在 20g 加速度的鼓式离心机内进行。模型锚由铝制成, 锚板厚度与直径之比为 0.1; 50 mm 直径锚的锚杆与锚片直径之比为 0.2, 20 mm 直径锚的比值为 0.235。

1.2 砂土特性及制样

试验所用砂土为石英砂, 砂土的物理特性指标见表 2。进行 3 种围压下相对密实度为 100% 的砂土的三

轴排水试验, 所得偏应力 - 轴向应变关系曲线如图 1 所示。采用砂雨法制备相对密实度为 100% 的土样。模型槽由 38 mm 厚不锈钢板制作, 内部长宽高为 650 mm×390 mm×325 mm。锚板距槽底至少 20 mm, 当铺砂至埋置深度时, 轻轻将锚板放置在砂层表面, 并采用拉线定位以保证锚杆垂直度, 之后继续洒砂至地面高度以上, 最后由吸尘装置将砂面刮平。制样后通过测量砂样重量和体积, 计算实际制样的密实程度, 对所有模型制样的结果显示砂样的相对密实度在 95%~100% 变化, 制样效果较好。采用电动作动器进行位移加载, 位移加载速率为 0.3 mm/s。作动器上固定连接杆, 依次连接荷载传感器及与圆形锚连接的钩子。通过数据采集软件实现作动器控制和数据传输。

表 1 试验方案及极限上拔力

Table 1 Test programs and ultimate uplift capacities							
D /mm	H/D	试验	Q_u				数值 u_f /mm
			数值/N		误差/%		
			MC	MMC	MC	MMC	MMC
20	2	1.66	2.19	1.52	31.9	-8.4	0.76
	3	3.90	5.56	3.65	42.6	-6.3	0.81
	4	7.52	11.68	7.12	55.3	-5.3	1.10
	6	21.56	30.16	20.31	39.9	-5.8	1.74
50	2	18.64	31.57	20.52	69.4	10.1	1.25
	3	47.34	76.35	50.57	61.3	6.82	1.57
	4	102.71	157.80	102.06	53.6	-0.63	2.45
	6	273.71	464.50	278.26	69.7	-1.66	7.79
400	2	10055.1	12667.1	9212.0	26.0	-8.38	8.80
	3	22728.4	30175.4	22561.9	32.8	-0.73	12.90
	4	44150.5	62105.2	43607.8	40.7	-1.23	23.00
	6	109865.0	185263.1	106713.1	68.6	-2.87	80.40

表 2 砂土物理特性指标

Table 2 Physical properties of sand				
平均粒径	不均匀系数	曲率系数	ρ_{\max}	ρ_{\min}
d_{50}/mm	C_u	C_c	$/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	$/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$
0.25	1.87	0.938	1.75	1.56

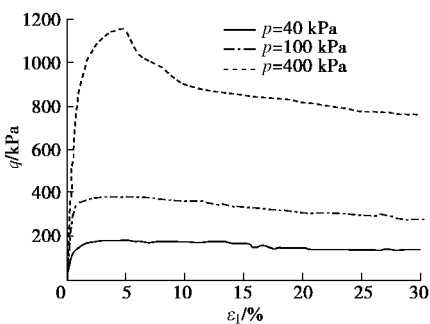


图 1 偏应力 - 轴应变关系曲线

Fig. 1 Deviatoric stress-axial strain relationship

1.3 试验结果

拉拔试验测得了荷载 - 位移关系曲线, 为与数值结果比较, 将其绘制在图 2 中。对于 $D=400$ mm, $H/D=6$ 的锚板, 荷载位移曲线在趋近水平时开始出现波动, 但在峰值出现的附近波动较小, 故取最大值作为极限

上拔力；对于其它拉拔试验的荷载位移曲线，在峰值或水平段出现前基本是平滑的；试验获得的极限上拔力列于表1。将不同埋深比 H/D 时锚板直径 D 和上拔承载力系数 N_y 关系绘于图3。由图3可见，相同埋深比的锚板上拔承载力系数不同，存在着尺寸效应。随着锚板直径增加，上拔承载力系数减小，且减小速率逐渐放缓；这种尺寸效应随着埋深比的增加更明显。埋深比为6时， $D=400$ ，50 mm 的上拔承载力系数较 $D=20$ mm 时分别减小 31.1% 和 18.7%。

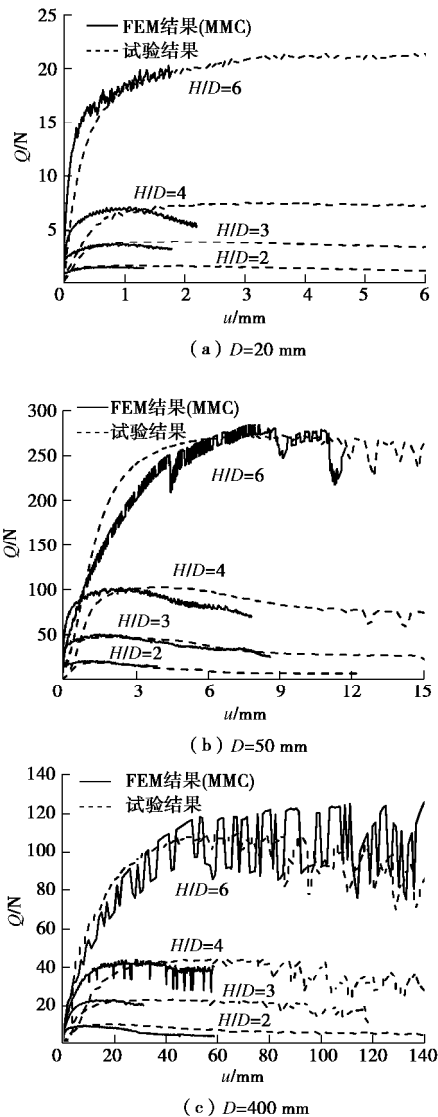


图2 不同直径圆形锚的荷载-位移关系曲线

Fig. 2 Uplift resistance-displacement curves of circular anchors with various diameters

2 有限元模型

为探讨尺寸效应产生的原因，建立上述12个拉拔试验的有限元模型，模拟锚板上拔过程中土体破坏过程并确定极限承载力。土体本构模型分别采用理想弹塑性 Mohr-Coulomb 本构模型 (MC 模型) 及考虑土

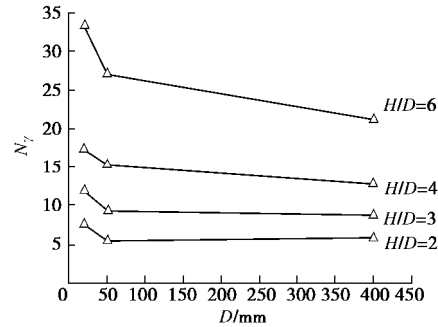


图3 不同埋深比 H/D 时板径 D 与上拔承载力系数 N_y 关系

Fig. 3 Relationship between anchor diameter D and breakout factor N_y under various embedment ratios for H/D

体应变软化特性改进的 Mohr-Coulomb 本构模型 (以下简称 MMC 模型)。

2.1 MMC 本构模型

对于密实砂土，在排水条件下，通常表现为应变软化现象。随着偏应力的施加，土体的强度逐渐被激发，内摩擦角的发挥值逐渐增大，在某一应变时达到峰值内摩擦角 j_p ，剪胀角 y 由初始的零度发挥到最大值 y_p ；随着应变继续增大，土体出现应变软化，内摩擦角和剪胀角由峰值逐渐减小，最终在较大应变时内摩擦角降至临界状态内摩擦角 j_{cr} ，剪胀角降为0。实际上内摩擦角和剪胀角随着应变增加呈非线性变化，但为简化，将其变化过程描述为3个线性阶段，如图4所示，其中横坐标表示等效塑性应变 e_d ， j_p 及 y_p 对应的等效塑性应变记为 e_d^p ，土体达到临界状态对应的等效塑性应变为 e_d^r 。 j_0 为 $e_d=0$ 时对应的内摩擦角，为简化，将 j_0 与临界状态内摩擦角 j_{cr} 取相同值。根据试验用砂的三轴试验结果，临界状态内摩擦角 j_{cr} 取为 31° 。

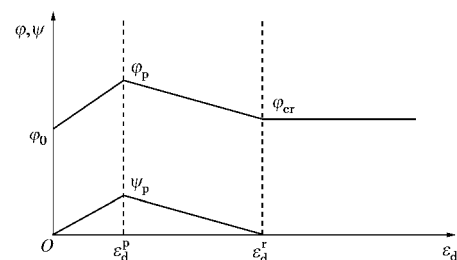


图4 改进的莫尔库仑模型示意图

Fig. 4 Diagrammatic sketch of modified Mohr-Coulomb model

砂土峰值内摩擦角和剪胀角与土体密实程度和围压有关^[18-20]。许多研究者^[6, 21-22]发现 $\lg s_3$ 和 j_p 存在线性关系。根据图1所示3种围压下的三轴试验结果，估算试验用砂在相对密度为100%时的峰值内摩擦角和围压的关系如下：

$$j_p = 40.9 - 7.8 \lg(s_3 / p_a) \quad (1)$$

式中， s_3 为围压 (kPa)， p_a 为大气压，取 101 kPa。

对不同埋深锚板的模拟, 土体峰值内摩擦角按照式 (1) 确定, 其中 s_3 按锚板埋深处土体自重计算; 峰值内摩擦角 j_p 由 Bolton 建议的公式^[21]

$$j_p = j_{cr} + 0.8y_p \tag{2}$$

计算确定。不同试验模型所用参数列于表 3。

忽略剪切过程中的弹性变形, 根据轴向应变 - 偏应力关系曲线, $p_0 \leq 100$ kPa 时, 等效塑性应变 e_d^p 在 2%~3%, e_d^r 约为 20%。由于模型试验的初始应力较低, 在数值模拟时峰值 e_d^p 取为 2%。

根据三轴试验结果, 土体模量 E_{50} 与围压 s_3 的拟合关系如下:

$$E_{50} = 658p_a (s_3 / p_a)^{0.469} \tag{3}$$

在数值计算中, 土体弹性模量按照式 (3) 进行取值, 列于表 3。泊松比 μ 取为 0.3, 初始侧压力系数 K_0 按 Jaky 建议公式^[23]计算, 即 $K_0 = 1 - \sin j_{cr}$ 。

表 3 本构模型参数

Table 3 Strength parameters for various constitutive models					
D /mm	H/D	s_3 /kPa	E_{50} /MPa	j_p /($^\circ$)	y_p /($^\circ$)
20	2	0.70	6.5	58	33
	3	1.05	7.8	56	31
	4	1.40	8.9	55	30
	6	2.10	10.8	54	28
50	2	1.75	9.9	55	30
	3	2.63	12.0	53	27
	4	3.50	13.7	52	26
	6	5.25	16.6	51	25
400	2	14	26.3	47	20
	3	21	31.8	46	18
	4	28	36.4	45	17
	6	42	44.0	44	16

2.2 计算模型

对于锚板上拔模拟, 考虑到结构与地基耦合体系几何形状与加载条件关于锚杆中轴线对称, 建立锚-土耦合体系的轴对称模型, 采用动态分析模块进行准静态分析。计算域在板底至下边界取 $5D$, 水平向取 $11D$ ^[12]。模型底面边界约束竖向和水平向位移; 侧面土体边界和对称面土体边界上约束水平位移; 由于锚为铝制作, 上拔过程中变形可忽略, 因此有限元模型中将锚设为刚体, 在锚顶部设置参考点, 约束参考点的水平向位移和轴向转动, 如图 5。锚土之间的接触采用摩擦接触, 根据 Rowe 等^[12], 水平锚与砂土的摩擦系数对上拔荷载 - 位移曲线和极限承载力影响可忽略, 本文接触面间摩擦系数取值为 0.3。由于锚板较薄, 锚板周围土体网格在有限的上拔位移时可能出现过大变形, 往往产生严重的畸变问题, 导致有限元计算的收敛性较差。因此, 在数值分析中, 考虑埋深比 H/D 为 6 的锚板上拔所需的位移较大而使网格产生过大的变形, 故对于 $H/D=6$ 的模型, 采用 ALE 自适应网格法 (arbitrary Lagrangian Eulerian adaptive meshing),

使网格在整个分析过程中保持一种比较好的状态, 不出现过大的扭曲与变形。网格采用规则划分, 如图 5, 锚板附近网格加密, 最小网格宽度 ΔB 在板边缘处, $\Delta B/D$ 为 0.00625。在锚板周围一定区域内网格采用 ALE 方法, 每 2 个增量步重新划分一次网格, 网格扫描技术采用体积算法与等位算法结合, 每一个重划网格过程进行 2 次扫描, 曲率较大的曲线边界网格密度设置为 5, 其它参数设置为默认值; 变量转换采用二阶算法。网格单元采用轴对称 4 节点减缩积分单元 CAX4R。

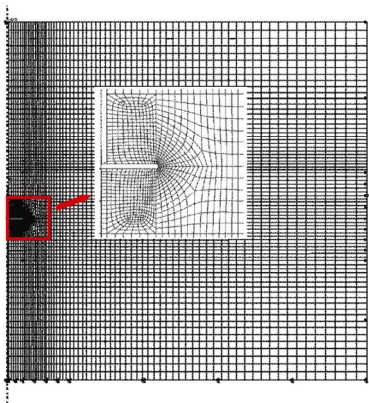


图 5 有限元计算模型

Fig. 5 Finite element model used in analyses

对于准静态问题的模拟, 应综合考虑惯性力的影响和计算时间, 合理地设置加载时间。以 $D=20$ mm, $H/D=6$ 的圆形锚模型为例, 通过设置不同加载速率和网格密度进行比较, 确定合理的加载时间和网格密度, 其中土体采用 MMC 模型。设置 $v=0.5D$ (100 s), $0.5D$ (150 s) 两种加载速率, 计算结果如图 6。由图可见, 两个加载速率所得的荷载位移曲线基本相同, 因此, 在其它所有模型中均采用 $0.5D$ (100 s) 的加载速率。

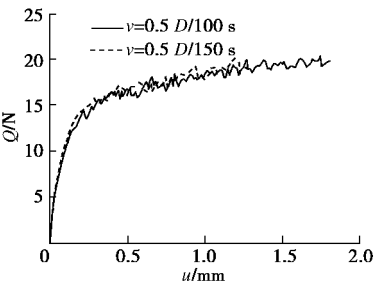


图 6 不同加载速率时荷载 - 位移关系曲线 ($D=20$ mm, $H/D=6$)

Fig. 6 Uplift resistance-displacement curves for different loading velocities ($D=20$ mm, $H/D=6$)

3 数值结果分析

3.1 与试验结果对比

为与试验结果进行对比, 将基于 MMC 模型计算

获得的上拔荷载-位移关系曲线与试验结果绘于同一图中,如图2所示。对于埋深比为6的情况,数值计算获得的荷载-位移曲线在接近水平段时出现较大波动, Q_u 按波动曲线的中心线取值。基于MC和MMC模型计算的极限上拔力 Q_u 及误差同时列于表1。采用理想弹塑性Mohr-Coulomb模型对 Q_u 的预测均比试验结果高,可高达70%,基本上,埋深比越大,预测结果高估量越大。而采用改进的Mohr-Coulomb模型, $H/D=6$ 时,数值模拟获得的曲线与试验曲线吻合很好, $H/D \leq 4$ 时,数值曲线在荷载峰值之前较试验曲线刚度稍大,但两者的荷载峰值比较接近, Q_u 的预测结果误差范围在 $\pm 10\%$ 。这表明,考虑土体强度随围压变化并采用土体软化的本构模型能很好地模拟实际情况。

由图2可见,随着埋深比增加,达到峰值上拔力所需的位移越大。对于 $H/D \leq 4$ 的情况,在位移加载范围内,荷载出现峰值后又开始下降; $H/D=6$ 时,荷载达到峰值后,在加载范围内,荷载保持在峰值附近,即荷载-位移曲线保持水平,这与土体渐进破坏过程有关,将在下文中进行解释。

图7为基于MMC模型的数值结果和试验获得的上拔承载系数对比,可见数值模拟能很好地反映 N_γ 随板径增加而减小的尺寸效应问题及埋深比对尺寸效应的影响。

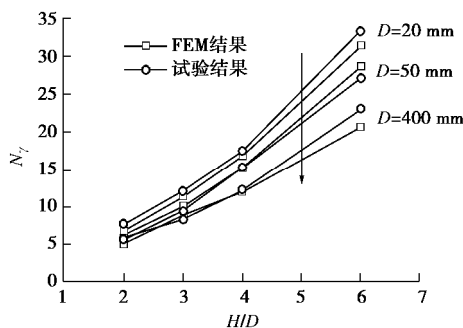


图7 不同埋深比时归一化上拔系数对比

Fig. 7 Variation of breakout factor with embedment ratio

3.2 破坏模式

图8,9分别为 $H/D=2$ 和6时两个直径锚上拔破坏时砂土中等效塑性应变云图,其中,等效塑性应变超过2%以黑色显示。当 $H/D=2$ 时,在较小上拔位移作用下,锚板边缘土体开始进入塑性区,随着上拔位移增大,土体塑性区向两侧向上开展,当荷载-位移曲线达到峰值点或水平时(上拔破坏),塑性区域开展至地表,锚板中间上方土体等效塑性应变均未达到2%。 $D=20, 400$ mm锚周围土体等效塑性应变超过2%的区域范围明显不同, $D=20$ mm时该区域接近地表,而 $D=400$ mm时,该区域则在一半埋深内。根据土体本构模型,等效塑性应变达到2%时土体强度达到峰

值,超过2%后强度开始减小,向残余强度发展。因此,对于等效塑性应变超过2%的区域,土体经历了峰值强度,开始出现不同程度的强度下降,将在3.3节进行详细说明。

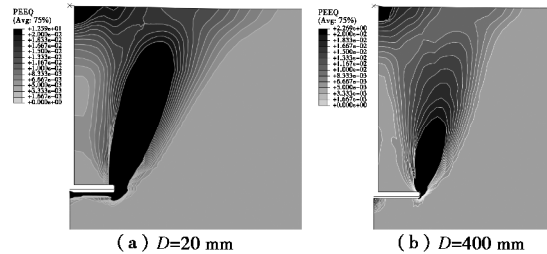


图8 不同直径锚破坏时等效塑性应变云图($H/D=2$)

Fig. 8 Contours of equivalent plastic strain for different diameters at failure ($H/D=2$)

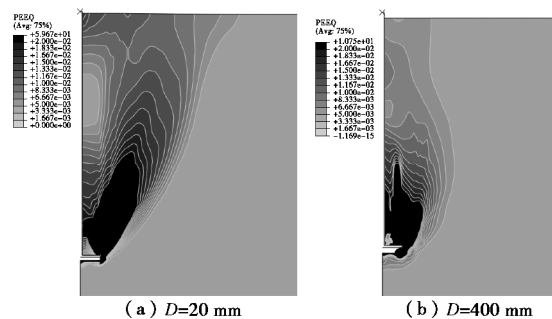


图9 不同直径锚破坏时等效塑性应变云图($H/D=6$)

Fig. 9 Contours of equivalent plastic strain for different diameters at failure ($H/D=6$)

当 $H/D=6$ 时,土体塑性区仍在锚板边缘开始出现,但不同的是,随着上拔位移增加,塑性区向板外两侧开展,同时向锚板正上方开展。上拔荷载达到峰值时, $D=20$ 和400 mm两锚周围土体破坏模式不同, $D=20$ mm锚由于埋深相对较浅,塑性区开展到地表,与 $H/D=2$ 时的形式接近,但在锚板上方土体存在三角形弹性区域;而 $D=400$ mm的锚,土体塑性区向板外侧上方发展受限制,开始向锚正上方发展,破坏时等效塑性应变超过2%的区域仅限于锚板上方 $H/3$ 范围内,地表出现很小的塑性应变。由此可见,对于 $H/D=6$, $D=20$ mm时锚板破坏模式为浅坏模式,而 $D=400$ mm时,锚板破坏时向深破坏模式过渡。

3.3 尺寸效应分析

为分析尺寸效应产生的原因,将埋深比 $H/D=4$ 时基于Mohr-Coulomb理想弹塑性模型(MC模型)和考虑应变软化的MMC模型的计算结果绘于图10。图中“强度不随围压变化”表示3种板径时土体峰值内摩擦角 j_p 和剪胀角 y_p 不变,均按 $D=20$ mm情况取值;“强度随围压变化”时 j_p 和 y_p 随板径变化,具体取值见表3。由图10可见,基于理想弹塑性模型且强度

不随围压变化时,上拔承载力系数基本不随板径变化,没有尺寸效应产生且严重高估抗拔力;基于理想弹塑性模型且考虑强度随围压变化的情况,上拔承载力系数随板径增加明显减小,能够反映尺寸效应,但计算结果仍明显高估实际情况;基于 MMC 模型的强度变化与不变两种情况,均能反映尺寸效应;但只有在同时考虑应变软化及强度受应力水平影响时,计算结果与试验结果吻合最好,表明实际尺寸效应产生的原因为两方面:一方面是由于土体强度依赖于应力水平,虽然埋深比相同,但板径大时锚板周围土体围压较高,强度有所下降;一方面为受应变软化引起的渐进破坏出现,下文详述。

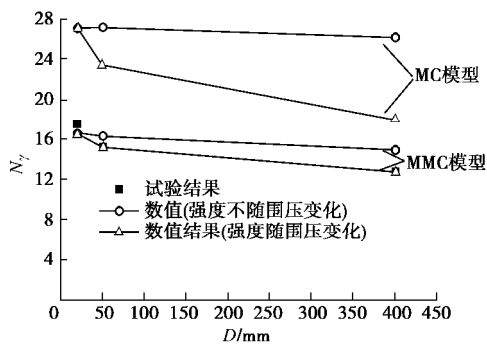


图 10 两种模型计算结果对比($H/D=4$)

Fig. 10 Comparison of numerical results based on two models ($H/D=4$)

锚板埋置越深,达到破坏所需的位移越大,数值模拟时需要加载的位移也越大,位移增大到一定值,计算会出现不收敛现象。对于 $H/D=6$ 的情况,数值计算仅能计算至荷载-位移曲线出现峰值或水平段,未能算到之后的下降段,而对于 $H/D \leq 4$ 的情况,荷载-位移曲线达到峰值后又出现下降段。故,为更清楚地分析尺寸效应及埋深的影响,将 $H/D=2$ 和 4 两个埋深时不同直径锚上拔过程土体强度变化进行对比分析,如图 11, 12 所示,其中,内摩擦角接近峰值时以浅灰色显示。

由图 11 可见,在位移加载初期,锚板边缘附近一定区域最先达到峰值内摩擦角;随着加载位移增加,该区域内摩擦角逐渐减小,部分土体进入临界状态,达到临界状态内摩擦角,同时,沿塑性区开展方向,上部土体逐渐进入峰值状态,而后随着位移继续增大,强度又逐渐衰减;当 $u=u_f$ 时,锚周围土体强度得到最大发挥,抗拔力达到峰值,与图 8 对比,土体经历峰值内摩擦角的区域等效塑性应变已达到或超过 2%;当 $u>u_f$ 时,接近地表的土体峰值强度逐渐被激发,周围土体的整体强度保持一段后开始减小,抗拔力则开始下降,此过程体现了上拔过程中土体是渐进破坏的。

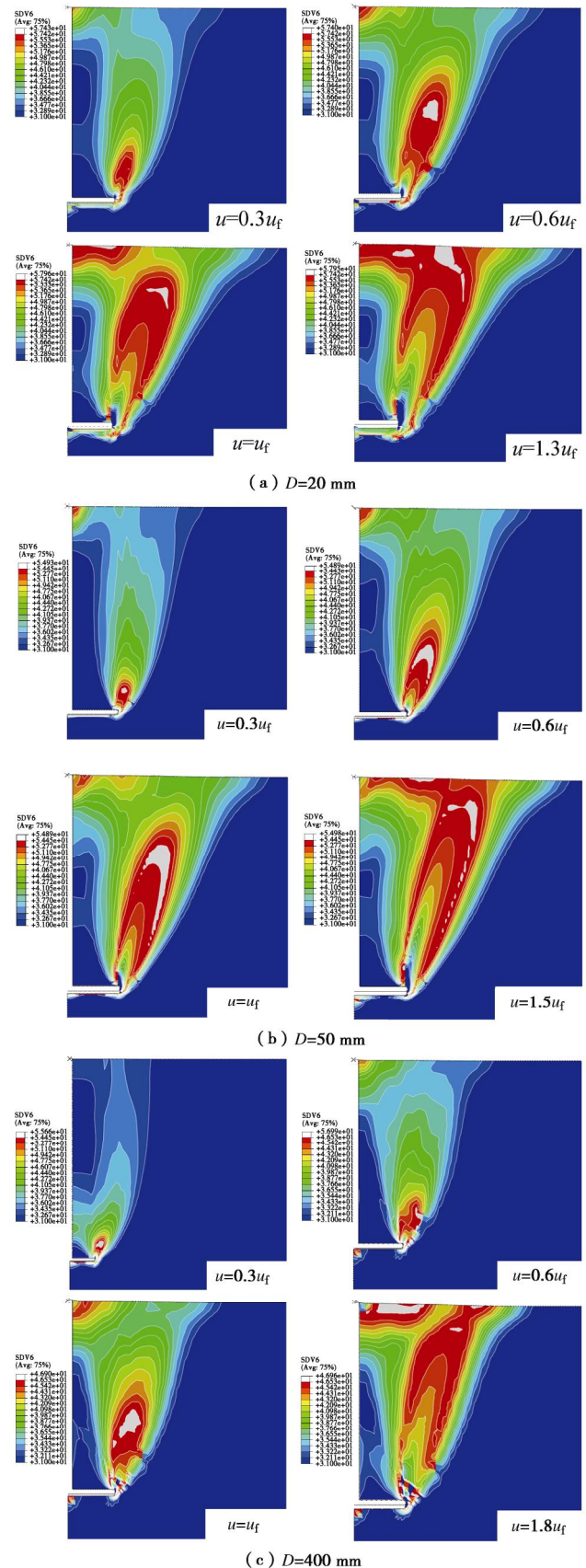


图 11 不同加载位移时砂土内摩擦角云图 ($H/D=2$)

Fig. 11 Contours of internal friction angle with different loading displacements ($H/D=2$)

比较图 11 (a) ~ (c), 随着板径增大, 渐进破坏过程越明显。图 11 中, 内摩擦角超过峰值内摩擦角

的 99% 显示浅灰色, 不同加载位移时内摩擦角的云图可清晰反映出沿着塑性区发展方向土体强度依次发挥至峰值的过程。 $D=20\text{ mm}$ 的锚, 随着位移增加, $u=u_f$ 时, 达到峰值内摩擦角的区域从锚边缘开始沿塑性区开展方向逐渐连续发展至 $0.813H$ 高度处, 接近地表; 当 $u=1.3u_f$ 时, 峰值内摩擦角连续发展与地表贯通, 与 u_f 位移时土体整体强度相比, 此时上拔承载力还未出现明显下降。对于 $D=50, 400\text{ mm}$ 的锚板, $u=u_f$ 时, 峰值内摩擦角从锚边缘开始分别发展至埋深 $0.686H$ 和 $0.477H$ 处, 当地表土体强度达到峰值强度时, 需要的加载位移分别为 $1.5u_f, 1.8u_f$, 并且, 对于 $D=400\text{ mm}$ 的锚板, 当地表土体达到峰值内摩擦角时, 锚板的抗拔力已经开始下降。由此可见, 相同埋深比时, 随着锚板直径的增加, 渐进破坏的过程更加明显, 当塑性区开展至地表时, 破坏滑裂面周围土体的强度不同时发挥的程度更高, 亦是产生尺寸效应的关键原因。

对比图 11, 12 发现, 对于同一直径锚板, 随着埋深比增加, 渐进破坏的过程越显著。相同上拔位移比 u/u_f (上拔位移与峰值抗拔力对应的位移比) 时, 埋深越大, 锚板周围土体经历峰值强度的区域越小, 峰值强度开展至地表所需要的位移比越大; $H/D=4, D=20, 50\text{ mm}$ 的锚, 地表土体达到峰值强度对应的上拔位移分别为 $1.4u_f$ 和 $1.7u_f$, 对于 $D=400\text{ mm}$ 的锚, 数值计算的加载位移至 $2.6u_f$, 虽未达到峰值强度发展至地表所需要的位移, 但已反映了埋深对渐进破坏的影响。

对于 $H/D=2$ 的情况, $D=50, 400\text{ mm}$ 时地表土达到峰值强度所需的上拔位移比是 $D=20\text{ mm}$ 时的 1.15 和 1.38 倍; $H/D=4$ 时, $D=50, 400\text{ mm}$ 所需的上拔位移比为 $D=20\text{ mm}$ 的 1.21 倍和 1.85 倍以上。这表明, 在较大埋深时, 随着板径增加, 渐进破坏过程较小时埋深比时更加明显; 即随着上拔位移加大, 贯通至地表的破坏带上土体强度同时达到峰值强度的比例越小, 故在较大埋深比时, 表现了更明显的尺寸效应。

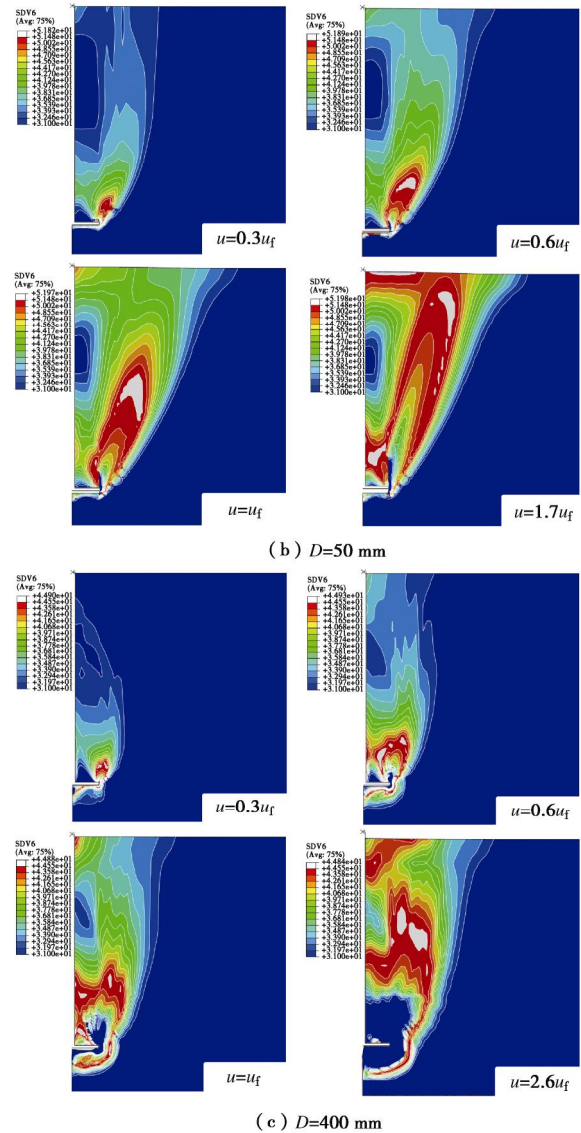
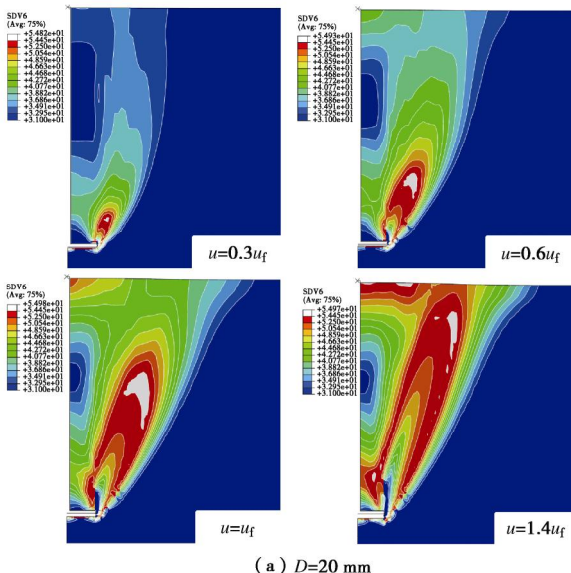


图 12 不同加载位移时砂土内摩擦角云图 ($H/D=4$)

Fig. 12 Contours of internal friction angle with different loading displacements ($H/D=4$)

5 结 论

通过模型试验和有限元法对密砂中圆形锚板上拔承载力的尺寸效应问题进行研究, 分析锚板尺寸对上拔破坏模式的影响及尺寸效应产生的原因。

(1) 板径 $D=20\sim 400\text{ mm}$, $H/D=2\sim 6$ 共 12 个拉拔模型试验结果表明, 相同埋深比时, 随着板径增加, 上拔承载力系数减小, 且随着埋深增加, 尺寸效应更加明显。

(2) 基于改进的 Mohr-Coulomb 模型的数值计算结果与试验结果吻合较好, 考虑土体应变软化的本构模型能够较好地模拟实际破坏过程。

(3) 锚板埋深比较小时, 塑性区由基础边缘开始向两侧上方开展, 峰值抗拔力时, 塑性区域开展至地表, 为浅破坏模式; 锚板埋比深较大时, 土体塑性区仍在锚板边缘开始出现, 但不同的是, 随着上拔位移

增加, 塑性区向板外两侧开展, 同时向锚板上方开展。对于 $H/D=6$, $D=20$ mm 时锚板破坏模式为仍浅破坏模式, 但在锚板上方存在三角形弹性区; 而 $D=400$ mm 时, 塑性区局限于土体内部, 在锚板边缘两侧及上方一定范围内。

(4) 尺寸效应产生的原因一方面为土体强度受应力水平影响; 另一方面是密砂应变软化产生的渐进破坏所致。基于 MMC 模型的数值模拟能够捕捉土体渐进破坏的过程, 相同埋深比时, 锚板直径越大, 渐进破坏越明显; 埋深比越大, 随着锚板直径增加, 周围土体依次进入破坏的过程愈加明显。

参考文献:

- [1] MURRAY E J, GEDDES J D. Uplift of anchor plates in sand[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1987, **113**(3): 202 - 215.
- [2] GHALY A, HANNA A, HANNA M. Uplift behaviour of screw anchors in sand: I dry sand[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1991, **117**(5): 773 - 793.
- [3] LIU J Y, LIU M L, ZHU Z D. Sand deformation around an uplift plate anchor[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2012, **138**(6): 728 - 737.
- [4] OVESEN N K. Centrifuge tests of uplift capacity of anchor[C]// *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Stockholm, 1981: 717 - 722.
- [5] TAGAYA K, SCOTT R F, ABOSHI H. Pullout resistance of buried anchor in sand[J]. *Soils and Foundations*, 1988, **28**(3): 114 - 130.
- [6] DICKIN E A. Uplift behavior of horizontal anchor plates in sand[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1988, **114**(11): 1300 - 1317.
- [7] SAKAI T, TANAKA T. Progressive failure and scale effect of trap-door problems with granular materials[J]. *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1993, **33**(1): 11 - 222.
- [8] SAKAI T, TANAKA T. Scale effect of a shallow circular anchor in dense sand[J]. *Soils and Foundations*, 1998, **38**(2): 93 - 99.
- [9] SAKAI T, TANAKA T. Experimental and numerical study of uplift behavior of shallow circular anchor in two-layered sand[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2007, **133**: 469 - 477.
- [10] GHALY A, HANNA A. Ultimate pullout resistance of single vertical anchors[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1994, **31**(5): 661 - 672.
- [11] 郝冬雪, 符胜男, 陈 榕. 砂土中锚板拉拔模型试验及其抗拔力计算[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(11): 2101 - 2106. (HAO Dong-xue, FU Sheng-nan, CHEN Rong, et al. Experimental investigation of uplift behavior of anchors and estimation of uplift capacity in sands[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(11): 2101 - 2106. (in Chinese))
- [12] ROWE R K, DAVIS E H. The behaviour of anchor plates in sand[J]. *Géotechnique*, 1982, **32**(1): 25 - 41.
- [13] TAGAYA K, TANAKA A, ABOSHI H. Application of finite element method to pullout resistance of buried anchor[J]. *Soils and Foundations*, 1983, **23**(3): 91 - 104.
- [14] BHATTACHARYA P, KUMAR J. Uplift capacity of anchors in layered sand using finite-element limit analysis: formulation and results[J]. *International Journal of Geomechanics*, ASCE, 2016, **16**(3): 1532 - 3641.
- [15] MERIFIELD R S, SLOAN S W. The ultimate pullout capacity of anchors in frictional soils[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2006, **43**: 852 - 868.
- [16] KUMAR J. Uplift response of strip anchors in sand using FEM[J]. *Irianian Journal of Science and Technology*, 2006, **30**(4): 475 - 486.
- [17] KHATRI V N, KUMAR J. Effect of anchor on pullout capacity of strip anchors in sand[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2011, **48**: 511 - 547.
- [18] TATSUOKA F, GOTO S, SAKAMOTO M. Effects of some factors on strength and deformation characteristics of sand at low pressures[J]. *Soils and Foundations*, 1986, **26**(1): 105 - 114.
- [19] ALSHIBLI K A, BATISTE S N, STURE S. Strain localization in sand: plane strain versus triaxial compression[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2003, **129**(6): 483 - 494.
- [20] ANDERSEN K H, SCHJETNE K. Database of friction angles of sand and consolidation characteristics of sand, silt, and clay[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2013, **139**(7): 1140 - 1155.
- [21] BOLTON M D. Strength and dilatancy of sands[J]. *Géotechnique*, 1986, **36**(1): 65 - 78.
- [22] HSU S T, LIAO H J. Uplift behaviour of cylindrical anchors in sand[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1998, **34**: 70 - 80.
- [23] JAKY J. Pressure in silos[C]// *Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Rotterdam, 1948: 103 - 107.

DOI: 10.11779/CJGE201901009

考虑阻尼修正的 Pyke 滞回模型研究

刘方成¹, 杨峻², 吴孟桃^{1, 3}

(1. 湖南工业大学土木工程学院, 湖南 株洲 412007; 2. 香港大学土木工程系, 香港; 3. 天津大学土木工程系, 天津 300072)

摘要: 阻尼比反映了土体滞回耗能的特性, 是土的重要动力特性参数。土的滞回本构模型能同时真实反映土的动剪模量衰减和阻尼比非线性变化特性, 是保证场地及土-结构体系动力响应分析精确度的关键。针对经典的 Pyke 滞回本构模型, 基于文献实测的动剪模量曲线和阻尼比曲线, 研究了其对土体阻尼比的预测精确度, 发现 Pyke 模型在大应变幅值时将显著高估土的阻尼比。针对此缺陷, 结合前人提出的基于阻尼的滞回曲线方程和 Pyke 模型加卸载准则, 提出了考虑阻尼修正的 D-Pyke 滞回模型。该模型假设双曲线形滞回曲线的饱满程度由形状系数确定, 而后者则由当前加载曲线的滞回应变幅值所对应的实测阻尼比确定。滞回曲线的应变幅值与应力幅值之间通过骨架曲线相互关联, 而应力幅值则由 Pyke 所建议的加卸载准则确定。通过针对粉质黏土的循环单剪试验结果, 验证了 D-Pyke 模型相比于 Pyke 模型能够更为合理地同时模拟土的非线性动剪模量和阻尼比特性。模型同时继承了 Pyke 模型能更好地模拟土的循环加载棘轮效应、加卸载准则简单的优点, 可为随机动力荷载作用下土体响应问题分析提供合理的本构行为模拟。

关键词: 滞回本构模型; 阻尼比; 动力特性; 不规则加载; 循环单剪试验

中图分类号: TU432

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0086-09

作者简介: 刘方成(1978-), 男, 博士, 副教授, 主要从事土动力特性、土-结构动力相互作用等方面的研究。E-mail: fcliu@hut.edu.cn。

Modified Pyke's hysteretic model considering damping ratio

LIU Fang-cheng¹, YANG Jun², WU Meng-tao^{1, 3}

(1. College of Civil Engineering, Hunan University of Technology, Zhuzhou 412007, China; 2. Department of Civil Engineering, the University of Hong Kong, Hong Kong, China; 3. Department of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: The damping ratio is a dynamic soil property that indicates the capacity of energy dissipation under cyclic loadings, and it plays an important role in dynamic response analysis of sites and soil-structure systems. Based on the dynamic shear modulus curves and damping ratio curves in the references, the accuracy of damping ratio predicted by Pyke's model is studied, and it is found that the predicted damping ratio by Pyke's model largely exceeds the measured damping ratio in the range of large strain amplitude. A modified Pyke's model for accurate simulation of damping ratio of soils, named as D-Pyke model, is proposed, which combines the damping ratio-based hysteretic curve equations with the unloading-reloading rules of the original Pyke's model. The new model assumes that the fullness of the hyperbolic hysteresis curve is determined by the shape-factor that is determined from the experimental damping ratio curves according to the shear-strain amplitude of the current hysteretic loading curve. The shear-strain amplitude of the current hysteretic loading curve is calculated from the shear-stress amplitude based on the skeleton curve of soils, and the shear-stress amplitude is determined according to Pyke's rules. Based on the results of cyclic simple shear tests on a silty clay, it is verified that the D-Pyke model simulates the nonlinear shear modulus and damping ratio properties more reasonably than the original Pyke's model. The D-Pyke model inherits the advantages of Pyke's model, i.e., it simulates well the ratcheting effects of soils under cyclic loadings, and it obeys simple unloading/reloading criteria under irregular loadings. The proposed model can provide a more reasonable constitutive simulation method for the analysis of soil response under stochastic loading.

Key words: hysteretic constitutive model; damping ratio; dynamic property; irregular loading; cyclic simple shear test

0 引言

在地震、波浪等循环动力荷载作用下, 土体表现出强烈的非线性和应力-应变滞回特性。如何真实模

基金项目: 国家自然科学基金项目(51108177, 51708205); 香港大学工学院博士后基金项目; 湖南省自然科学基金项目(2017JJ3058)

收稿日期: 2017-05-17

***通讯作者** (E-mail: mengtao.china@gmail.com)

拟土的滞回特性是研究场地效应及土-结构动力相互作用效应的关键问题之一。Masing 模型^[1]是最著名和应用最广泛的滞回模型, 它假设土的滞回曲线由骨架曲线放大两倍得到, 同时为了应用于不规则往复加载过程, 还定义了 Masing 加卸载准则, 即“上骨架曲线准则”和“上大圈准则”。但是, 已有研究表明^[2], Masing 模型往往不能真实反映土体的非线性阻尼特性, 一般在小应变段低估土的阻尼比而在大应变段高估土的阻尼比。Iwan 模型^[3]是另一种经典的滞回模型, 其假设用一系列串联或并联的弹性元件和刚性滑块元件来模拟土在往复荷载作用下的应力-应变关系。虽然其最初定义的物理机制与 Masing 模型不同, 但最终的滞回曲线数学形式与 Masing 模型完全一致, 即滞回曲线为骨架曲线的 2 倍。故在模拟土的阻尼比特性方面, 与 Masing 模型一样存在缺陷。

针对 Masing 模型不能真实模拟土的非线性阻尼比这一缺陷, 已有众多学者提出了不同的修正模型。如王志良等^[4]提出阻尼退化系数, 使得由曼辛二倍法得到的滞回圈以两顶点连线为中心发生折减, 以使其阻尼比与试验值相符合。郑大同^[5]提出用直线和双曲线的组合曲线来模拟滞回曲线, 以减小理论阻尼比与试验阻尼比之间的误差。栾茂田等^[6]提出了变参数的 Ramberg-Osgood 模型, 以使构造的滞回曲线在动剪模量和阻尼比方面符合试验曲线。Muravskii^[7]通过将总剪应力分解为可恢复的非线性弹性剪应力和滞后剪应力, 引入一个调节滞回圈形状的系数来使得计算得到的阻尼比符合试验数据。尚守平等^[8]提出了基于阻尼的滞回模型 DBM, 通过在滞回曲线方程中引入一个形状系数来模拟不同阻尼比对滞回曲线的影响。Hashash 等^[9]提出了与王志良相同的阻尼比退化系数对 Masing 模型进行修正并用于其所编制的场地分析程序 DEEPSOIL。

上述各种修正 Masing 模型, 在用于地震等随机动力反应分析时, 需定义较为复杂的加卸载准则, 不便于应用。

Pyke^[10]认为 Masing 模型的“上大圈准则”和“上骨架曲线准则”与土的试验现象并不相符, 并建议由骨架曲线构造滞回曲线时放大系数不取为定值 2, 而是一个随当前转向点位置而变化的系数 c :

$$c = \left| \pm 1 - \frac{t_c}{t_y} \right|, \quad (1)$$

式中, t_c 为当前转向点的剪应力, t_y 为最大剪应力, $t_y = G_{\max} g_r$, G_{\max} 为最大动剪模量, g_r 为参考剪应变。式中数字 1 前的符号对于加载 ($dg > 0$) 取“+”, 对于卸载 ($dg < 0$) 取“-”。由式 (1) 可知, $0 < C < 2$ 。

在加卸载准则方面, Pyke 模型的处理非常简洁: 土体当前加载曲线始终以当前转向点为原点, 将骨架曲线放大 C 倍而得到 (对于卸载, 则再将平移放大后的曲线旋转 180°)。相对于 Masing 模型及修正的 Masing 类模型, Pyke 模型在随机加卸载过程中无需记忆过多的加载历史、亦避免了繁杂的加卸路径载判断, 计算效率大幅提高, 在土动力分析中得到了广泛应用。图 1 给出了 Pyke 模型对各向非等压固结条件下非零初始应力的应力控制式循环三轴试验的模拟结果。

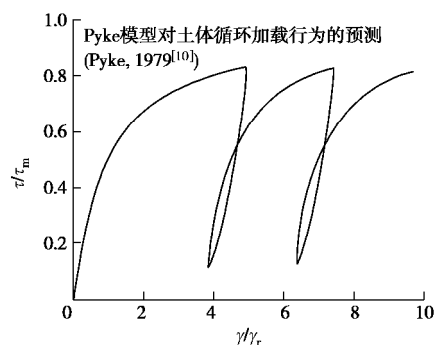


图 1 Pyke 模型对循环三轴试验的模拟 (Pyke^[10])

Fig. 1 Simulated results by Pyke's model on cyclic triaxial tests on soils (Pyke^[10])

但 Pyke 模型自提出之初就仅仅关注了土的非线性模量衰减问题, 而未对土的阻尼特性予以考虑。众所周知, 动剪模量和滞回阻尼是表征土动力特性的基本参数, 滞回模型要真实反映土的动力本构行为, 应该同时考虑对动剪模量和阻尼比非线性特性的模拟。鉴于此, 本文首先对 Pyke 模型模拟土体阻尼比的情况展开研究, 然后从同时准确模拟土体动剪模量曲线和阻尼比曲线的目的出发, 对 Pyke 模型进行修正, 以提高其应用于土动力分析的精度。

1 Pyke 模型阻尼比研究

图 2 给出了当剪应变从 $0 \rightarrow g_a \rightarrow -g_a \rightarrow g_a$ 循环加载过程中, 由 Pyke 模型得到的滞回曲线: ① $0 \rightarrow 1$ 为初始加载, 应力应变曲线沿骨架曲线前进; ② 当剪应变增大至 $g_1 = g_a$, 并在点 1 发生转向, 则 $1 \rightarrow 2$ 为卸载段, 由式 (1) 可得 $c_{ul} = |1 - t_1/t_y|$, 将骨架曲线放大 c_{ul} 倍并旋转 180° , 并将原点移至 1 点, 得到卸载曲线 L_{12} ; 由于 $c_{ul} < 2$, 曲线 L_{12} 恒高于由 Masing 准则得到的卸载曲线 L_{12} ; ③ 至 $g_2 = -g_a$, 在点 2 发生转向, $2 \rightarrow 3$ 为再加载段, $c_{rl} = |1 - t_2/t_y|$, 将骨架曲线放大 c_{rl} 倍, 并将原点移至 2 点, 得到再加载曲线 L_{23} , 由于 $|t_2| < |t_1|$, $c_{rl} < c_{ul}$, 再加载至 $g = g_a$ 时的滞回曲线端点 3 恒低于点 1。而由 Masing 准则得到的再加载曲线端

点3'将与点1重合。

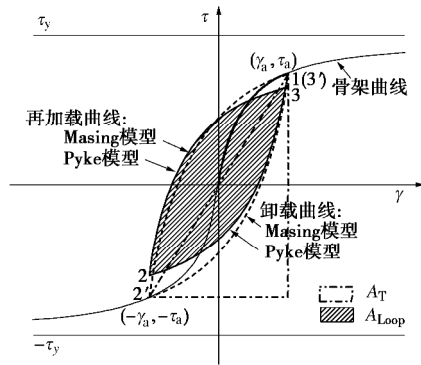


图2 Pyke模型与Masing模型滞回曲线对比

Fig. 2 Comparison between hysteretic curves predicted by Pyke's model and those by Masing's model

由阻尼比的定义, 有

$$D_{Pyke} = \frac{A_{Loop}}{\pi A_T} \quad (2)$$

式中, D_{Pyke} 为 Pyke 模型估计的阻尼比, A_{Loop} 代表在一个应变循环 $g_a \rightarrow -g_a \rightarrow g_a$ 中 Pyke 模型滞回曲线所围面积, 如图 2 中阴影所示, A_T 为应变幅值 g_a 与正负骨架曲线交点连线与其水平轴投影线段所围三角形面积, 图中以点划线代表。显然, D_{Pyke} 随动剪应变幅值 g_a 而变化, $D_{Pyke} - g_a$ 即为 Pyke 模型理论阻尼比曲线。

已有文献对不同土类在不同条件下的动力特性进行了研究, 得到了被广泛验证的动力特性经验曲线, 即动剪模量比曲线 $G_d/G_{dmax} - g$ 和阻尼比曲线 $D - g$ 。根据 Pyke 模型的定义, 只要已知土的动剪模量曲线 $G_d/G_{dmax} - g$, 就可得到土在不同剪切应变幅值下的滞回关系曲线, 从而根据式 (2) 关于滞回阻尼比的定义得到由 Pyke 模型预测的土阻尼比曲线。其具体推导过程如下。

设已知动剪模量比曲线为 $g(g_a)$,

$$G_d/G_{dmax} = g(g_a) \quad (3)$$

则骨架曲线 $f_{sk}(g)$ 可写成

$$t_a = G_d \cdot g_a = G_{dmax} \cdot g(g_a) \cdot g_a = f_{sk}(g_a) \quad (4)$$

如此, 应变幅值为 g_a 时的 Pyke 模型滞回曲线:

$$\left. \begin{aligned} t_{ul} &= -c_{ul} f_{sk} \{ (g_a - g) / c_{ul} \} + f_{sk}(g_a), \\ c_{ul} &= \left| 1 - f_{sk}(g_a) / t_y \right|, \\ t_{rl} &= c_{rl} f_{sk} \{ (g + g_a) / c_{rl} \} + t_{ul}|_{g=-g_a}, \\ c_{rl} &= \left| -1 - t_{ul}|_{g=-g_a} / t_y \right|. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中, t_{ul} , t_{rl} 分别为卸载段、再加载段滞回曲线, c_{ul} , c_{rl} 分别为卸载段、再加载段的 Pyke 系数。

在 $g_a \rightarrow -g_a \rightarrow g_a$ 一个循环内所围滞回曲线面积为

$$A_{Loop} = \int_{-g_a}^{g_a} (t_{rl} - t_{ul}) dg \quad (6)$$

滞回曲线所对应的三角形 (图 2 中点划线) 面积为

$$A_T = [2f_{sk}(g_a)](2g_a)/2 \quad (7)$$

将式 (4) 代入式 (5) 并化简可得

$$t_{ul}|_{g=-g_a} = G_{dmax} \left[2g \left(\frac{2}{c_{ul}} g_a \right) + g(g_a) \right] g_a \quad (8)$$

$$c_{ul} = \left| 1 - \frac{g(g_a)g_a}{g_r} \right| \quad (9)$$

$$c_{rl} = \left| -1 - \frac{g_a [2g(2/c_{ul}g_a) + g(g_a)]}{g_r} \right| \quad (10)$$

将式 (4) ~ (10) 代入式 (2), 可得 Pyke 模型的理论阻尼比 D_{Pyke} 表达式:

$$D_{Pyke} = \int_{-g_a}^{g_a} \left[g \left(\frac{g+g_a}{c_{rl}} \right) (g+g_a) + 2g_a g \left(\frac{2}{c_{ul}} g_a \right) + g \left(\frac{g_a-g}{c_{ul}} \right) \frac{g_a-g}{c_{ul}} \right] dg / [2g(g_a)g_a^2] \quad (11)$$

由式 (11) 可知, 阻尼比 D_{Pyke} 与动剪模量比曲线 $g(g_a)$ 和动剪应变幅值 g_a 有关, 亦即 D_{Pyke} 将是动剪应变幅值 g_a 的函数。

需要指出的是, 当 Pyke 模型中的系数 c_{ul} , c_{rl} 均取定值 2 时, Pyke 模型即退化为 Masing 模型。故式 (11) 同样可用于计算 Masing 模型的理论阻尼比。

本文首先应用经验曲线对 Pyke 模型的理论阻尼比进行验证。图 3 给出了文献[11~16]建议的动剪模量比衰减曲线和阻尼比曲线, 同时给出了由文献动剪模量比曲线得到的 Pyke 模型理论阻尼比曲线。可见, 对大多数经验曲线而言, Pyke 模型在小应变段低估了土的阻尼比, 而在大应变段高估了土的阻尼比。图 4 进一步给出了在动剪应变幅值为 1% 时, 由 Pyke 模型预测的理论阻尼比与已有研究 (文献[11~16]) 中实测或建议阻尼比的对比, 可见 Pyke 模型明显偏大。为此, 非常有必要对 Pyke 模型进行阻尼修正。

2 Pyke 模型修正

尚守平等^[8]提出了如图 5 所示的基于阻尼的滞回模型 (DBM), 其滞回曲线方程为

$$\left. \begin{aligned} \text{卸载: } t &= \frac{g-h \cdot g_a}{-h \cdot g + g_a} \cdot t_a(g_a), \\ \text{再加载: } t &= \frac{g+h \cdot g_a}{h \cdot g + g_a} \cdot t_a(g_a). \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

式中, t_a , g_a 为当前滞回曲线所对应的应力应变幅值, 由骨架曲线的定义可知 (t_a , g_a) 必为骨架曲线上的点; h 为滞回曲线形状系数, 由对应于当前应变幅值 g_a 的阻尼比 (实测或经验) 按下式确定:

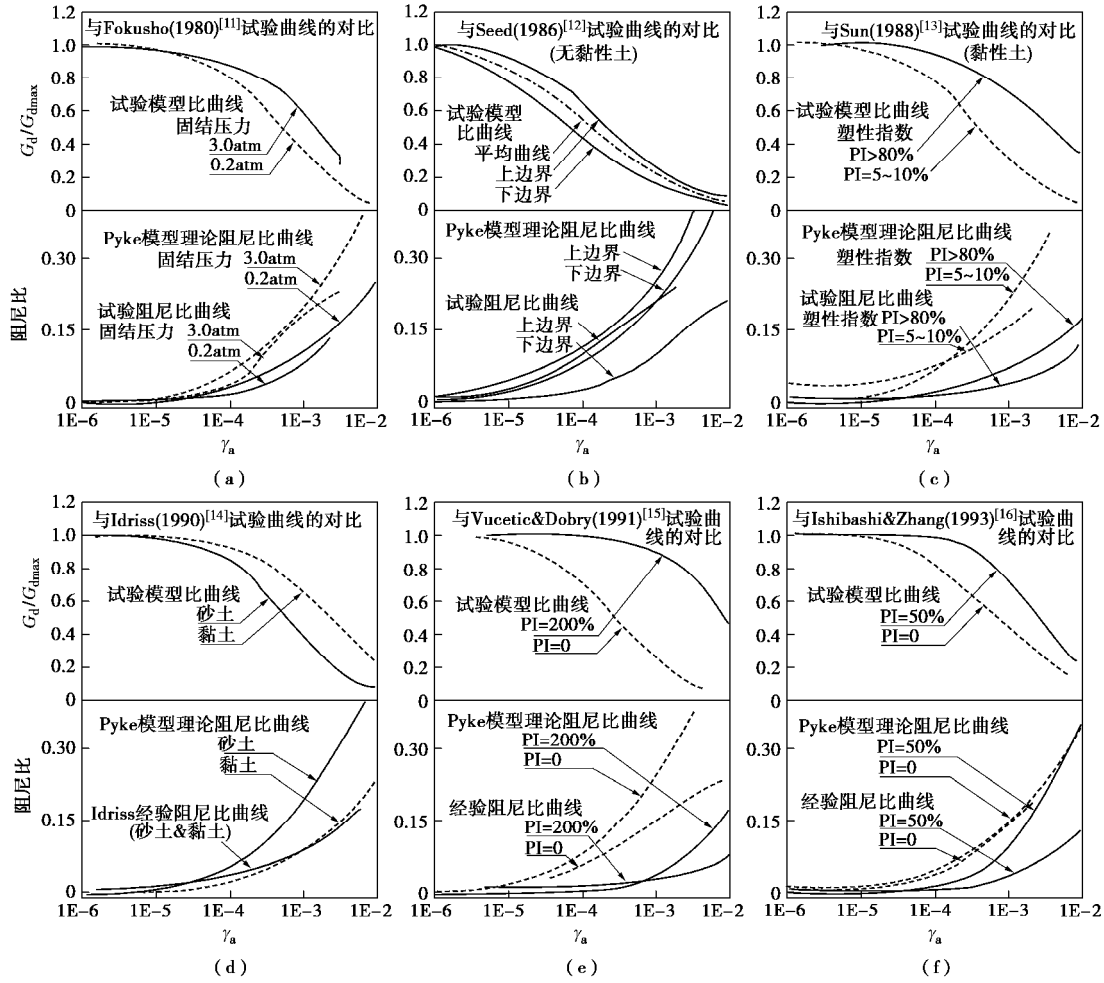


图 3 Pyke 模型预测的阻尼比曲线与文献动剪模量试验结果对比

Fig. 3 Comparison between damping ratio curves predicted by Pyke's model and those proposed in References

$$D(g_a) = \frac{2h + (1-h^2) \ln[(1-h)/(1+h)]}{\pi h^2} \quad (13) \quad \text{系, 得}$$

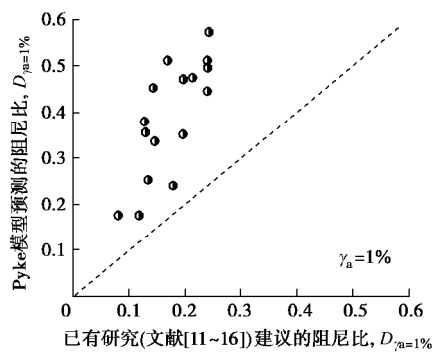
图 4 大应变下 Pyke 模型预测阻尼比与已有研究阻尼比对比
($g_a=1\%$)

Fig. 4 Comparison between damping ratios at large strain of 1% predicted by Pyke model and those proposed in References

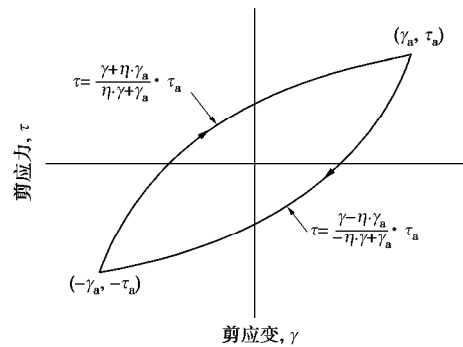
由式 (13) 确定的滞回曲线形状系数 h 与滞回阻尼比 D 之间的关系曲线如图 6 所示。

考虑随机加载的情况, 将式 (12) 中加载段滞回曲线平移到以其加载起始点 $(-g_a, -t_a)$ 为原点的坐标

$$t = \frac{(1+h)g}{hg + (1-h)g_a} t_a \quad (14)$$

对式 (14) 两边同时除以 $2t_a$, 并将等式右边分子分母同除以 g_r 得

$$\frac{t}{2t_a} = \frac{1}{2} \frac{(1+h)(g/g_r)}{h(g/g_r) + (1-h)(g_a/g_r)} \quad (15)$$

图 5 基于阻尼的滞回模型 (尚守平等^[8])Fig. 5 DBM proposed by Shang et al. ^[8]

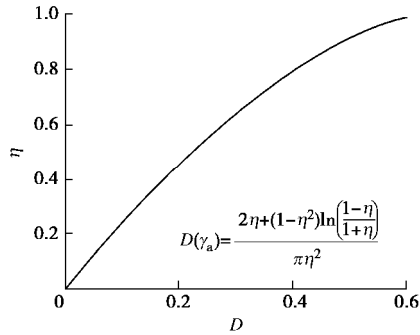


图6 滞回曲线形状系数与阻尼比的关系

Fig. 6 Relationship between shape coefficient of hysteretic loop and damping ratio

设用 Darendelli 等^[17]建议的动力特性曲线方程表示 $g_a - t_a$ 关系, 有

$$t_a = \frac{G_{\text{dmax}} g_a}{1 + (g_a / g_r)^a}, \quad (16)$$

式中, a 为骨架曲线模型参数。

将 $t_y = G_{\text{dmax}} g_r$ 代入式 (16) 并整理得

$$\left(\frac{g_a}{g_r} \right) - \frac{t_a}{t_y} \left(\frac{g_a}{g_r} \right)^a - \frac{t_a}{t_y} = 0. \quad (17)$$

考虑到骨架曲线修正系数 a 一般在 1.0 附近变化^[17], 为简化数学计算起见, 近似取 $a = 1.0$, 则可得

$$\frac{g_a}{g_r} = \frac{t_a / t_y}{1 - t_a / t_y}. \quad (18)$$

令

$$k_c = \frac{t}{2t_a}, k_s = \frac{t}{2t_y}, k_s^B = \frac{t_a}{t_y}, g_N = \frac{g}{g_r}, \quad (19)$$

将式 (18)、(19) 代入式 (15) 可得

$$k_c = \frac{1}{2} \frac{(1+h)g_N}{hg_N + (1-h)k_s^B \left[1 + \left(\frac{k_s^B}{1-k_s^B} \right)^a \right]}. \quad (20)$$

则得到当前加载段滞回曲线在以当前转向点 (g_c, t_c) 为原点的坐标系中的方程为

$$t = 2k_c k_s^B t_y. \quad (21)$$

由式 (21) 可见, 只要确定了 k_c , k_s^B , 就可以确定当前加载曲线。而由式 (19) 可知, 要确定前述两者, 必须确定当前加载滞回曲线的目标应力幅值 t_a 。

按照 Pyke 模型的思路, 假设在任一点转向之后, 滞回曲线都沿着这样的路径前进: 其滞回曲线当前转向点为起点, 以当前转向点应力与对应的最大 (或最小) 应力之差的一半为其滞回曲线的应力幅值, 即

$$t_a = \frac{|\pm t_y - t_c|}{2}. \quad (22)$$

t_y 前的符号对于加载取 “+”, 对于卸载取 “-”。式 (22) 写成应力水平的形式为

$$k_s^B = \frac{t_a}{t_y} = \frac{|\pm 1 - t_c / t_y|}{2}. \quad (23)$$

而式 (23) 就是式 (1) 中 Pyke 模型的滞回系数 c 的一半, 由此就得到了进行阻尼修正后的 Pyke 滞回模型, 简称 D-Pyke 模型。

在不规则加载中, 滞回曲线应力幅值 t_a 的确定方法如图 7 所示。图 7 (a) 表示卸载时的情况, 图 7 (b) 表示再加载时的情况。

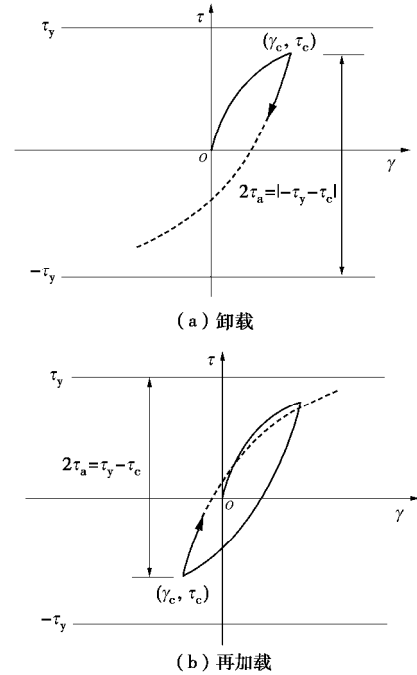


图7 加卸载过程中滞回曲线应力幅值定义

Fig. 7 Schematics of defining stress amplitude

总结 D-Pyke 模型构建滞回曲线的思路为: ①由当前转向点的应力 t_c 确定当前滞回曲线的应力水平 k_s^B ; ②由 k_s^B 根据骨架曲线方程确定当前滞回曲线的目标应变幅值 g_a ; ③由 g_a 根据 (实测或经验) 阻尼比曲线确定当前滞回曲线的目标阻尼比 D ; ④由 D 确定当前滞回曲线的形状系数 h ; ⑤由当前加载点的应变 g 确定 $g_N = (g - g_c) / g_r$; ⑥ g_N , h 与 k_s^B 确定当前加载点的相对应力水平 k_c , 最后得到当前加载点的应力。

该模型在不规则加卸载过程中, 不需要记忆除当前转向点以外的其他历史转向点, 也不需要像 Masing 模型那样定义 “上大圈” 和 “上骨架曲线” 等加卸载规定, 在计算中省去了判断和选择加载路径的步骤, 既保留了 Pyke 模型加卸载规则简单的优点, 又修正了其不能真实模拟土体滞回阻尼特性的不足。

3 模型验证

3.1 土动力特性试验

应用 WF 循环单剪仪对一种粉质黏土进行了循环单剪试验。土的物理特性如表 1 所示。得到土的动剪

表 1 土样的物理性质指标
Table 1 Physical characteristics of soils

颗粒组成/%			天然含水率	天然密度	孔隙比	塑性指数	液性指数
2~0.05 /mm	0.05~0.005 /mm	<0.005 mm	%	$\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	e	I_P	I_L
32	63	5	23.9	2.02	0.656	14	0.121

模量 G_d 和阻尼比 D 随动剪应变幅值 g_a 的变化关系如图 8 所示。图 8 中采用的对动力特性试验曲线进行拟合的方程为 Darendelli 的建议公式^[17]:

$$\frac{G_d}{G_{dmax}} = \frac{1}{1 + (g_a / g_r)^a} \quad , \quad (24)$$

$$D = b \left(\frac{G_d}{G_{max}} \right)^{0.1} D_{masing} + D_{min} \quad . \quad (25)$$

式中 G_d 为动剪模量, G_{dmax} 为最大动剪模量; g_a 为剪应变幅值; D 为阻尼比; g_r 为参考剪应变; a 为模

量曲线衰减参数; D 为阻尼比; D_{masing} 为 Masing 滞回模型的理论阻尼比, 其表达式见文献[17]; D_{min} 为小应变阻尼比; b 为阻尼比曲线参数。拟合得到的土动力特性参数如下: $G_{dmax}=6069 \text{ kPa}$, $g_r=2.0\times 10^{-2}$, $a=1.19$, $b=0.59$, $x_{min}=5.76\%$ 。拟合曲线与试验点一同示于图 8 中, 可见, 两者吻合良好。

3.2 不规则加载时的加卸载准则验证

以图8所示的土动力特性曲线为已知条件,可求得任一土单元在7种不规则加载路径(假设以应变控制)情况下的滞回反应如图9所示。图9中同时给出了由Masing模型、Pyke模型和本文D-Pyke模型得到的理论滞回曲线。由图9可见:①本文所提出的D-Pyke模型在各种不规则加载情况下均能给出与经典Masing、Pyke模型类似的滞回曲线,说明所定义的加卸载准则合理,且保留了与Pyke模型相同的简洁特性;②在大

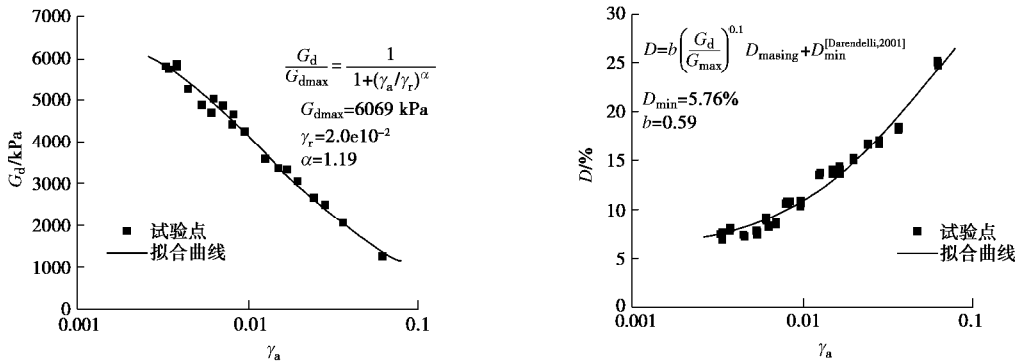
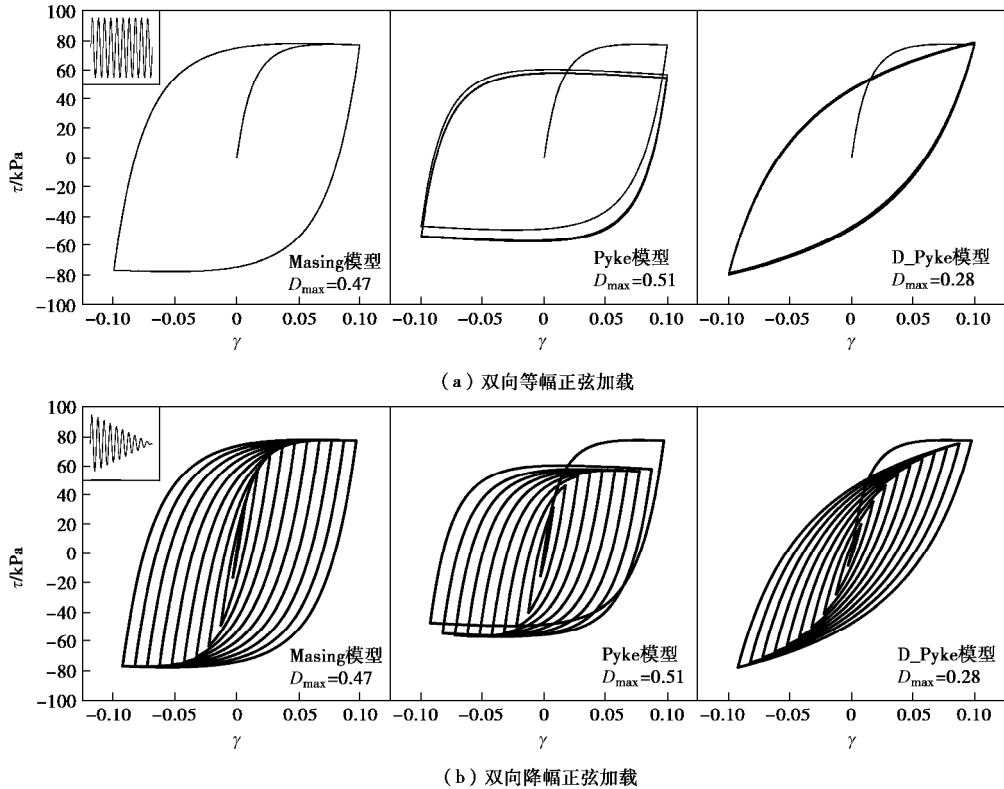


图 8 动剪模量和阻尼比试验曲线

Fig. 8 Curves of test dynamic shear modulus and damping ratio



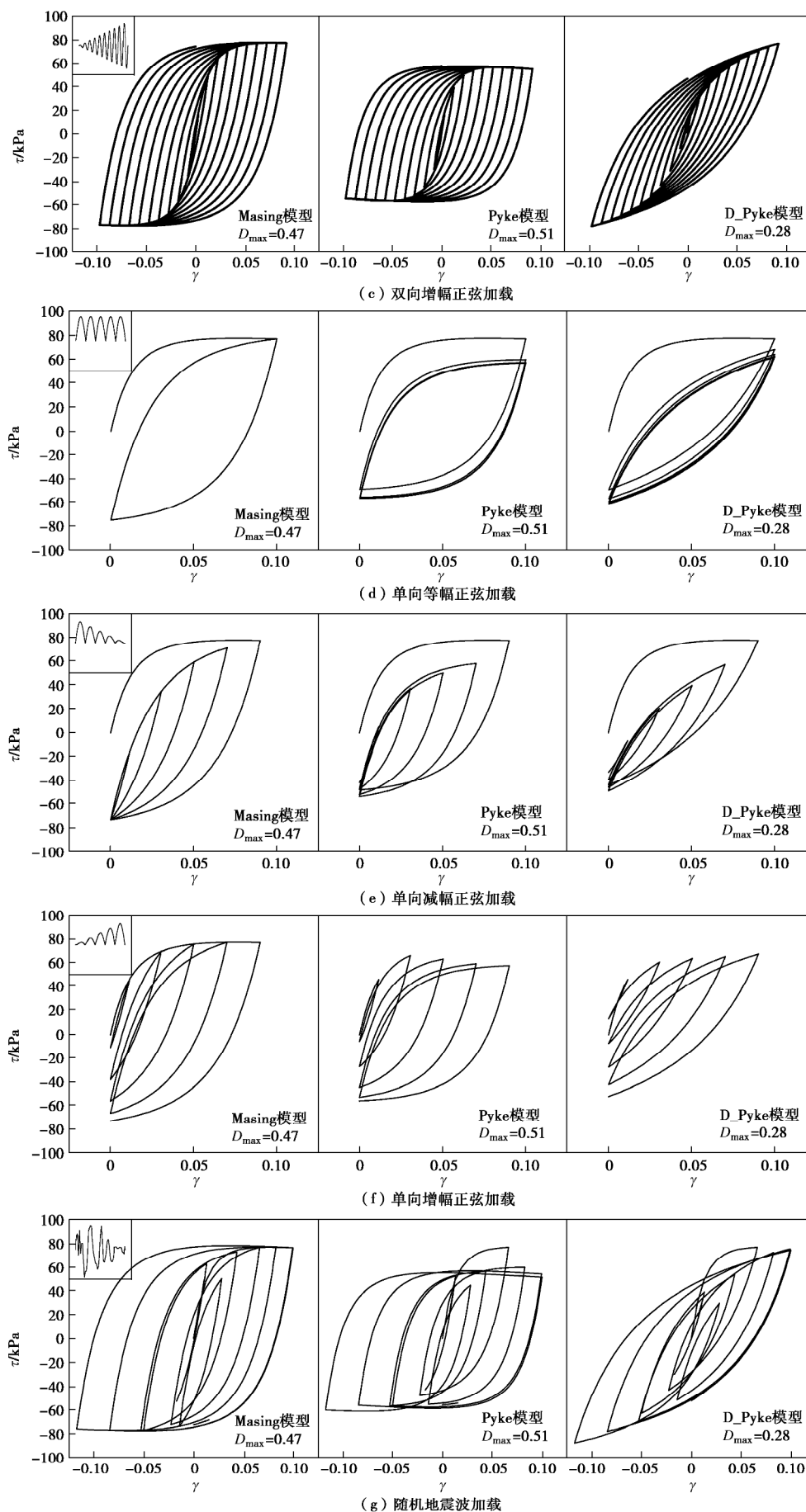


图9 随机加载条件下不规则加载准则验证

Fig. 9 Verification of reloading and unloading rules under irregular loadings

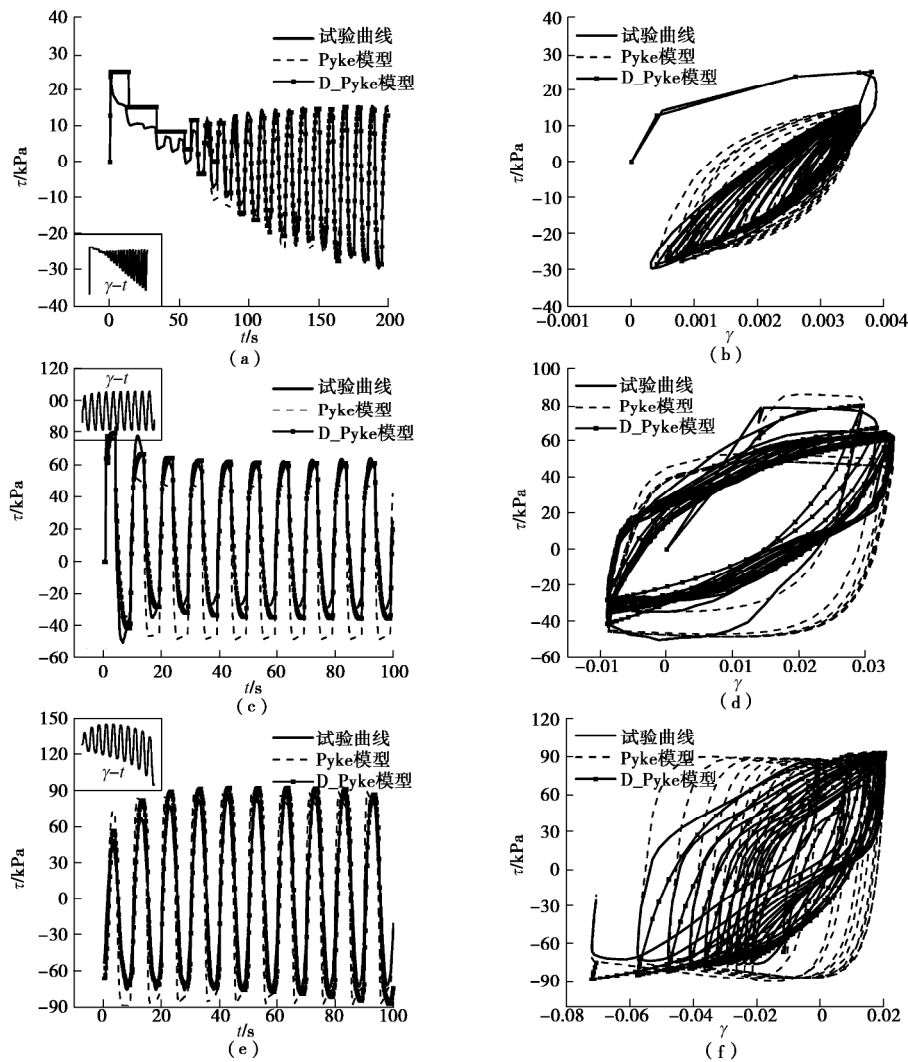


图 10 不规则荷载下滞回模型理论曲线及试验曲线对比

Fig. 10 Comparison between stress history curves and hysteretic loops predicted by hysteretic models and those tested under stochastic loadings

应变幅值下, Masing、Pyke模型得到的滞回曲线非常饱满, 显然严重高估了土的滞回阻尼比(由图8的试验阻尼比曲线可知, 土的最大阻尼比显然小于0.3), D-Pyke模型则较为合理地同时模拟了土的动剪模量衰减和阻尼比特性, 得到的滞回曲线更为合理; ③Pyke模型、D-Pyke模型相比于Masing模型能更好地模拟土的棘轮效应。

3.3 理论结果与试验结果对比

以应变控制方式在循环单剪试验仪上对试验土样进行各种形式的不规则加载试验, 可得到土样在不规则加载情况下的试验滞回曲线; 以同样的应变历程作为输入, 已试验得到的动剪模量和阻尼比曲线为已知条件, 应用本文修正的D-Pyke模型可计算得到土单元的应力-应变滞回曲线。图10给出了在不同应变历程下, 本文D-Pyke模型计算得到的理论结果和试验结果的对比情况, 其中图10(a)、(c)、(e)为应力时程曲线, 图10(b)、(d)、(f)为应力-应变滞回曲线。图中同时给出了未考虑阻尼修正的Pyke模型计算的

理论结果, 作为参考比较。由图10可见, Pyke模型和D-Pyke模型均能较好地模拟土体在随机地震作用下的动剪模量非线性衰减和棘轮效应, 但是Pyke模型所得到的理论滞回曲线相比于试验曲线过于饱满, 其实质就是高估了场地土的滞回耗能特性, 必然导致动力分析中的误差。而本文所提出的进行了阻尼修正后的D-Pyke模型显然避免了这种误差, 得到的理论滞回曲线与试验滞回曲线在饱满程度上较为接近, 从而能同时真实地模拟场地土的动模量衰减特性和滞回耗能特性, 使得动力分析结果更为精确。

当然, 由图还可以看出, 当应变幅值较大时, 土样的试验滞回曲线还表现出明显的反S形特征, 这与Vucetic^[18]的研究结果类似。本文模型尚不能实现滞回曲线形状上的更精确模拟, 有待于进一步研究。

4 结 语

本文研究了Pyke模型对场地土滞回阻尼特性的

模拟情况,发现其虽然能较好地模拟土单元在循环荷载作用下的非线性模量衰减和棘轮效应,但存在与 Masing 模型类似的缺陷,不能精确地模拟土的阻尼比,表现为在大应变下高估土的滞回耗能特性。同时,本文提出了基于阻尼的修正 Pyke 模型 (D-Pyke),推导了其本构模型方程,并通过数值模拟和试验的对比验证了 D-Pyke 模型的合理性。D-Pyke 模型既能同时精确模拟场地土的动剪模量和阻尼比非线性特性、合理反映土的棘轮效应,又具有非常简洁的加卸载准则,减小理论计算中对复杂加载路径判断的困难,可为场地地震动力反应分析、土结构动力相互作用研究等提供一种合理的本构模型。

参考文献:

- [1] MASING G. Eigenspannungen und verfestigung beim messing[C]// Proceedings of the 2nd International Congress of Applied Mechanics. Zurich, 1926: 332 - 335. (MASING G. Residual stress and deformation of the brass[C]// Proceedings of the 2nd International Congress of Applied Mechanics. Zurich, 1926: 332 - 335. (in German))
- [2] PHILLIPS C, HASHASH Y M A. Damping formulation for nonlinear 1D site response analyses[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2009, **29**(7): 1143 - 1158.
- [3] IWAN W D. On a class of models for the yielding behavior of continuous and composite systems[J]. Journal of Applied Mechanics, 1967, **34**: 612 - 617.
- [4] 王志良, 王余庆, 韩清宇. 不规则循环剪切荷载作用下土的黏弹塑性模型[J]. 岩土工程学报, 1980, **2**(3): 10 - 19. (WANG Zhi-liang, WANG Yu-qing, HAN Qing-yu. Visco-elastoplastic model for soils under irregular cyclic loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1980, **2**(3): 10 - 19. (in Chinese))
- [5] 郑大同, 王天龙. 土的滞回特性及其模型化[C]// 中国土木工程学会第四界土力学及基础工程学术会议论文选集. 北京: 中国建筑工业出版社, 1986: 302 - 308. (ZHENG Da-tong, WANG Tian-long. Hysteretic properties of soils and its modelization[C]// Proceeding of the 4th Soil Mechanics and Foundation, CCES. Beijing: China Architecture and Building Press, 1986: 302 - 308. (in Chinese))
- [6] 栾茂田, 林 皋. 场地地震反应一维非线性计算模型[J]. 工程力学, 1998, **9**(1): 94 - 103. (LUAN Mao-tian, LIN Gao. Ramberg-Osgood constitutive model with variable parameters for dynamic nonlinear analysis of soils[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1992, **12**(2): 69 - 78. (in Chinese))
- [7] MURAVSKII G. On description of hysteretic behaviour of materials[J]. International Journal of Solids and Structures, 2005, **42**(9): 2625 - 2644.
- [8] 尚守平, 刘方成, 王海东. 基于阻尼的地震循环荷载作用下黏土非线性模型[J]. 土木工程学报, 2007, **40**(3): 74 - 81. (SHANG Shou-ping, LIU Fang-cheng, WANG Hai-dong. Nonlinear model based on damping ratio for clay under seismic c loading[J]. China Civil Engineering Journal, 2007, **40**(3): 74 - 81. (in Chinese))
- [9] HASHASH Y, PHILLIPS C, GROHOLSKI D R. Recent advances in non-linear site response analysis[C]// Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor I. M. Idriss. San Diego, 2010: 1 - 22.
- [10] PYKE R M. Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1980, **105**(6): 715 - 726.
- [11] KOKUSHO T. Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range[J]. Soils and Foundations, 1980, **20**(2): 45 - 60.
- [12] SEED H B, WONG R T, IDRIS I M, et al. Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1986, **112**(11): 1016 - 1032.
- [13] SUN J I, GOLESORKHI R, SEED H B. Dynamic Moduli and Damping Ratios for Cohesive Soils[R]. Berkeley: University of California, 1988.
- [14] IDRIS I M. Response of soft soil sites during earthquakes[C]// Proceeding of a Memorial Symposium to Honor Professor Seed H. B. Berkeley: University of California, 1990.
- [15] VUCETIC M, DOBRY R. Effect of soil plasticity on cyclic response[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1991, **117**(1): 89 - 107.
- [16] ISHIBASHI I, ZHANG X. Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay[J]. Soils and Foundations, 1993, **33**(1): 182 - 191.
- [17] DARENDELI M B. Development of a new family of normalized moduli reduction and material damping curves[D]. Austin: University of Texas at Austin, 2001.
- [18] VUCETIC M. Normalized behavior of clay under irregular cyclic loading[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1990, **27**(1): 29 - 46.

DOI: 10.11779/CJGE201901010

基于突变理论的高压岩溶隧道掌子面稳定性研究

王志杰, 高靖遥*, 张 鹏, 关 笑, 季晓峰

(西南交通大学交通隧道工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031)

摘 要: 为研究马蹄形隧道前方存在正交高压溶洞时中间岩墙的承压能力和破坏模式, 在考虑溶洞位置和尺寸对中间岩墙稳定性影响的基础上, 建立掌子面失稳破坏的圆锥台模型, 并通过势能判据的尖点突变理论得到掌子面失稳时的溶洞临界压力。同时开展室内模型试验, 揭示高压溶洞与隧道正交时中间岩墙的破坏特征, 并结合数值计算对掌子面破坏模型进行了补充验证。研究表明: 溶洞临界压力随中间岩墙厚度、围岩等级的增大而增加, 随溶洞尺寸的增大而减小, 且围岩弹性模量的变化对中间岩体的稳定性有显著影响; 中间岩墙厚度超过 0.35 倍洞径后, 溶洞已不是造成掌子面破坏的主要因素; 引入压力扩散角 q 描述溶洞与隧道处于不同正交位置时中间岩墙的破坏形态, 发现溶洞临界压力与靠近溶洞一侧的隧道边界曲率正相关。破坏模型贴近工程实际, 所得结果与试验基本吻合, 可为高压岩溶隧道的设计与施工提供参考。

关键词: 高压岩溶隧道; 掌子面破坏特征; 相似模型试验; 突变模型; 压力扩散角

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0095-09

作者简介: 王志杰(1964-), 男, 教授, 主要从事地下工程施工技术等方面研究工作。E-mail: zhjwang@swjtu.edu.cn。

Stability analysis of tunnel face in high-pressure karst tunnels based on catastrophe theory

WANG Zhi-jie, GAO Jing-yao, ZHANG Peng, GUAN Xiao, JI Xiao-feng

(Key Laboratory of Transportation Tunnel Engineering, Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: In order to study the bearing capacity and failure mode of the intermediate rock wall in the presence of orthogonal high-pressure caverns in front of horseshoe tunnels, a frustum model for the instability of tunnel face is established considering the influences of the location and size of the cavern on the stability of the intermediate rock wall. Based on the cusp catastrophe theory of the potential energy criterion, the critical pressure can be predicted. At the same time, similar model tests are conducted to reveal the destruction characteristics of the intermediate rock wall when the high-pressure cavern are intersected with the tunnel. The failure model for the tunnel face is additionally verified. The results show that the critical pressure of karst cavern increases with the thickness of the intermediate rock wall and the grade of the surrounding rock and decreases with the increase of the size of karst cavern. The change of the elastic modulus of the rock has a significant effect on the stability of the intermediate rock. When the thickness of the intermediate rock wall exceeds 0.35 times the hole diameter, the cavern is not the main factor causing the failure of the face. The pressure spread angle q is introduced to describe the destruction pattern of the intermediate rock wall when the cavern and the tunnel are in different orthogonal positions, and finds that the critical pressure of the cave is positively correlated with the curvature of the tunnel boundary near the side of the cavern. The results of the proposed model are basically consistent with the test ones, which can provide reference for the design and construction of high-pressure karst tunnels.

Key words: high-pressure karst tunnel; collapse of tunnel face; similarity model test; catastrophe model; pressure diffusion angle

0 引 言

随着中国西部大开发战略的深入推进, 在西南岩溶发育地区修建隧道、水电站等地下工程频繁遇到掌子面坍塌、突水、突泥、有毒气体喷发等地质灾害。而实际工程情况复杂多变, 导致既有事故经验没有对

工程提供非常有效的指导, 因此研究隧道穿越溶洞时

基金项目: 中央高校基本科研业务专项资金项目 (SWJTU11ZT33);
教育部创新团队发展计划项目 (IRT0955)

收稿日期: 2017-12-14

*通讯作者 (E-mail: yichangfanhua@126.com)

的安全控制已成为中国隧道建设中的重要课题^[1-4]。

溶洞的形状、尺寸、内部填充物、与隧道相对空间位置关系等对隧道稳定性均有影响,且不同影响因素之间相互关联,因此给研究造成极大困难。赵明阶等^[5]针对溶洞尺寸变化对围岩稳定性产生的不同影响,通过相似模型试验和数值计算研究了隧道顶部溶洞尺寸变大后围岩的变形规律;郭佳奇等^[6-7]分别运用弹塑性理论和断裂力学研究了隧道侧部存在高压富水溶洞和掌子面前方存在富水溶洞时岩柱的安全厚度;莫阳春^[8]运用了突变理论和岩体断裂力学以及相似模型试验研究高压水充填型岩溶隧道的稳定性;宋战平等^[9-10]采用数值试验方法研究顶部既有隐伏溶洞对圆形隧道稳定性的影响;孙谋等^[11]通过建立掌子面失稳的折叠突变模型,研究岩溶隧道掌子面的突水机制及最小安全厚度;姜德义等^[12]运用突变理论研究溶洞顶板岩层的稳定性;潘东东等^[13]通过开展流固耦合模型试验,对强充填滞后型溶洞的突水孕灾模式进行了研究;李术才等^[14]运用理论分析、数值试验并结合工程实例,从断裂力学的角度研究了钻爆施工条件下存在含水裂纹的岩溶隧道的突水机制及岩层最小安全厚度。

现有研究主要集中在岩溶隧道支护结构的稳定性分析、岩层安全厚度的确定及岩溶隧道突水断裂机制等。但针对隧道前方存在正交高压溶洞时,中间岩墙承载能力的研究尚不深入,对于马蹄形岩溶隧道掌子面破坏特征的分析更是鲜有涉及。鉴于此,本文考虑溶洞尺寸和位置,建立基于尖点突变理论的中间岩墙破坏模型,从理论角度分析该类型隧道掌子面稳定性变化规律,并开展室内模型试验和数值计算,验证破坏模型的合理性,得到不同情况下临界溶腔压力和中间岩墙厚度的变化关系。

1 基于突变理论的力学模型

针对掌子面与溶洞不同空间相对位置、大小,对掌子面-溶洞破坏体系有不同的简化模型,本文研究所涉及溶洞均与掌子面正交,且溶洞位于掌子面区域内。目前对于该类掌子面破坏模型的研究中,多假设掌子面上的破坏区域与溶洞在掌子面范围内的尺寸基本一致,即掌子面只有一定范围的区域承受溶洞压力^[11-12, 15],而实际工程中,当溶洞与掌子面正交且小于隧道断面尺寸时,掌子面实际破坏区域往往与溶洞尺寸差异较大,且其破坏过程具有明显突变特征。基于势能判据的突变模型需得到变形体的挠度方程,将变形体假设为薄圆板时,无法较好地模拟实际溶洞破坏特征,所得结果也不近准确。而厚圆板的挠度解析解大多采用了级

数表达式,过于复杂,不方便使用。为了更全面地考虑掌子面破坏特征并简化计算,将隧道掌子面、溶洞、及两者之间岩体所构成的系统简化为无数积分薄圆板组成的圆锥台,力学模型示意图1。

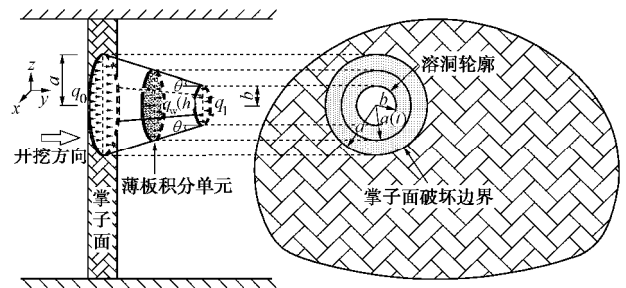


图1 力学模型

Fig. 1 Mechanical model

其包含假设如下:

- (1) 隧道掌子面受力区域呈平面竖直状态,没有凹凸不平,为均匀圆形。
- (2) 溶洞与掌子面之间的受力岩体简化为由无数周边固支、厚度均一的积分薄圆板组成的圆锥台岩体。溶洞压力在掌子面前方围岩里传递、扩散,作用在这些直径不同的积分薄圆板上。
- (3) 掌子面只在压力影响范围内产生变形,其余部分不变形,整个中间岩墙的影响范围呈圆锥台形状,圆锥台破坏体内不同半径圆板的最大挠度一致。
- (4) 本文主要研究溶腔高压对中间岩墙的挤压,从而导致的岩墙剪切破坏,不考虑岩溶裂隙水的劈裂作用。
- (5) 中间岩墙的压缩挤密远远小于其在隧道纵向上的形变,因此在计算气体做功时忽略因岩墙压缩挤密产生的微小位移。

作用在掌子面上的荷载区域半径为 a ,溶洞半径为 b ,掌子面空气压力为 q_0 ,隧道前方溶洞压力为 q_1 ,中间岩墙厚度 h ,薄圆板厚度为 t ,圆锥台顶部角度为 θ 。根据弹塑性理论,荷载影响区内掌子面的挠度方程为

$$w = \frac{q}{64D}(a^2 - r^2)^2 \quad (1)$$

式中 r 为距荷载圆心的距离; q 为圆板上的均布荷载; D 为圆板的抗弯刚度, $D = kEt^3 / 12(1 - m^2)$, E , m 分别为圆板的弹性模量和泊松比。

采用能量突变判据方法对围岩系统稳定性进行判别^[16],整个系统的总势能为

$$P = U - W = (U_1 + U_2) - (W_1 + W_2) \quad (2)$$

式中 U 为圆锥台岩体的变形势能,包括弯曲变形势能 U_1 及中面应变势能 U_2 ; W 为外力对圆锥台所做的功,包括溶洞内压与凌空面气压的差值在轴向位移上

的做功 W_1 及在径向位移上的做功 W_2 。为避免计算过程中出现高阶小量, U_1 项作近似处理:

$$U_1 = \pi D \int_0^a \left[r \left(\frac{d^2 w}{dr^2} \right)^2 + \frac{1}{r} \left(\frac{dw}{dr} \right)^2 \right] dr = \frac{32\pi D w_m^2}{3a^2}, \quad (3)$$

式中, w_m 为圆板中心的最大挠度, 而根据假设 (2), 则有

$$w_m = \frac{[q_w(h) - q_0]a^4}{64D}, \quad (4)$$

式中, $q_w(h)$ 为溶洞压力传递到积分薄圆板上的压力, 溶洞内压传递到不同位置圆板的压力满足

$$\pi b^2 q_1 = \pi a^2(t) q_w(t). \quad (5)$$

式中, $a(t)$ 为不同位置圆板的半径:

$$a(t) = \frac{a-b}{h}t + b. \quad (6)$$

厚度为 dt 的薄圆板的中面应变势能为

$$U_{2t} = \frac{\pi E dt}{1-m^2} \times \int_0^{a(t)} \left\{ \left[\frac{du_r}{dr} + \frac{1}{2} \left(\frac{dw}{dr} \right)^2 \right]^2 + \frac{u_r^2}{r^2} + 2m \frac{u_r}{r} \left[\frac{du_r}{dr} + \frac{1}{2} \left(\frac{dw}{dr} \right)^2 \right] \right\} r dr$$

$$= c_3 \frac{\pi E dt}{(1-m^2)a(t)^2} w_m^4, \quad (7)$$

式中, u_r 为径向位移, 其值根据周边固支的边界条件确定, 并取其级数表达式的前两项, 得到

$$u_r = \left(1 - \frac{r}{a(t)} \right) \frac{r}{a(t)} \left(c_1 \frac{w_m^2}{a(t)} - c_2 \frac{w_m^2}{a(t)} \frac{r}{a(t)} \right), \quad (8)$$

式中, c_1, c_2, c_3 为变分常数。

将式 (5)、(6) 代入式 (7), 并在圆锥台 y 方向上积分得到系统的中面应变势能, 结合式 (3) 得到系统的变形势能:

$$U = U_1 + \int_0^h dU_{2t} = \frac{32\pi D w_m^2}{3a^2} + \int_0^h c_3 \frac{\pi E dt}{(1-m^2)a(t)^2} w_m^4$$

$$= \frac{32\pi D w_m^2}{3a^2} + \frac{c_3 \pi E h}{(1-m^2)ab} w_m^4. \quad (9)$$

为避免计算过程中出现高阶小量, 外力功作近似处理:

$$W = \iint \left(\frac{b^2}{a^2} q_1 - q_0 \right) w r dq dr + \iint \left(\frac{b^2}{a^2} q_1 - q_0 \right) \mu_r r dq dw$$

$$= \frac{1}{3} \pi \left(\frac{b^2}{a^2} q_1 - q_0 \right) a^2 w_m - c_4 \pi \left(\frac{b^2}{a^2} q_1 - q_0 \right) w_m^3. \quad (10)$$

把式 (9)、(10) 代入式 (2) 即得到整个破坏岩体系统的势函数:

$$P = \frac{c_3 \pi E h}{(1-m^2)ab} w_m^4 + \frac{32\pi D}{3a^2} w_m^2 +$$

$$c_4 \pi \left(\frac{b^2}{a^2} q_1 - q_0 \right) w_m^3 - \frac{1}{3} \pi \left(\frac{b^2}{a^2} q_1 - q_0 \right) a^2 w_m. \quad (11)$$

作如下变量代换^[8]:

$$P = \sum_{i=0}^4 a_i w_m^i, \quad x = w_m - B, \quad B = \frac{a_3}{4a_4}, \quad (12)$$

将式 (11) 化成式 (12) 形式:

$$P = b_0 + b_1 x + b_2 x^2 + b_4 x^4, \quad (13)$$

其中,

$$\begin{pmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \\ b_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} B^4 & -B^3 & B^2 & -B & 1 \\ -4B^3 & 3B^2 & -2B & 1 & 0 \\ 6B^2 & -3B & 1 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \end{pmatrix}, \quad (14)$$

令

$$\bar{P} = \frac{P}{4b_4}, \quad u = \frac{b_2}{2b_4}, \quad v = \frac{b_1}{4b_4}, \quad c = \frac{b_0}{4b_4}, \quad (15)$$

则式 (13) 可以化为

$$\bar{P} = \frac{1}{4} x^4 + \frac{1}{2} u x^2 + v x + c. \quad (16)$$

由 $\bar{P}'(x) = 0$, $\bar{P}''(x) = 0$ 联立得到分叉集方程为

$$\Delta = 4u^3 + 27v^2 = 0. \quad (17)$$

当控制变量满足式 (17) 时, 系统处于突变前的临界状态, 因此可以得到系统发生突变失稳的充分条件^[17]:

$$\left[c_4^3 \pi^3 \left(\frac{b^2}{a^2} q_1 - q_0 \right)^3 + \frac{8E^2 c_3^2 h^2 \pi^2}{a^2 b^2 (m^2 - 1)^2} - \frac{32E^2 c_3 c_4 h^4 \pi^3 \left(\frac{b^2}{a^2} q_1 - q_0 \right)^2}{9a^3 b (m^2 - 1)^2} \right]$$

$$= \left(c_4^2 \pi^2 \left(\frac{b^2}{a^2} q_1 - q_0 \right)^2 - \frac{64E^2 c_3 h^4 \pi^2}{27a^3 b (m^2 - 1)^2} \right)^3. \quad (18)$$

系统跨越分叉集发生突变的必要条件为 $u \leq 0$, 得到

$$\frac{27c_4^2 a^3 b (m^2 - 1)^2 \left(\frac{b^2}{a^2} q_1 - q_0 \right)^2}{64c_3 E^2} \geq h^4. \quad (19)$$

由式 (18)、(19) 可知, 中间岩墙厚度越薄, 溶洞尺寸越大, 内外气压差越大, 围岩弹模越小, 泊松比越小, 系统越容易发生失稳破坏。

2 高压溶洞模型试验

2.1 工程背景

依托工程为云南大临铁路临沧红豆山隧道, 隧道

因前方存在高压气体溶洞,发生掌子面崩塌、有害气体突出爆炸的安全事故。隧道断面净空尺寸为 $14.75\times5.0\text{ m}$,长约 10616 m ,最大埋深约 1020 m ,属于深埋隧道。隧址区地质构造复杂,具有岩溶发育、地下水丰富等特征。隧道穿越地层内存在上覆地层垮塌的松散砂土、卵石土、黏性土等,经过地下水的浸泡后,围岩抗剪强度大大降低,为隧道施工过程中发生失稳坍塌等工程地质灾害创造了条件。

2.2 模型试验装置

为完善并验证破坏模型,进行隧道前方存在高压溶洞时掌子面破坏室内相似模型试验。试验采用自主设计的试验台架,台架净空尺寸的长、宽、高分别为 $300, 100, 180\text{ cm}$,隧道断面尺寸为 $58\text{ cm}\times38\text{ cm}$ (跨径 \times 高度),左右两侧各取约2倍洞径(121 cm)作为边界条件,隧道开挖断面上部围岩厚 92 cm ,剩余隧道埋深采用液压千斤顶加载代替。经过现场测试,水平构造应力不明显,因此只考虑自重应力场,采用位移边界条件对围岩进行约束。为了使围岩和隧道试体处于平面应变状态,在试验台架前后设置8根工字钢对模型槽前后进行约束。模型实验台架见图2。

溶洞内压变化对隧道周边收敛的影响,通过预埋传导杆中的钢匝丝带动模型箱外的百分表得到;拱顶下沉通过铜杆传递至地层上表面,令差动式数显位移计发生变化;掌子面挤出的测量方法同周边收敛测量一致,由预埋传导杆传至试验台架背后进行测量。

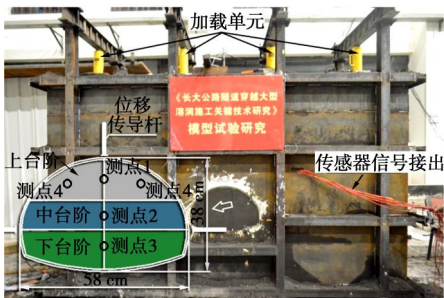


图2 模型试验台架

Fig. 2 Model test devices

通过气压加载的方式模拟溶洞内压变化,溶洞模拟装置及气压控制设备见图3所示。由于加载装置与大气连通,因此显示加载气压为球体内外压力差,并按照相似比条件设置该压力差。

2.3 相似材料选择及制备

根据相似材料基本原理^[18]配置试验所用的相似材料,模型试验选取几何相似比 $C_l=30$,其他物理力学参数相似比如下:重度、内摩擦角、泊松比、应变的相似比 $C_g=C_j=C_m=C_e=1$,弹性模量、黏聚力、应力、位移的相似比 $C_E=C_c=C_s=C_d=30$ 。



图3 溶洞内压控制装置

Fig. 3 Cavity pressure controlling devices

模型土的配制以河砂为基材,加入一定比例的粉煤灰、机油、松香及石英砂。经过大量的材料配比和相关力学参数试验,确定的材料配比见表1。

表1 IV级围岩相似材料配比

Table 1 Mixing proportions similar materials of rock grade IV

材料	石英砂	河砂	粉煤灰	机油	松香酒精溶液
比例	1	1	0.75	0.275	0.15

相似材料模型试验的围岩级别为IV级,为均值围岩。围岩参数的选取结合隧道地质勘察资料和《公路隧道设计规范》(JTGD70—2004),力学参数见表2。

表2 原型与相似材料参数

Table 2 Parameters of rock and similar materials

项目	g /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	E /GPa	m	c /MPa	j /($^{\circ}$)
原岩材料	20~23	1.3~6	0.3~0.35	0.2~0.7	27~39
模型材料	21	0.1	0.30	0.05	28

2.4 试验工况及开挖方式

本次试验为研究高压溶洞对隧道开挖稳定性及掌子面失稳破坏特征的影响,将溶洞设置在掌子面前方不同位置,并改变溶洞直径及内压,溶洞的形状简化为球体。试验工况设置见表3。其中,各工况掌子面挤出位移测点与溶洞中心在掌子面上的投影位置基本一致,即保证所测掌子面挤出位移为圆锥台最大位移 w_m 。

表3 试验工况设计表

Table 3 Design of test conditions

工况	试验溶洞 直径/cm	实际溶洞 直径/m	溶洞位置	掌子面挤出 位移测点
1	15	4.5	拱顶	1
2	15	4.5	边墙	6
3	15	4.5	仰拱	3
4	15	4.5	拱腰	4
5	10	3.0	拱腰	4
6	20	6.0	拱腰	4

模型试验中隧道纵向长度为 100 cm ,试验中按照隧道实际施工步骤进行开挖与支护,三台阶开挖循环进尺均为 10 cm (对应原型 3 m),上中台阶长度设定为 10 cm (对应原型 3 m),每开挖至一个轮进深度后

停止开挖, 进行钢拱架支护与喷射混凝土的施工, 开挖共计模拟 2 个完整的施工循环, 开挖至纵向 40 cm 处停止 (对应原型 12 m), 此时中间岩墙厚度为 10 cm (对应原型 3 m), 隧道开挖示意图见图 4。随后逐级增加溶洞内压, 气压加载梯度按照相似比进行设置, 见表 4。

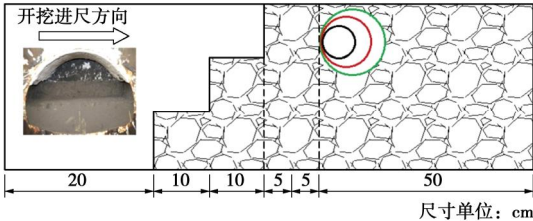


图 4 隧道开挖示意图
Fig. 4 Sketch of excavation of karst tunnel

表 4 压力加载表

Table 4 Pressure loading rates			
项目	初始压力	加载梯度	最大压力
溶洞内压/kPa	5	5	100
原型值/MPa	0.15	0.15	3.00

加压过程中实时监测拱顶沉降、水平收敛及掌子面挤出, 当洞周位移或掌子面发生明显的突变, 即认为隧道已经发生失稳破坏。试验中隧道开挖采取人工开凿的方式进行模拟。

3 数值理论模型及计算参数

为研究不同围岩条件及中间岩墙厚度对掌子面稳定性的影响, 采用有限差分软件 $FLAC^{3D}$ 建立岩溶隧道三维模型, 以期对模型试验结果进行补充, 完善对力学模型的验证。数值计算模拟工况见表 5。

表 5 模型计算工况

Table 5 Indices for numerical calculation		
工况	围岩等级	中间岩墙厚度/m
7	III	3.0
8	IV	3.0
9	V	3.0
10	IV	2.5
11	IV	3.5
12	IV	6.0
13	IV	9.0

模型总高为 90 m, 宽为 120 m, 纵向延伸 30 m, 三台阶开挖至距离溶洞 3 m 时停止。开挖进尺、台阶长度均为 3 m, 施工过程与相似模型试验一致。隧道开挖宽度和高度分别为 17.31 m 和 11.36 m。溶洞为直径 4.5 m 的球形空洞, 位于左拱腰处, 并施加 0.5 MPa 初始内部压力, 在对于左右两侧边界上的节点进行 x 方向的位移约束, 对于下侧边界上的节点进行 y 方向的位移约束, 对于前后边界上的接点进行 z 方向的位移约束, 上侧边界为水平地面。示意图见图 5。计算

参数值见表 6, 围岩采用莫尔-库仑模型。

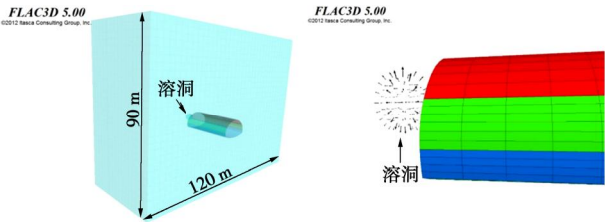


图 5 岩溶隧道计算模型
Fig. 5 Model for karst tunnels

表 6 数值计算参数

Table 6 Numerical parameters					
类型	重度 ($kN \cdot m^{-3}$)	弹性模 量/GPa	泊松 比	内摩 擦角 ($^{\circ}$)	黏聚 力 /MPa
III级围岩	24	12.0	0.27	44	1.1
IV级围岩	21	3.0	0.30	28	0.5
V级围岩	18	1.5	0.40	24	0.1

4 试验结果

在逐级增加溶洞压力后, 隧道拱顶沉降、水平收敛随内压增大的增幅较小, 而掌子面挤出随溶洞内压的增大而显著增大。掌子面挤出位移增量突变, 掌子面与溶洞之间的围岩被挤出时, 认定此时隧道发生失稳破坏, 所对应的溶洞内压即为临界压力。

4.1 不同溶洞位置掌子面破坏特征

从试验现场的加压破坏过程来看, 溶洞位于不同位置时的隧道失稳破坏过程基本一致: 在加压初期, 肉眼看不到隧道有明显的变形; 继续加压, 掌子面出现微小裂缝并逐渐贯通; 溶洞压力快要达到临界压力时, 掌子面临近溶洞位置可以观察到有向外失稳破坏的趋势; 当溶洞内压达到临界压力, 掌子面与溶洞之间的围岩被突然挤出, 甚至模拟溶洞的气球破裂, 喷出里面的填充物, 岩墙坍塌形成近似圆锥台的空腔。气压加载阶段掌子面挤出位移及临界压力如图 6。

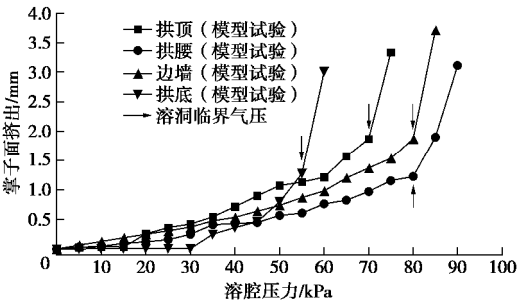


图 6 气压加载阶段不同位置溶洞对掌子面稳定性的影响
Fig. 6 Influences of position of cavern on stability of tunnel face in air-loading process

存在差异的是, 当溶洞位于隧道掌子面前方不同位置时: ①隧道掌子面失稳破坏的临界溶洞内压不同, 当溶洞位于拱底位置时, 掌子面在溶洞加压过程中最

容易发生失稳破坏。溶洞位于拱腰位置时, 溶腔压力对隧道掌子面的影响最弱; ②掌子面破坏面积不同, 掌子面发生坍塌破坏后, 形成了新的空腔, 空腔形状基本呈圆台, 该圆台截面半径从溶洞处向掌子面方向增大, 见图 7。空腔在掌子面处的截面即为掌子面的破坏面, 当溶洞位于拱顶处时, 该破坏面的直径约为 32 cm; 当溶洞位于拱腰时, 破坏面的直径约为 30 cm; 当溶洞位于边墙时, 破坏面的直径约为 33 cm; 当溶洞位于拱底时, 破坏面的直径约为 20 cm。

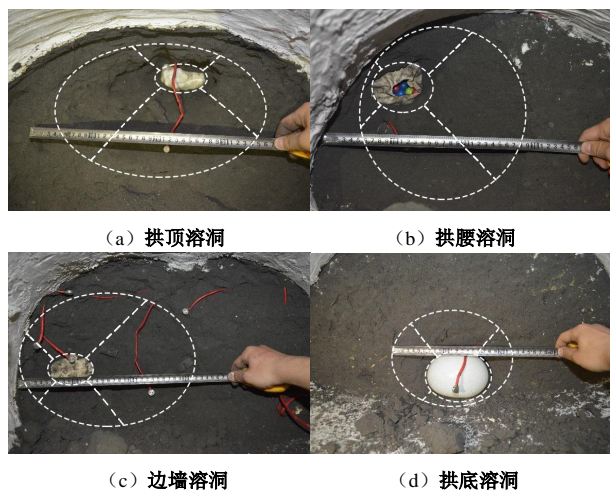


图 7 掌子面失稳坍塌

Fig. 7 Collapse at tunnel face

4.2 不同溶洞尺寸时掌子面破坏特征

固定溶洞到掌子面的最近距离和溶洞与掌子面的相对位置, 分析溶洞尺寸对隧道掌子面的稳定性影响, 气压加载阶段掌子面挤出位移如图 8。当溶洞尺寸越大, 隧道抵抗溶洞内压的能力越弱, 掌子面挤出位移随压力增长越明显。

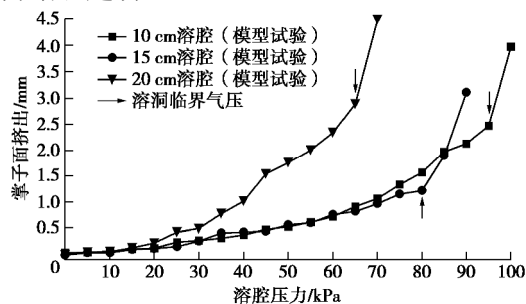


图 8 随内压变化不同尺寸溶洞对掌子面稳定性的影响

Fig. 8 Influences of size of cavern on stability of tunnel face in air-loading process

溶洞尺寸对掌子面失稳坍塌后形成的空腔尺寸有明显影响。当溶洞直径为 10 cm 时, 破坏面的直径约为 25 cm; 当溶洞直径为 15 cm 时, 破坏面的直径约为 30 cm; 当溶洞直径为 20 cm 时, 破坏面的直径约为 35 cm。破坏面尺寸随着溶洞尺寸的增大基本呈等比例变化, 空腔形状依旧呈圆台状。

4.3 不同围岩条件下掌子面破坏特征

围岩的物理力学性能直接关系到中间岩墙的稳定

性。仅改变围岩级别, 分析溶洞气压加载过程中掌子面的破坏特征, 同时将相似模型试验中同样条件下所得结果乘上相似比后, 与数值计算结果进行对比, 见图 9。III级围岩条件下溶洞临界内压为 6.5 MPa; IV级围岩条件下溶洞临界内压为 3.2 MPa; V级围岩条件下溶洞临界内压为 1.6 MPa。围岩对中间岩墙稳定性的影响较大。数值计算得到的结果比相似模型试验中的结果略小, 且数值计算所模拟的破坏过程突变更明显。

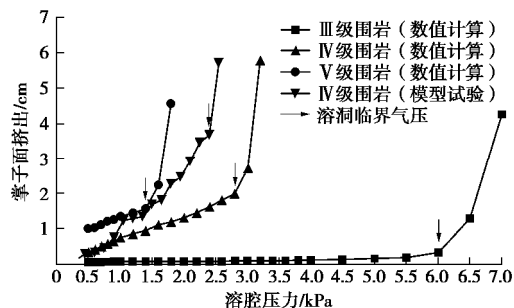


图 9 随内压变化不同围岩条件下溶洞对掌子面稳定性的影响

Fig. 9 Influences of cavern on stability of tunnel face under change of internal pressure and different rock properties

4.4 不同中间岩体厚度时掌子面破坏特征

在IV级围岩条件下, 改变中间岩墙厚度, 气压加载过程中掌子面挤出位移的部分结果见图 10。当中间岩体厚度为 3.5 m (0.2 倍洞径) 时, 在溶洞气压加载过程前期, 掌子面挤出位移变化并不显著; 当中间岩体厚度大于 6 m (0.35 倍洞径), 临界内压已超过 10 MPa, 且最大位移靠近掌子面中央, 见图 11, 该厚度情况下, 掌子面的挤出位移主要由正常开挖导致。

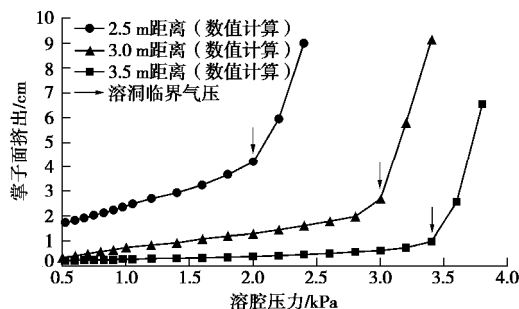


图 10 随内压变化不同中间岩体厚度对掌子面稳定性的影响

Fig. 10 Influences of different thicknesses of middle rock on stability of tunnel face under change of internal pressure

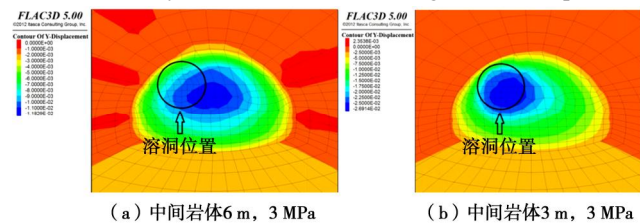


图 11 不同中间岩体厚度时掌子面纵向位移

Fig. 11 Longitudinal displacements of tunnel face under different thicknesses of middle rock is

5 掌子面稳定性分析

5.1 掌子面破坏面尺寸及压力扩散角

对相似模型试验里中间岩墙破坏后形成的空腔进行尺寸测量,发现当掌子面前方溶洞位置不变时,不同尺寸溶洞破坏后形成的圆锥台空腔的母线与掌子面的夹角变化不大,而变化溶洞位置对该夹角大小有明显影响,见表 7。空腔形态示意图见图 12 (a)、(b)。

表 7 不同位置处空腔的母线角度

Table 7 Busbar angles of cavity at different locations (°)				
项目	拱顶	拱腰	边墙	仰拱
母线最大角度	60.2	63.7	53.5	19.5
母线最小角度	20.6	10.1	30.5	8.5

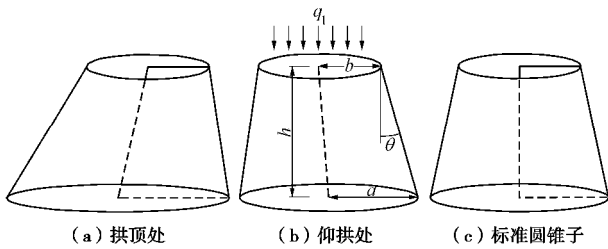


图 12 圆台空腔示意图

Fig. 12 Presentation of cone cavity

目前关于溶洞破坏后空腔形态的研究,下伏溶洞^[19]、掌子面前方溶洞^[20]破坏后的形态基本呈类圆锥台状。根据模型试验结果分析,马蹄形隧道掌子面前方存在溶洞时,溶洞位置不仅影响了临界溶腔压力,还影响了破坏后腔体形态,并非呈现较为规则的圆锥台形状,空腔朝着掌子面中心扩散。借鉴路基 GB50007—2002《建筑地基基础设计规范》,将圆台空腔的顶部夹角 q 命名为压力扩散角,见图 1, 12。但区别于路基中的概念,该处的压力扩散角可达到 30° 以上,且其大小除了与围岩自身力学性能有关,还与上覆土压力及溶洞所处位置有关。

对于马蹄形隧道,其断面由多条曲率不同的圆曲线组成,对掌子面前方围压的约束不同,而破坏面上的应力应变边界条件是不变的,因此造成不同位置处,力的传递路径有差异,从而导致掌子面不同位置崩塌后形成的溶洞形状、尺寸存在差异,见图 7。

将不同位置处形成的空腔简化为轴对称圆锥台空腔,如图 12 (c),可由表 7 得到不同位置处空腔的压力扩散角,见表 8。

表 8 不同位置处的隧道边界曲率与压力扩散角

Table 8 Curvatures and pressure diffusion angles of tunnel boundary at different positions of cavern				
项目	拱顶	拱腰	边墙	仰拱
曲率/(m ⁻¹)	0.0866	0.0864	0.0959	0.0691
压力扩散角/(°)	40.36	36.87	41.99	14

根据压力扩散角、溶洞尺寸和中间岩墙厚度可以确定破坏空腔的具体形状:

$$a=b+h\cdot\tan q\quad (20)$$

对于深埋隧道,若忽略溶洞位置不同而导致上附土压力的微小差异,则相邻的隧道边界的曲率越大,压力扩散角越大,掌子面上的破坏面积越大。根据第一节力学模型,引入压力扩散角后,通过式 (18) ~ (20) 可以由溶洞与隧道掌子面的相对位置求得溶腔临界气压,也可根据溶洞气压求得中间岩墙的安全厚度。

5.2 参数影响分析

为研究单一因素变化对结构稳定性产生的影响,选取了 108 组不同参数,根据式 (17) ~ (19) 得到溶腔压力与中间岩墙安全厚度的变化关系,计算结果见图 13~15。其中部分参数取值与前文试验工况一致,已在图中标出。可见在中间岩墙较薄时计算结果与试验结果基本一致,当中间岩墙厚度较大,即溶洞离掌子面距离较远时,破坏模型所得结果偏于保守。

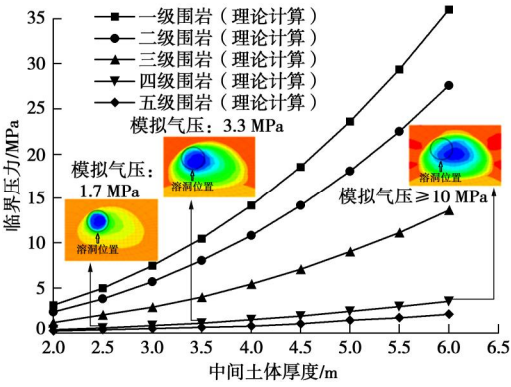


图 13 不同围岩的临界压力变化曲线

Fig. 13 Critical pressures of cavern with different surrounding rocks

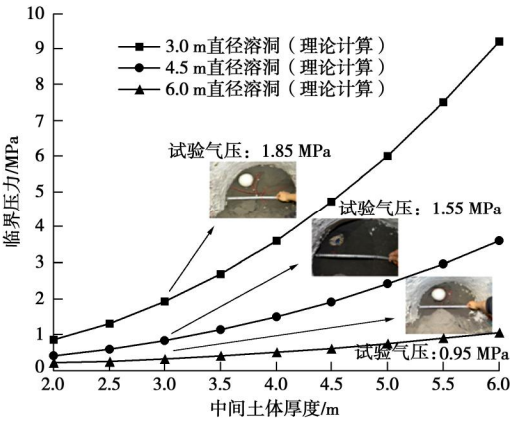


图 14 不同溶洞尺寸的临界压力变化曲线

Fig. 14 Critical pressures of cavern with different sizes

从图 13 中可以看出,围岩等级的变化对中间岩墙稳定性具有非常明显的影响,计算表明弹性模量 E 和泊松比 m 越大,即围岩越硬中间岩墙稳定性越好,且弹性模量较泊松比对稳定性的影响更大。

当溶洞尺寸小于隧道断面尺寸时,中间岩墙的稳

定性受到溶洞尺寸的影响, 见图 14。根据中间岩墙破坏模型, 溶洞尺寸直接影响到中间岩墙破坏结构的大小。从能量的角度分析: 一方面, 溶洞尺寸的增加导致发生单位位移时中间岩墙弯曲变形势能 U_1 及中面应变势能 U_2 的减小; 另一方面, 更大的溶洞使中间岩墙发生单位位移时所做的功增多。从而导致中间岩墙的稳定恶化, 溶洞临界压力降低。

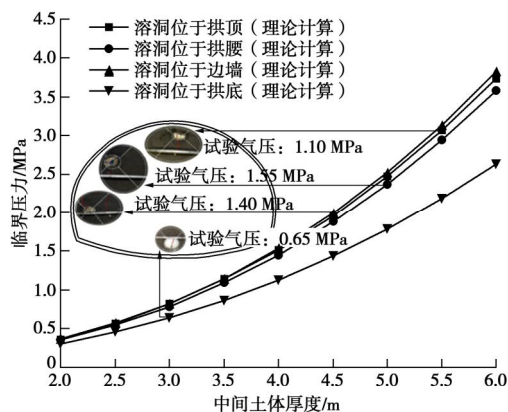


图 15 不同溶洞位置的临界压力变化曲线

Fig. 15 Critical pressures of cavern at different positions

当溶洞尺寸小于隧道断面尺寸, 且溶洞距离掌子面较近时, 溶洞与掌子面中间岩墙的破坏类似于冲切破坏, 临界气压下破坏结构的平衡状态由破坏面上拉应力和剪应力同时控制。溶洞与掌子面较近时, 溶洞压力在岩墙中的传递路径明显受到隧道轮廓的影响, 造成破坏结构形态类似倾斜的圆锥台。仰拱处的隧道轮廓曲率与其他部位明显不同, 造成了该处溶洞临界气压与其他部位的较大差异, 这点均在突变模型和模型试验中得到了佐证, 如图 15。根据破坏模型, 靠近溶洞的隧道断面曲率越大, 中间岩墙的稳定越高, 临界溶洞压力越大。

5.3 安全厚度控制

根据前文对中间岩墙破坏模型参数的分析, 当隧道临近溶洞时, 应首先确定溶洞与隧道的相对位置关系。对于 IV 级围岩中, 直径为 4.5 m, 压力为 1 MPa 的溶洞, 位于拱顶部位时, 安全厚度应为 3.5 m; 位于仰拱时, 安全厚度应为 4 m。该种因溶洞分布位置不同带来的差异随着溶洞压力的增大而增大。

当隧道靠近溶洞时, 开挖导致掌子面前方围岩受到扰动。特别对于整体性较差的围岩, 开挖扰动导致中间岩墙的弹性模量急剧降低。根据前文分析, 弹性模量的降低将会显著恶化中间岩墙的稳定。因此, 实时监测掌子面前方围岩弹性模量是保证隧道安全开挖的关键。

6 结 论

本文就掌子面前方存在尺寸小于隧道断面的高压溶洞时掌子面突变破坏问题, 探讨了围岩条件、溶洞

位置和尺寸对中间岩墙承压能力的影响, 得到以下 4 点结论。

(1) 溶腔临界气压与中间岩墙厚度、围岩等级呈正相关; 与溶洞尺寸呈负相关。其中, 围岩弹性模量对中间岩墙的稳定有显著影响。当中间岩墙厚度 ≥ 0.35 倍洞径时, 溶洞对掌子面的影响较小, 挤出位移主要由正常开挖所致。

(2) 中间岩墙的破坏呈冲切破坏模式, 且具有明显突变特征。溶腔压力的传递受到隧道断面约束的影响, 导致掌子面前方不同位置的临界溶腔压力和破坏结构不同。引入了压力扩散角的概念, 并通过分析得出: 与溶洞临近的隧道边界曲率越大, 压力扩散角越大, 掌子面的破坏面积越大, 临界气压越大。

(3) 将掌子面破坏体系简化为圆锥台, 在考虑了溶洞位置和尺寸对临界气压影响的基础上, 建立掌子面坍塌失稳的尖点突变模型, 并通过势能判据得出掌子面失稳的充分和必要条件。该模型考虑因素更为全面, 所得结果与试验结果基本吻合。

(4) 由于影响掌子面稳定性的因素极多, 很难将所有因素考虑完全。在对临界压力和中间岩墙安全厚度的变化关系确定后, 后期研究应重点考虑不同施工工法对掌子面前方围岩的扰动, 从而探明中间岩墙结构性能的恶化规律, 保证施工过程中的安全。

参考文献:

- [1] 周宗青, 李术才, 李利平, 等. 岩溶隧道突涌水危险性评价的属性识别模型及其工程应用[J]. 岩土力学, 2013, 34(3): 818 - 826. (ZHOU Zong-qing, LI Shu-cai, LI Li-ping, et al. Attribute recognition model of fatalness assessment of water inrush in karst tunnels and its application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(3): 818 - 826. (in Chinese))
- [2] 王遇国. 岩溶隧道突水灾害与防治研究[D]. 北京: 中国铁道科学研究院, 2010. (WANG Yu-guo. Study on scourge and prevention of karst tunnel water inrush[D]. Beijing: China Academy of Railway Sciences, 2010. (in Chinese))
- [3] 康 勇, 杨春和, 张 朋. 浅埋岩溶隧道灾变机制及其防治[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(1): 149 - 154. (KANG Yong, YANG Chun-he, ZHANG Peng. Disaster induced mechanism and its treatment in shallow-buried karst tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(1): 149 - 154. (in Chinese))
- [4] 张庆松, 李术才, 韩宏伟, 等. 岩溶隧道施工风险评价与突水灾害防治技术研究[J]. 山东大学学报(工学版), 2009, 39(3): 106 - 110. (ZHANG Qin-song, LI Shu-cai, HAN Hong-wei, et al. Study on risk evaluation and water inrush disaster preventing technology during construction of karst

- tunnels[J]. Journal of Shandong University(Engineering Science), 2009, **39**(3): 106 - 110. (in Chinese))
- [5] 赵明阶, 敖建华, 刘绪华, 等. 岩溶尺寸对隧道围岩稳定性影响的模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(2): 213 - 217. (ZHAO Ming-jie, AO Jian-hua, LIU Xu-hua, et al. Model testing research on influence of karst cave size on stability of surrounding rockmasses during tunnel construction[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(2): 213 - 217. (in Chinese))
- [6] 郭佳奇, 乔春生. 岩溶隧道掌子面突水机制及岩墙安全厚度研究[J]. 铁道学报, 2012, **34**(3): 105 - 111. (GUO Jiao-qi, QIAO Chun-sheng. Study on water inrush mechanism and safe thickness of rock wall of karst tunnel face[J]. Journal of the China Railway Society, 2012, **34**(3): 105 - 111. (in Chinese))
- [7] 郭佳奇, 乔春生, 曹茜. 侧部高压富水溶洞与隧道间岩柱安全厚度的研究[J]. 现代隧道技术, 2010, **47**(6): 10 - 16. (GUO Jia-qi, QIAO Chun-shen, CAO Qian. Study on safe thickness of rock wall between high pressure water cave and tunnel[J]. Modern Tunnelling Technology, 2010, **47**(6): 10 - 16. (in Chinese))
- [8] 莫阳春. 高压水充填型岩溶隧道稳定性研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2009. (MO Yang-chun. Stability research on high water pressure filled karst caves tunnel[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2009. (in Chinese))
- [9] 宋战平, 綦彦波, 李宁. 顶部既有隐伏溶洞对圆形隧道稳定性影响的数值分析[J]. 岩土力学, 2007, **28**(增刊 1): 485 - 489. (SONG Zhan-ping, QI Yan-bo, LI Ning. Numerical experimental research on concealed karst cave's influence on circular tunnel stability[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(S1): 485 - 489. (in Chinese))
- [10] 宋战平. 隐伏溶洞对隧道围岩支护结构稳定性的影响研究[D]. 西安: 西安理工大学, 2006. (SONG Zhan-ping. Research on the influence of concealed karst caverns upon the stability of tunnel and its support structure[D]. Xi'an: Xi'an University of Technology, 2006. (in Chinese))
- [11] 孙谋, 刘维宁. 高风险岩溶隧道掌子面突水机制研究[J]. 岩土力学, 2011, **32**(4): 1175 - 1180. (SUN Mou, LIU Wei-ning. Research on water inrush mechanism induced by karst tunnel face with high risk[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(4): 1175 - 1180. (in Chinese))
- [12] 姜德义, 任松, 刘新荣, 等. 岩盐溶洞顶板稳定性突变理论分析[J]. 岩土力学, 2005, **26**(7): 1099 - 1103. (JIANG De-yi, REN Song, LIU Xin-rong, et al. Stability analysis of rock salt cavern with catastrophe theory[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(7): 1099 - 1103. (in Chinese))
- [13] 潘东东, 李术才, 许振浩, 等. 岩溶隧道承压隐伏溶洞突水模型试验与数值分析[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(5): 826 - 836. (PAN Dong-dong, LI Shu-cai, XU Zhen-hao, et al. A model test and numerical analysis for water inrush caused by karst caves filled with confined water in tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(5): 826 - 836. (in Chinese))
- [14] 李术才, 袁永才, 李利平, 等. 钻爆施工条件下岩溶隧道掌子面突水机制及最小安全厚度研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(2): 313 - 320. (LI Shu-cai, YUAN Yong-cai, LI Li-ping, et al. Water inrush mechanism and minimum safe thickness of rock wall of karst tunnel face under blast excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(2): 313 - 320. (in Chinese))
- [15] 赵明华, 蒋冲, 曹文贵. 岩溶区嵌岩桩承载力及其下伏溶洞顶板安全厚度的研究[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(11): 1618 - 1622. (ZHAO Ming-hua, JIANG Chong, CAO Wen-gui. Study on bearing capacity of rock-socketed piles and safe thickness of cave roofs in karst region[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(11): 1618 - 1622. (in Chinese))
- [16] 付成华, 陈胜宏. 基于突变理论的地下工程洞室围岩失稳判据研究[J]. 岩土力学, 2008, **29**(1): 167 - 172. (FU Cheng-hua, CHEN Sheng-hong. Study on instability criteria of surrounding rock of underground engineering cavern based on catastrophe theory rock and soil mechanics[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(1): 167 - 172. (in Chinese))
- [17] 何平, 赵子都. 突变理论及其应用[M]. 大连: 大连理工大学出版社, 1989. (HE Ping, ZHAO Zi-du. Mutation theory and its application[M]. Dalian: Dalian University of Technology Press, 1989. (in Chinese))
- [18] 袁文忠. 相似理论与静力学模型试验[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 1998. (YUAN Wen-zhong. Similar theory and statics model test[M]. Chengdu: Southwest Jiaotong University Press, 1998. (in Chinese))
- [19] 雷勇, 尹君凡, 陈秋南, 等. 基于极限分析法的溶洞顶板极限承载力研究[J]. 岩土力学, 2017, **38**(7): 1926 - 1932. (LEI Yong, YIN Jun-fan, CHEN Qiu-nan, et al. Determination of ultimate bearing capacity of cave roof using limit analysis method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(7): 1926 - 1932. (in Chinese))
- [20] 杨子汉, 杨小礼, 许敬叔, 等. 基于上限原理的两种岩溶隧道岩墙厚度计算方法[J]. 岩土力学, 2017, **38**(3): 801 - 809. (YANG Zi-han, YANG Xiao-li, XU Jing-shu, et al. Two methods for rock wall thickness calculation in karst tunnels based on upper bound theorem[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(3): 801 - 809. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201901011

考虑加载速率影响的冻结含盐砂土强度准则研究

高娟^{1,2,3}, 赖远明^{1,3}, 常丹⁴, 牛亚强⁵

(1. 中国科学院西北生态资源环境研究院, 甘肃 兰州 730000; 2. 甘肃省交通规划勘察设计院股份有限公司, 甘肃 兰州 730000;

3. 中国科学院大学, 北京 100000; 4. 北京交通大学, 北京 100044; 5. 兰州交通大学, 甘肃 兰州 730070)

摘要: 围压、加载速率等外部条件对冻结盐渍土强度影响显著。对-15℃德令哈含盐砂土进行了一系列不同加载速率、不同围压下的常规三轴剪切试验, 依据广义非线性强度理论建立了考虑加载速率影响的冻结含盐砂土强度准则。依据试验结果采用二次函数拟合得到了子午面上的破坏函数, 分析了加载速率对冻结含盐砂土强度及内摩擦角的影响。通过修正的 Lade-Duncan 强度准则给出了 p 平面上的破坏函数, 探讨了加载速率对子午面破坏函数及偏平面形状函数的影响。提出的模型能够反映在加载速率、压融以及冰晶破碎等因素共同影响下的冻结含盐砂土强度的非线性特点。

关键词: 加载速率; 强度准则; 主应力空间; 冻结含盐砂土

中图分类号: TU752

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0104-07

作者简介: 高娟(1988-), 女, 博士研究生, 主要从事岩土力学方面的研究工作。E-mail: gaojuan2611261@lzb.ac.cn。

Strength criterion for frozen saline sand considering effects of loading rates

GAO Juan^{1,2,3}, LAI Yuan-ming^{1,3}, CHANG dan⁴, NIU Ya-qiang⁵

(1. Northwest Institute of Eco-Environment and Resources, CAS, Lanzhou 730000, China; 2. Gansu Province Transportation Planning,

Survey & Design Institute CO., LTD., Lanzhou 730000, China; 3. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100000, China;

4. Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China; 5. Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou 730070, China)

Abstract: The external conditions such as confining pressures and loading rates have significant influences on the strength of frozen saline soil. A series of conventional triaxial compression tests under different loading rates are carried out for Delingha frozen saline sand at a temperature of -15℃ with the confining pressures varying from 0.5 to 8 MPa. A strength criterion for the frozen saline sand, including the influences of loading rates, is established by use of the generalized nonlinear strength theory. Based on the conventional triaxial compression test results, the strength function in p - q plane is well fitted by the parabolic equation, and the relationship between loading rates and friction angles is analyzed. The strength function in p plane derived from the modified Lade-Duncan model considering the influences of loading rates and hydrostatic pressures is used. The proposed strength criterion can reflect the nonlinear strength characteristics of frozen saline sand, including the influences of change in the loading rates, pressure melting and ice crushing.

Key words: loading rate; strength criterion; principal stress space; frozen saline sand

0 引言

冻结盐渍土在中国分布极为广泛^[1-2]。冻结盐渍土作为一种含冰、土粒骨架、未冻水、气体以及含盐晶体组成的多组分、分散相体系, 其中盐分的存在及未冻水与冰的动态平衡使得冻土强度等力学性质对围压和加载速率等外部条件更为敏感^[3-5]。而冻土的强度是基础设计及其施工过程中的一个重要的力学指标和评价参数^[6]。在冻结盐渍土区域开展的冻土工程中, 为了准确评价冻土的极限承载力及其基础的稳定性, 建立考虑加载速率和围压等外部因素影响的冻结含盐砂土强度准则显得尤为重要。

早期一些学者通过对低围压下的冻土强度研究,

发现冻土强度随围压的增大近似线性增大, 从而提出了采用线性莫尔库仑、Drucker-Prager 等准则来描述冻土的强度特征。随着后期研究的深入, 学者们^[7-12]先后发现在低温条件下随着围压的增大, 冻土的强度会先增加到某一峰值之后呈现下降趋势, 并分别将冻土的屈服准则表达为不同的二次函数的形式。栗晓林等^[13]、黄道良等^[14]、吕晶晶等^[15]通过单轴压缩试验, 研究了不同加载速率条件下冻土的强度特性, 蔡聪等^[16]基于

基金项目: 中国科学院前沿科学重点研究项目 (QYZDY-SSW-DQC015); 国家自然科学基金项目 (41230630, 41701068)

收稿日期: 2017-12-27

变速率常规单轴压缩试验结果, 引入了一个与加载速率相关的率敏感性系数, 构建了一个新的考虑率效应的冻土强度关系式。

本文取德令哈含盐砂土作为研究对象, 利用常规三轴剪切试验对温度为-15℃的冻结含盐砂土进行了不同加载速率、不同围压下的一系列试验研究, 根据材料在 p 平面与子午面上的破坏规律, 得到子午面及 p 平面上的破坏函数, 建立了复杂应力状态下考虑加载速率的冻结含盐砂土的强度准则。

1 常规三轴剪切试验及结果分析

1.1 试验条件及试样制备

本次试验采用常规三轴剪切试验, 所用土样为德令哈含盐砂土, 其粒径分布如图 1 所示。通过土样溶液的离子分析得到土样盐分及其含量如表 1 所示。在试样的制备过程中, 为了保证均匀性, 首先将采集来的土样过 2 mm 筛后加蒸馏水配制成含水率为 11% 左右的散体土, 在限制蒸发的条件下保持约 6 h, 使水分在土体中充分均匀。然后装入圆柱形模具中在制样机上按试验要求压制成直径为 61.8 mm, 高度为 125 mm 的圆柱形试样, 本文控制试样干密度为 1.90 g/cm^3 , 然后进行抽气饱和, 测得试样的含水率约为 15.99%。试样制好后连模具一起放入制冷箱, 在-30℃的环境中迅速冻结 48 h 后将冻结土样脱模。脱模后在试样两端垫上环氧树脂垫片并套上乳胶套, 随后放入恒温箱内在试验温度下恒温 24 h, 使试样内部温度均匀。通过试验测得土样冻结温度为-9℃, 依据国标 GB50324 冻土试验标准, 本次试验温度定为-15℃。

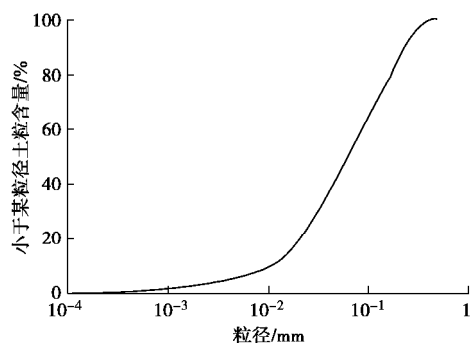


图 1 土样粒径分布曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curve of soil

表 1 土样盐分及其含量表

Table1 Types of soil salt and corresponding contents					
盐 分	NaCl	CaSO ₄	Na ₂ SO ₄	MgSO ₄	合计
含量/%	1.77	2.16	0.07	0.07	4.07

本文采用的试验设备是由 MTS-810 材料试验机改造而成的低温三轴仪。该低温三轴仪能在常围压下的三轴试验中测算冻土试样的最大主应力以及体积应变等, 图 2 为低温三轴仪的照片。试验中控制围压分别为

0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 7.0, 8.0 MPa, 轴向加载速率分别控制为 0.005, 0.010, 0.015, 0.020 min^{-1} 。



图 2 MTS-810 低温三轴试验系统

Fig. 2 MTS-810 triaxial test system of frozen soil

1.2 试验结果分析

本文得到不同加载速率下冻结含盐砂土的应力应变关系, 对出现应力软化现象的情况, 取应力峰值作为相应条件下的强度值, 对于应变硬化情况, 选取轴向应变为 15% 所对应的应力值作为其强度值。得到不同加载速率下强度值随围压的变化规律如图 3 所示, 可以看出: 同一加载速率下, 当围压小于 4.0 MPa 时, 强度随着围压的增加而增加, 并且在较低围压下, 强度的变化可以近似看作线性变化; 当围压超过 4.0 MPa 后, 随着围压的增加强度反而呈现降低趋势, 本文认为这种现象主要是由于在较低围压下, 围压对冻结含盐砂土的强度起到强化效果, 使得土颗粒之间的摩擦力增强, 从而导致强度提高, 而随着围压的增大, 冻结砂土中的孔隙冰发生“压融”, 冰晶胶结体发生破裂、滑移等现象, 减少了土颗粒之间的摩擦使得其强度在高围压下反而降低, 因此冻结含盐砂土的强度与围压的关系呈现非线性的特征。

图4为围压为1 MPa, 加载速率分别为0.005, 0.010, 0.015, 0.020 min情况下冻结含盐砂土的应力 - 应变曲线, 图5为围压分别为0.5, 2.0, 5.0, 8.0 MPa情况下冻结含盐砂土强度随加载速率的变化规律。结合图4, 5可以看出: 随着加载速率的增加, 应力 - 应变曲线的初始阶段切线模量和峰值强度也在增加, 而峰值应变却在减小, 土样到达峰值强度前的非弹性变形量随着加载速率的增加而减小, 这一趋势说明随着加载速率的增加, 冻结含盐砂土越显脆性, 因此此类冻结砂土是应变速率敏感性材料, 同一围压下, 冻结含盐砂土的强度随着加载速率的增加而增加, 随着加载速率的增加冻结砂土会表现出不同的力学特性和破坏形态。

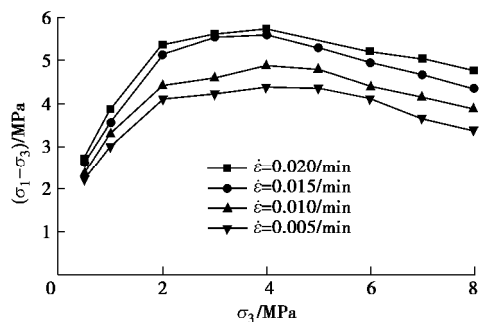


图3 各加载速率下剪切强度随静水压力的变化规律

Fig. 3 Relationship between strength and pressure under different loading rates

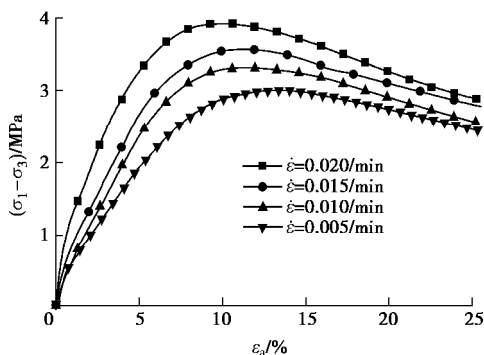


图4 不同加载速率下应力-应变关系曲线

Fig. 4 Stress-strain curves of frozen saline sand under different loading rates

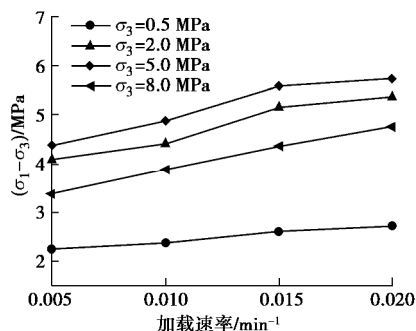


图5 加载速率对强度的影响

Fig. 5 Relationship between loading rate and strength under different pressures

2 考虑加载速率的子午面临界强度曲线及其参数分析

2.1 不同加载速率下的临界强度曲线

本文采用静水压力 p ，剪应力 q 及 Lade 角 q_s 表示冻结含盐砂土的屈服条件，则有

$$F(p, q, q_s) = 0 \quad (1)$$

采用屈服条件的通用表示形式^[17]，式(1)可以写为

$$F(p, q, q_s) = F_1(p) + F_2\left(\frac{q}{g(q_s)}\right) \quad (2)$$

对于式(2)进行分离变形，可以得到

$$q = f_{p-q}(p)g(q_s) \quad (3)$$

式中， $f_{p-q}(p)$ 为子午面 ($p-q$) 上的临界强度曲线， $g(q_s)$ 为 p 平面上的形状函数。

如图6所示，本文采用二次函数(4)描述各个加载速率下的临界强度随静水压力的变化规律：

$$q = f(p) = \left[a \left(\frac{p}{p_a} \right)^2 + b \frac{p}{p_a} + c \right] p_a \quad (4)$$

式中， p_a 为标准大气压值，本文取为 0.1013 MPa， a ， b ， c 分别为冻结含盐砂土的临界强度曲线参数，不同加载速率下的参数可以通过对试验结果回归拟合得到。同样可以求得 $q=0$ 时，对应的抗拉强度 f_t 如表2所示。

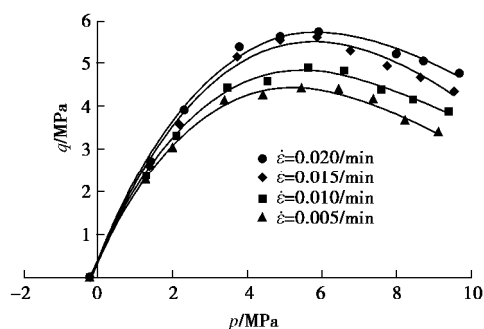


图6 不同加载速率下剪切强度与围压的关系曲线

Fig. 6 Change of shear strength with pressure under different loading rates

表2 临界强度曲线参数与加载速率的关系

Table 2 Relationship between parameters of critical strength

curve and loading rates				
加载速率/(min ⁻¹)	a	b	c	f_t /MPa
0.005	-1.20553	1.39332	0.059336	-0.406
0.010	-1.20671	1.46274	0.06202	-0.404
0.015	-1.34508	1.66703	0.05495	-0.352
0.020	-1.31962	1.69430	0.05736	-0.326

2.2 强度包络线

依据莫尔库仑强度理论，在 $s-t$ 应力空间，强度准则可以表示成剪应力和法向应力的形式：

$$f_1(s_1, s_3) = \left(s - \frac{s_1 + s_3}{2} \right)^2 + t^2 - \left(\frac{s_1 - s_3}{2} \right)^2 = 0 \quad (5)$$

对于常规三轴试验，平均主应力 $p = (s_1 + 2s_3)/3$ ，剪应力 $q = s_1 - s_3$ ，代入式(5)可以得到

$$f_1(p, q) = (s - p - q/6)^2 + t^2 - q^2/4 = 0 \quad (6)$$

由式(4)可以给出冻结含盐砂土常规三轴试验强度包络线，可以表示为

$$f_2(p, q) = \left[a \left(\frac{p}{p_a} \right)^2 + b \frac{p}{p_a} + c \right] p_a - q = 0 \quad (7)$$

依据包络线定理：

$$\frac{\partial f_1}{\partial p} \cdot \frac{\partial f_2}{\partial q} - \frac{\partial f_1}{\partial q} \cdot \frac{\partial f_2}{\partial p} = 0, \quad (8)$$

将式(6)、(7)代入式(8),求出由平均主应力 p 和广义剪应力 q 表示的法向正应力 s :

$$s = \frac{6ap^2 - 8apq + 3bp_a p - 4bp_a q + 18p_a p + 3p_a q}{6ap + 3p_a b + 18p_a}. \quad (9)$$

将式(9)代入式(6),得到剪应力 t 的表达式为

$$t = \sqrt{\frac{q^2}{4} - \left(\frac{6ap^2 - 8apq + 3bp_a p - 4bp_a q + 18p_a p + 3p_a q}{6ap + 3p_a b + 18p_a} - p - \frac{1}{6}q \right)^2}. \quad (10)$$

按照试验结果可以给出不同加载速率下的应力莫尔圆如图7所示,根据式(9)、(10)可以给出不同加载速率下冻结含盐砂土在 $s-t$ 应力空间的强度曲线。对比可以看出用本文提出的强度包络曲线与试验得到的莫尔应力圆吻合良好,且按照式(4)给出的非线性强度准则能够较好的描述冻结含盐砂土三轴剪切试验过程中的压融以及冰晶破碎现象。

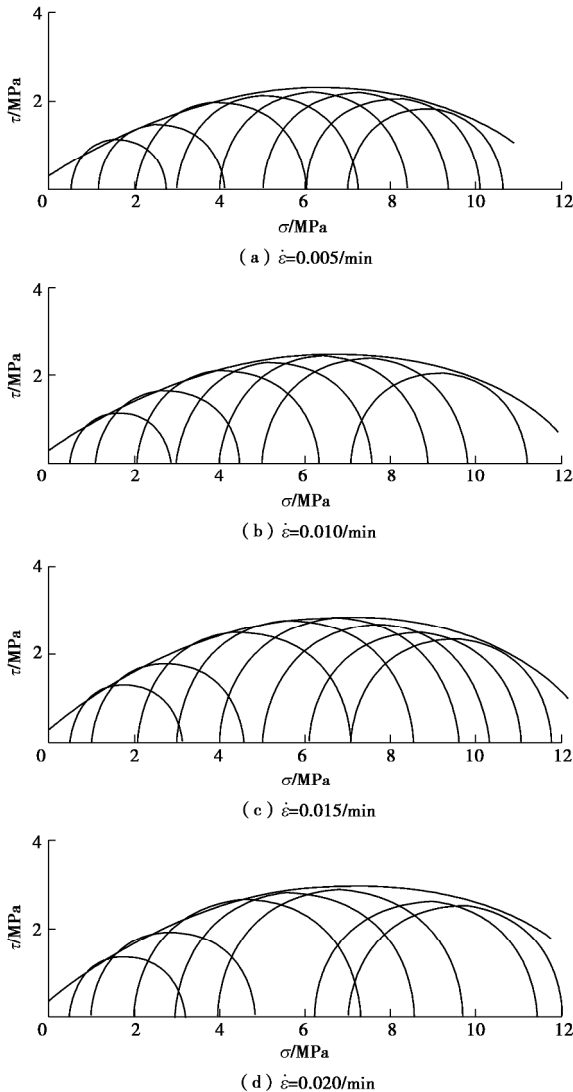


图7 不同加载速率下应力莫尔圆与包络线图

Fig. 7 Mohr circles of stress and enveloping lines under different loading rates

2.3 加载速率对冻结含盐砂土内摩擦角的影响分析

在 $s-t$ 应力空间,根据莫尔库仑理论可以得到材料内摩擦角 j 满足

$$\tan j = \frac{dt}{ds} = -\frac{\partial f}{\partial s} / \frac{\partial f}{\partial t} = -\frac{s - p - \frac{1}{6}q}{t}. \quad (11)$$

将式(9)、(10)代入式(11)解得内摩擦角 j 的表达式为

$$j = \arctan \left[-\frac{\frac{6ap^2 - 8apq + 3bp_a p - 4bp_a q + 18p_a p + 3p_a q}{6ap + 3p_a b + 18p_a} - p - \frac{1}{6}q}{\sqrt{\frac{q^2}{4} - \left(\frac{6ap^2 - 8apq + 3bp_a p - 4bp_a q + 18p_a p + 3p_a q}{6ap + 3p_a b + 18p_a} - p - \frac{1}{6}q \right)^2}} \right]. \quad (12)$$

依据试验结果即可得到相应加载速率下冻结含盐砂土的内摩擦角随平均主应力的变化规律如图8所示。可以看出,在常规三轴试验中同一加载速率下冻结含盐砂土的内摩擦角并非定值,内摩擦角随着静水压力的增加而急剧降低,本文认为这主要是由于随着围压增加,试样内部发生压融及冰晶滑移、破碎等现象,从而导致土颗粒之间的摩擦力降低。不同加载速率下,冻结含盐砂土的内摩擦角也存在差异,加载速率越大,初始内摩擦角越大,且随着静水压力的增加,加载速率对内摩擦角的影响逐渐减小。

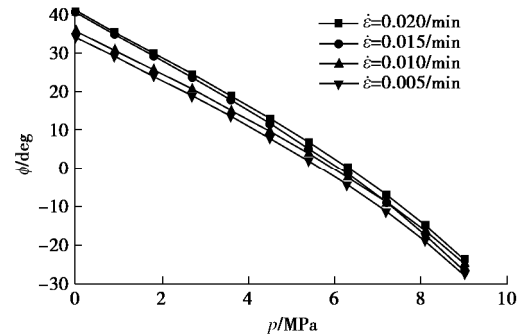


图8 不同加载速率下冻结含盐砂土内摩擦角与静水压力关系
Fig. 8 Relationship between friction angle and hydrostatic pressure of frozen salt sand soil

3 冻结含盐砂土 p 平面破坏函数

3.1 p 平面上形状函数确定

为了构建冻结含盐砂土在主应力空间的破坏函数,本文引入一个形状函数 $g(q_s)$,以此描述 p 平面上的破坏函数曲线形状,并且要求 p 平面上破坏函数的形状必须为连续的凸曲线,且应当能够尽可能准确地反映冻结砂土材料的强度特征。为了描述砂土的破坏条件,Lade-Duncan^[18]依据砂土真三轴试验结果提出了考虑了中间主应力影响以及偏平面非圆轨迹的单参数强度准则为

$$F(I_1, I_2) = \frac{I_1^3}{I_3} - k = 0 \quad (13)$$

由试验可知, 由于冰胶结体及盐晶体存在, 冻结含盐砂土具有一定的黏聚力和抗拉能力, 因此空间强度面不通过主应力坐标系原点。此外, 由于压融及冰晶破碎现象的存在, 静水压力对 p 平面上强度曲线的影响不可忽略。大多数土类材料在 p 平面上的破坏函数与 Lade-Duncan 模型在形状上比较吻合。综合考虑, 本文假设冻结含盐砂土在 p 平面上的破坏函数其形状基本符合 Lade-Duncan 模型, 认为参数 k 为与静水压力有关的参数。对 Lade-Duncan 模型进行修正, 同时将主应力空间坐标进行平移提出修正的 Lade-Duncan 强度准则^[19]。新的主应力空间可以表示为

$$\left. \begin{aligned} s'_1 &= s_1 - f_u \\ s'_2 &= s_2 - f_u \\ s'_3 &= s_3 - f_u \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

得到新的坐标系下的强度准则为

$$F(I'_1, I'_3) = I'^3_1 - k(I'_1)I'_3 = 0 \quad (15)$$

式中 s'_1, s'_2, s'_3 为新坐标系下的主应力; I'_1, I'_3 为新坐标系下的主应力第一不变量和主应力第三不变量。

通过试验数据拟合, 可以得到冻结含盐砂土不同加载速率下的 Lade-Duncan 模型参数 $k(I'_1)$ 随 I'_1 的变化规律如图 9 所示。本文采用

$$k(I'_1) = a \cdot (I'_1)^h = 3a \cdot (p - f_u)^h \quad (16)$$

形式对试验数据进行拟合, 从而得到不同加载速率下的材料参数 a, h , 如表 3 所示。

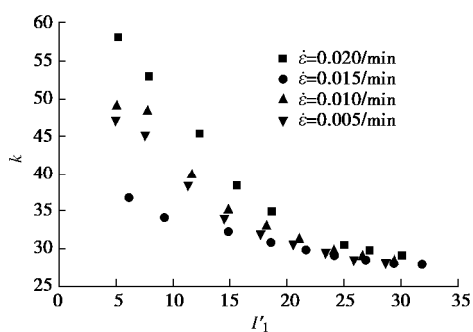


图 9 参数 k 随 I'_1 的变化规律

Fig. 9 Relationship between k and I'_1

表 3 p 平面破坏函数参数

Tabel 3 Parameters of failure function in p plane

加载速率 (min^{-1})	0.005	0.01	0.015	0.02
a	-1.20553	-1.20671	-1.34508	-1.31962
h	1.39332	1.46274	1.66703	1.6943

根据应力不变量之间的关系, 新坐标系下的偏应力不变量 J'_2, J'_3 以及 Lode 角满足以下关系:

$$\sin 3q_s = -\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J'_3}{J'^{3/2}_2} \quad (17)$$

$$J'_2 = \frac{1}{3}(I'_1)^2 + I'^2_2 \quad (18)$$

$$J'_3 = I'_3 + \frac{1}{3}I'_1I'_2 + \frac{2}{27}(I'_1)^3 \quad (19)$$

在当前应力路径下, 静水压力 p' 及偏应力 q' 分别可以表示为 $p' = \frac{I'_1}{3}$, $q' = \sqrt{3J'_2}$, 结合式 (17) ~ (19), 式 (15) 可以写为

$$F(p, q, q_s) = 2(q')^3 \sin 3q_s + 9p'(q')^2 + 27\left(\frac{27-k}{k}\right)(p')^3 = 0 \quad (20)$$

式中, $p' = p - f_u$, $q' = s_1 - s_3 = q$ 。

求解式 (20), 则偏应力 q 可以表示为

$$q = f_{p-q}(p)f_p(q_s) = \frac{\frac{3}{2}\sqrt{\frac{k-27}{k}}(p-f_u)}{\sin\left[\frac{p}{3} + \frac{1}{3}\arcsin\left(\sqrt{\frac{k-27}{k}}\sin 3q_s\right)\right]} \quad (21)$$

p 平面上常规三轴剪切试验应力路径对应的形状函数 $g(q_s)$ 应满足: 当 $q_s = -\frac{\pi}{6}$ 时, $g(q_s) = 1$ 恒成立, 于是 p 平面上强度曲线的形状函数为

$$g(q_s) = \frac{\sin\left(\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3}\arcsin B\right)}{\sin\left[\frac{\pi}{3} + \frac{1}{3}\arcsin(B \sin 3q_s)\right]} \quad (22)$$

式中, $B = \sqrt{\frac{k(I'_1) - 27}{k(I'_1)}}$ 。

为了便于观察冻结含盐砂土应力空间破坏面的特征, 利用式 (22) 得到不同静水压力下冻结含盐砂土 p 平面上的强度曲线, 如图 10 所示, 可以看出本文提出的模型在不同静水压力作用下 p 平面强度曲线是不相同的, 随着静水压力的增加强度曲线逐渐趋于圆形化, 因此该模型能够反映 p 平面破坏曲线的形状受静水压力的影响。

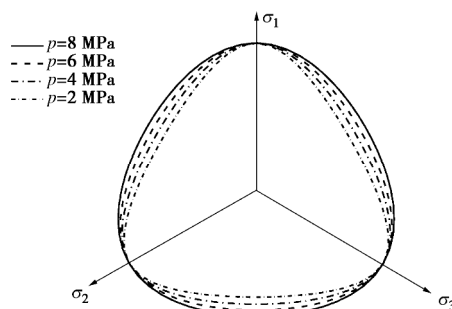


图 10 不同静水压力下的 p 平面强度曲线 ($\dot{\epsilon} = 0.02/\text{min}$)

Fig. 10 Strength curves in p plane under different pressures at loading rate of 0.02/min

图 11 为加载速率变化情况下, 静水压力分别为 2, 8 MPa 时偏平面上形状函数曲线, 可以看出不同加载速率下偏平面上的强度曲线存在差异, 具体表现为随着加载速率的增大, 偏平面上的强度曲线逐渐向内收缩, 即随着加载速率的增加, 强度曲线逐渐趋近于三角形。

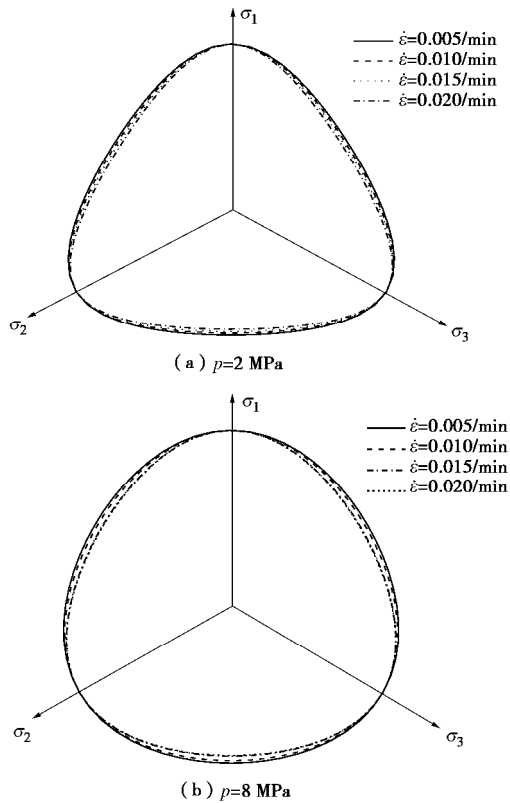


图 11 不同加载速率下 p 平面强度曲线

Fig. 11 Strength curves of frozen saline sand in p plane under different loading rates

3.2 主应力空间的破坏曲面

分别得到子午平面及 p 平面上的破坏函数, 整个主应力空间的强度准则可以表达为

$$f(p, q, q_s) = \left[a \left(\frac{p}{p_a} \right)^2 + b \frac{p}{p_a} + c \right] \cdot \frac{\sin \left\{ \frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \arcsin \left[\sqrt{\frac{3a \cdot (p - f_u)^h - 27}{3a \cdot (p - f_u)^h}} \right] \right\}}{\sin \left\{ \frac{\pi}{3} + \frac{1}{3} \arcsin \left[\sqrt{\frac{3a \cdot (p - f_u)^h - 27}{3a \cdot (p - f_u)^h}} \right] \sin 3q_s \right\}} \quad (23)$$

依据式 (23) 即可给出不同加载速率下冻结含盐砂土主应力空间的强度曲面如图 12 所示。可以看出, 在主应力空间, 随着加载速率的增加, 冻结含盐砂土的破坏曲面逐渐向外扩张。

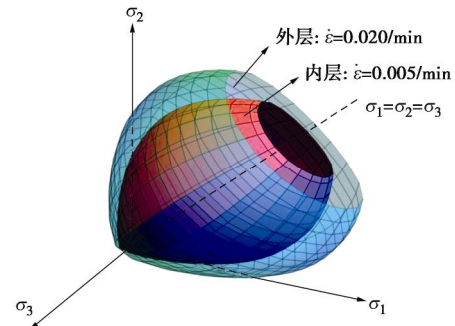


图 12 主应力空间的破坏曲面

Fig. 12 Failure surface of frozen saline sand in principal stress space

4 结 论

为了研究冻结含盐砂土在不同加载速率下的主应力空间强度曲线, 在 -15°C 条件下, 进行了不同加载速率、不同围压下的一系列常规三轴剪切试验, 基于试验结果提出了考虑加载速率的冻结含盐砂土复杂应力状态下的强度准则, 给出了不同加载速率下冻结含盐砂土的应力空间破坏曲面图。本文得到以下 4 点结论。

(1) 同一加载速率下, 冻结含盐砂土的强度与围压的关系呈现非线性的特征, 当围压较小时, 强度随着围压的增加而增加, 当围压超过一定值之后, 随着围压的增加强度反而呈现降低趋势。且加载速率对临界强度存在较大影响, 同一围压下, 冻结含盐砂土的强度随着加载速率的增加而增加。

(2) 冻结含盐砂土破坏函数包括 p 平面上的破坏函数 $f_p(q, q_s)$ 及子午面上的破坏函数 $f_{p-q}(p)$ 。考虑了压融和静水压力的影响, 子午面上的破坏函数 $f_{p-q}(p)$ 可采用二次多项式形式给出。此函数给出能够很好地描述加载速率变化下冻结含盐砂土在子午面上的非线性强度特点。

(3) 同一加载速率下冻结含盐砂土的内摩擦角并非定值, 内摩擦角随着静水压力的增加而急剧减小。不同加载速率下, 加载速率越大, 冻结含盐砂土的初始内摩擦角越大。且随着静水压力的增加, 加载速率对内摩擦角的影响逐渐减小。

(4) 采用修正的 Lade-Duncan 强度准则描述 p 平面上的破坏形状特征, 给出考虑加载速率及静水压力 p 影响的 p 平面破坏形状函数 $g(q_s)$, 得到不同加载速率下偏平面上的强度曲线图, 相同静水压力条件下, 随着加载速率的增加, 偏平面上的强度曲线形状逐渐趋向三角形。在主应力空间, 随着加载速率的增加, 冻结含盐砂土的破坏曲面逐渐向外扩张。

参考文献:

- [1] 徐敦祖, 王家澄, 张立新, 等. 土体的冻胀和盐胀机理[M].

- 北京: 科学出版社, 1995. (XU Xiao-zu, WANG Jia-cheng, ZHANG Li-xin, et al. Mechanisms of frost heaving and salt expansion of soils[J]. Beijing: Science Press, 1995. (in Chinese))
- [2] 王遵亲, 祝寿泉, 俞仁培. 中国盐渍土[M]. 北京: 科学出版社, 1993. (WANG Zun-qin, ZHU Shou-quan, YU Ren-pei. Salty soil in China[M]. Beijing: Science Press, 1993. (in Chinese))
- [3] 陈肖柏, 刘建坤, 刘鸿绪, 等. 土的冻结作用与地基[M]. 北京: 人民出版社, 2006. (CHEN Xiao-bai, LIU Jian-kun, LIU Hong-xu, et al. Frost action of soil and foundation engineering[M]. Beijing: People's Publishing House, 2006. (in Chinese))
- [4] LAI Y M, LIAO M K, HU K. A constitutive model of frozen saline sandy soil based on energy dissipation theory[J]. International Journal of Plasticity, 2016, **78**: 84 - 113.
- [5] MA W, WU Z W, ZHANG L X, et al. Analyses of process on the strength decrease in frozen soils under high confining pressures[J]. Cold Regions Science and Technology, 1999, **29**: 1 - 7.
- [6] 李栋伟, 汪仁和. 冻土抗剪强度特性及试验研究[J]. 安徽理工大学学报, 2004, **24**(增刊): 52 - 55. (LI Dong-wei, WANG Ren-he. Frozen soil ant-shear strength characterand testing study[J]. Journal of Anhui University of Science and Technology (Natural Science), 2004, **24**(S0): 52 - 55. (in Chinese))
- [7] BAKER T H, JONES S J, PARAMESWARAN V R. Confined and unconfined compression tests of frozen sand[C]// Proc 4th Canada Permafrost Conf. National Research Council of Canada, 1982: 387 - 392.
- [8] JONES S J. The confined compressive strength of polycrystalline ice[J]. Journal of Glaciology, 1982, **28**: 171 - 177.
- [9] FISH A M. Strength of frozen soil under a combined stress state[C]// Proceedings of 6th International Symposium on Ground Freezing. Rotterdam, 1991: 135 - 145.
- [10] 马巍, 吴紫汪, 盛煜. 围压对冻土强度特性的影响[J]. 岩土工程学报, 1995, **17**(5): 7 - 11. (MA Wei, WU Zi-wang, SHENG Yu. Effect of confining pressure on strength behaviour of frozen soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1995, **17**(5): 7 - 11. (in Chinese))
- [11] 陈湘生, 汪崇鲜, 吴成义. 典型人工冻结黏土三轴剪切强度准则的试验研究[J]. 建井技术, 1998, **19**(4): 1 - 7. (CHEN Xiang-sheng, WANG Chong-xian, WU Cheng-yi. Experimental study on triaxial shear strength criterion of typical artificial frozen clay[J]. Mine Construction Technology, 1998, **19**(4): 1 - 7. (in Chinese))
- [12] 沈忠言, 吴紫汪. 冻土三轴强度破坏准则的基本形式及其与未冻水含量的相关性[J]. 冰川冻土, 1999, **21**(1): 22 - 26. (SHEN Zhong-yan, WU Zi-wang. Basic form of failure criteria of triaxial strength of frozen soils and its relativity to unfrozen water[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 1999, **21**(1): 22 - 26. (in Chinese))
- [13] 栗晓林, 王红坚, 牛永红. 不同加载速率下冻结黏土的强度及破坏特性[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(12): 2335 - 2340. (LI Xiao-lin, WANG Hong-jian, NIU Yong-hong. The strength and failure properties of frozen clay under varying loading rates[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(12): 2335 - 23340. (in Chinese))
- [14] 黄道良, 林斌. 人工冻土力学性能影响因素敏感性分析[J]. 力学与实践, 2012, **34**(4): 63 - 65. (HUANG Dao-liang, LIN Bin. Sensitivity analysis on the influence factors of the mechanical properties of the artificial frozen soil[J]. Mechanics in Engineering, 2012, **34**(4): 63 - 65. (in Chinese))
- [15] 吕晶晶. 冻结盐渍土力学性能试验及其本构模型的研究[D]. 合肥: 安徽理工大学. (LÜ Jing-jing. The study on mechanical property test and its constitutive model of freeze saline soil[D]. Hefei: AnHui University of Science and Technology. (in Chinese))
- [16] 蔡聪, 马巍, 赵淑萍, 等. 冻结黄土的单轴试验及其本构模型研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(5): 879 - 887. (CAI Cong, MA Wei, ZHAO Shu-ping. Uniaxial tests on frozen loess and its constitutive model[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(5): 879 - 887. (in Chinese))
- [17] LIAO M K, LAI Y M, WANG C. A strength criterion for frozen sodium sulfate saline soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2016, **53**(7): 1176 - 1185.
- [18] LADE P V, DUNCAN J M. Elastic-plastic stress-strain theory for cohesionless soil[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1975, **101**(10): 1037 - 1053.
- [19] YANG Y G, LAI Y M, LI J B. Laboratory investigation on the strength characteristic of frozen sand considering effect of confining pressures[J]. Cold Regions Science and Technology 2009, **60**: 245 - 250.

DOI: 10.11779/CJGE201901012

竖向正方形锚板水平拉拔极限承载力 三维统一理论解研究

胡伟^{1,2}, 高文华^{1,2}, 赵璞³, 刘顺凯^{3,4}, 龙诚璧^{1,2}

(1. 湖南科技大学岩土工程稳定控制与健康监测省重点实验室, 湖南湘潭 411201; 2. 湖南科技大学土木工程学院, 湖南湘潭 411201;
3. 海南大学土木建筑工程学院, 海南海口 570228; 4. 中南大学土木工程学院, 湖南长沙 410075)

摘要: 针对竖向正方形锚板水平极限拉拔力学机理和承载力理论研究存在人为区分浅埋、深埋, 但界定标准不统一的问题, 对其开展了破坏机制分析和极限承载力三维统一理论解的研究。通过板前四棱锥土核在垂直于板平面的竖直面和水平面投影三角形的形状演化来分别反映竖向和水平向破坏机制随土性、埋深比等因素变化的对称性; 构建了竖向正方形锚板水平极限拉拔的三维统一力学模型; 依次取不同受力体进行极限力学平衡分析; 推导了拉拔极限承载力三维统一理论解。与其他理论方法、试验数据的对比验证表明: 新的力学模型很好地实现了一个模型来反映不同埋深比范围破坏机制的连续变化规律, 无需再人为区分浅埋和深埋; 统一理论解计算结果不仅与室内模型试验数据符合的很好, 也和现场、大尺寸室内试验数据吻合; 较 3 种国外方法计算结果更加接近于实测值, 且具有更小的离散性, 平均值总体上偏于安全, 在 4 种方法中表现最好。

关键词: 竖向正方形锚板; 水平拉拔; 破坏机制; 三维统一力学模型; 极限承载力

中图分类号: TU431 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)01-0111-10

作者简介: 胡伟(1982-), 男, 博士, 教授, 主要从事地基与基础工程, 岩土工程减灾方面的研究工作。E-mail: yilukuangben1982@163.com。

Three-dimensional unified theoretical researches on ultimate horizontal pullout capacity of vertical square anchors

HU Wei^{1,2}, GAO Wen-hua^{1,2}, ZHAO Pu³, LIU Shun-kai^{3,4}, LONG Cheng-bi^{1,2}

(1. Hunan Province Key Laboratory of Geotechnical Engineering Stability Control and Health Monitoring, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan 411201, China; 2. School of Civil Engineering, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan 411201, China; 3. School of Civil and Architectural Engineering, Hainan University, Haikou 570228, China; 4. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China)

Abstract: The researches on mechanical mechanism and bearing capacity of horizontal pullout of vertical square anchor plates have the problem of artificially distinguishing shallow and deep buried types without uniform definition standards. This study is devoted to the researches on the three-dimensional unified theoretical solution of horizontal ultimate pullout capacity of a vertical square anchor plate based on deep analysis of failure mechanism. The symmetry of failure mechanism varying with soil properties and buried ratios in vertical and horizontal directions is reflected by the evolution of projected triangles of rectangular pyramid soil core before the anchor plate to the vertical plane and horizontal plane, respectively. A three-dimensional unified mechanical model is established for the horizontal ultimate pullout of the vertical square anchor plate. The ultimate mechanical equilibrium analysis method is used for different loaded bodies in turns to derive the three-dimensional unified theoretical solution. Comparison with other theoretical methods and test data indicates that the new model can reflect the continuous variation rules of the symmetry of failure mechanism very well in different ranges of depth ratio. The three-dimensional unified theoretical solution has extensive applicability to the model test and field test data. The new solution performs the best as its calculation result is more close to the measured value with smaller discreteness and the average is generally safe.

Key words: vertical square anchor; horizontal drawing; failure mechanism; three-dimensional unified theoretical solution; ultimate pullout capacity

基金项目: 国家自然科学基金项目(51508141); 湖南科技大学岩土工程稳定控制与健康监测省重点实验室开放基金项目(E21806); 湖南科技大学科研启动基金项目(E51857)

收稿日期: 2017-11-27

0 引言

锚板作为一种可提供抗拔承载力的构件,因其具有施工简便、经济性好等特点,迄今已在工程界中得到了广泛的应用^[1]。按设置方向,锚板可分为三类:水平、竖向和倾斜。水平锚板主要提供竖向抗拔承载力,竖向锚板主要提供水平抗拔承载力,倾斜锚板则兼而有之。因此,受其使用功能的决定,锚板的极限抗拔承载力是锚板结构设计时必须明确的重要指标。到目前为止,国内外已有很多学者从试验、数值模拟、理论分析等多方面对此问题进行了长期而广泛的深入研究,并取得了一系列的成果,这其中理论成果尤为突出。理论方法的研究主要可分为极限平衡法和极限分析法两类^[2-3],通过假定板周土体破坏面或机动容许的速度场来构建极限拉拔下的力学模型,然后进行极限平衡分析或上下限分析。这类方法的优点是可以获得解析解,虽然推导过程复杂但便于工程应用。竖向锚板一般用于挡土墙工程,通过拉杆与挡土墙面板或者肋柱相连,利用锚板的水平承载力来平衡作用在墙面上的土压力以保持挡土结构的稳定性。相较于水平锚板,竖向锚板的水平拉拔问题因不具有严格意义上的对称性而使得其破坏面或速度场的描述更加复杂,研究成果较少。而竖向条形锚板因可采用平面应变假设,简化为二维问题,分析复杂程度显著降低,故研究主要以竖向条形锚板为主^[4-5],矩形或圆形锚板则在此基础上通过引入形状系数的方法来考虑其三维效应^[6-7],真正直接进行三维理论分析的研究几乎还没有。一般而言,长宽比大于5的锚板才可视作条形锚板,但在实际工程中,符合这种尺寸条件的条形锚板应用很少,普遍使用的是矩形锚板^[8],正方形锚板居多^[9]。

竖向锚板在受到水平拉力后,板前土体在受拉方向受到挤压,同时也向另外两个方向上挤压土体发生位移变形,其相对大小对锚板力学模型的构建有着重要影响。对于条形锚板,土体的位移变形只发生在垂直于板平面的竖直面内,故其力学模型可采用竖直面内的平面应变模型,视为二维问题。而对于正方形锚板,水平方向土体的位移变形将显著发生。事实上,受施工过程中填土的压实作用,土体受拉前的初始应力状态一般表现为竖向应力大于水平应力,相应的竖向变形模量也将大于水平方向。因此,竖向正方形锚板拉拔时板前土体的位移变形不仅将在水平方向显著发生,甚至还可能大于竖向,属于典型的三维问题,若不予考虑,将夸大水平方向土体的受约束程度,高估其拉拔承载力,偏于不安全。此外,当前的研究普

遍遵循先界定浅埋、深埋^[6],然后根据判定结果,采用固定的对称^[10-11]或非对称形式^[12]的破坏机制假定而构建相应的力学模型来分别开展研究。但实际上,板前上下侧土体的土压力和力学性质在不同深度处从一开始就是不一样的,这使得上下侧的位移变形也会表现不一致,故竖直面内的力学机制应是非对称的。这种非对称性不应被人为固定,而应随着锚板尺寸、埋深和土体性质等因素连续变化。因此,这些研究中人为区分浅埋、深埋,而界定标准又很不统一^[6-7, 11],人为固定破坏机制的对称性是不符合实际情况的。

针对竖向锚板水平拉拔极限承载力理论研究中存在的上述问题,本文以竖向正方形锚板为研究对象,深入分析其水平极限拉拔下的非对称三维力学机制。在此基础上,构建无需人为区分浅埋、深埋,板前滑移线场对称性能随埋深比、土性参数连续变化的三维力学模型,基于极限平衡分析推导相应的拉拔极限承载力统一理论解。通过与既有理论计算方法、室内外试验数据的对比分析,验证该三维力学模型及相应统一理论解的合理性。

1 破坏机制及三维力学模型

竖向正方形锚板水平受拉时,板前、板后以及板后上侧土体都将存在较大的位移变形,但当土体以砂土颗粒材料为主,且锚板位于地下水位以上时,板后及其上侧土体的位移变形主要是由于板后形成空腔,土体塌落填充所致,其力学机制对锚板的承载力贡献很小,可以忽略;而板前土体的位移变形则是阻止锚板位移而产生,是锚板具有抗拔承载力的主要原因,故分析时只考虑板前土体的破坏机制。如前所述,板前土体在竖直和水平方向将同时发生位移变形,但极限拉拔下,土体在两个方向破坏机制的对称性是不同的。水平方向,因一般具有对称的土体初始应力和力学性质分布,故采用对称的破坏机制是可以接受的。竖直方向应力初始分布和土体力学性质的非对称则导致了该方向的破坏机制是非对称的,且这种非对称性将随着锚板尺寸的增大而增大,而随着埋置深度的增大而减小。这意味着,对于一定尺寸的锚板,固定的破坏形式将对应一定的埋置深度,由此得出的解答也只能大致适用于这一埋置深度上下一定范围内的锚板,这也正是目前一些理论研究成果需要区分浅埋和深埋的原因所在。对于水平方向的对称破坏机制,经典地基极限承载力理论虽然方向不同,但仍具有参考性。某种程度上可以说这种破坏面的对称性是通过板前形成的三角形土核的对称性来反映的。对于竖直方向的非对称破坏机制,Merifield^[13]的有限元数值

分析表明板前也存在这样一个三角形土核, 其形状随着埋深、土体强度参数等因素发生改变; 笔者的模型试验及数值模拟研究也同样表明了这一点^[14]。综合来看, 竖向正方形锚板极限拉拔下板前土体破坏机制在水平方向和竖直方向的对称性可通过板前形成的土核形状来反应, 如图1所示。该土核在 xoy 平面内的投影为等腰三角形, 反映水平方向对称的破坏机制; 在 xoz 平面内的投影则一般情况下为非等腰三角形, 对应竖直方向的非对称破坏机制。

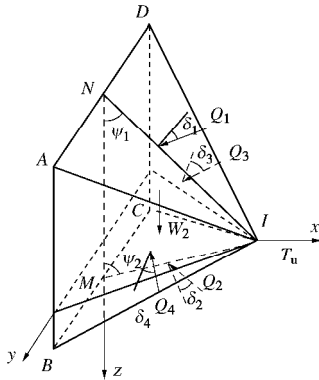


图1 板前四棱锥土核

Fig. 1 Rectangular pyramid soil core before plate

基于上述分析, 构建竖向正方形锚板水平极限拉拔三维力学模型的过程如下: 锚板受拉发生位移, 板前土体被挤压, 随着挤压的发展, 在板前将逐渐形成一个四棱锥土核, 土核随着锚板一起运动并挤压周围土体持续发生位移变形, 并最终在三维空间内形成破坏滑动面, 锚板达到其极限承载力。极限拉拔下板前的四棱锥土核及其受力如图1所示, 该土核具有 xoz 竖向对称面, 即板竖向中心线所在的平面, 但不存在水平对称面。土核在竖向对称面内的投影三角形形状应存在两种极限状态, 一是对于浅埋锚板(锚板底端埋置深度 H 与板高 h 之比为埋深比, 最小为1), 此时锚板下底面在水平方向近似垂直切割土体, 板前土体竖向位移变形基本集中在板底边所在平面以上^[13], 土核形状趋于直角三角形。Kame等^[5]、Neely等^[12]研究中所假定的滑移线场接近于此种情况^[14]。二是对于深埋锚板(最大埋深比达到约94)^[15], 此时拉拔影响范围内土体初始应力分布的差异占总应力的比值已非常小, 板前上下侧土体几乎可视为应力、力学性质均匀分布, 极限拉拔时的位移变形也就是对称的, 故板前土核形状将趋于等腰三角形, Miyata等^[11]研究中所假定的滑移线场即为此种对称型^[14]。由此得知, 若以土核竖向对称面内投影的三角形底边高所在的水平面为分界面, 则分界面上下侧土体的位移变形范围总体上将随着埋深比的增大表现出由强非对称逐渐向弱非对

称并最终趋于对称的连续变化趋势。进一步分析该三角形的角度关系则有, 因其两条侧边实则对应了土体内部两条相交的破坏面, 则其夹角也即三角形的顶角应为 $\pi/2-\varphi$, 故无论该三角形的底边如何, 其两个底角 ψ_1, ψ_2 之和始终都等于 $\pi/2+\varphi$; 对于极限浅埋情况, 下底角 ψ_2 为 $\pi/2$, 则上底角 ψ_1 为 φ ; 对于极限深埋情况, 上下底角都等于 $\pi/4+\varphi/2$; 对于其余埋深, 则介于两者之间, 具体如下:

$$\left. \begin{aligned} j \leq y_1 \leq \pi/4 + j/2, \\ \pi/2 \geq y_2 \geq \pi/4 + j/2, \\ y_1 + y_2 = \pi/2 + j. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

在力学平衡分析上, 锚板受到的极限水平拉力将与该土核4个侧面所受到的土压力合力(Q_1, Q_2, Q_3, Q_4)在水平方向的分量形成平衡; 4个合力的方向与相应面所成的角度分别为 d_1, d_2, d_3, d_4 , 其中土核前后两个面因对称性而满足所受土压力合力在水平面内与受拉方向垂直的方向上的分量相互平衡; 而上下两个面所受土压力合力在竖直方向与土核重力满足平衡条件, 该平衡条件将直接决定土核的实际形状, 也是统一浅埋、深埋锚的关键; 每个面均受到法向土压力和切向摩擦力的作用。四棱锥土核形成后, 4个侧面将在随后的拉拔过程中向各自所面临的方向持续排开土体; 不考虑锚板顶面所在水平面以上土体的抗剪强度, 而等效为均布荷载; 同时忽略锚板在其对角线方向对土体的挤压效应, 最终拉拔破坏时板前土体形成如图2所示的三维滑动体。图中滑动体边界线 IE, IP, IS, IG 为对数螺旋线, 其余边界线均为直线。绿色滑体为板前四棱锥土核上下两个面沿竖向(Z 方向)挤压土体而形成。为简化计算, 可以直线 EI 来替代上侧滑动体边界曲线 EI , 则滑动体在竖向对称面内的投影受力分析如图3所示; 红色滑体为板前四棱锥土核前后两个面沿水平向(Y 方向)挤压土体而形成, 其在水平面内投影的受力分析如图4所示。另外, 根据作者基于数字照相测量技术的模型试验和数值模拟试验结果表明: 竖直方向下侧土体的破坏滑动面顶点 F 与锚板底部中点 M 的连线与和竖直方向所成角度 $\angle FMN$ 随埋深比增大而发生变化, 介于 $\pi/2 \sim (\pi/4+\varphi/2)+\pi/2$ ^[14]。具体而言, 对于极限浅埋浅埋情况, 如前分析, 板底边所在平面以下几乎没有位移变形, 即此时 $\angle IMN=\psi_2=\pi/2$, 而 $\angle FMN=\pi/2$, 则 $\varphi=\angle FMI=0$; 对于极限深埋情况, $\angle IMN=\psi_2=\pi/4+\varphi/2$, 而 $\angle FMN=(\pi/4+\varphi/2)+\pi/2$, 则 $\varphi=\angle FMI=\pi/2$; 对于其他埋深情况, $\varphi=\angle FMI$ 按线性内插法计算:

$$f = -\pi(2y_2 - \pi)/(\pi - 2j) \quad (2)$$

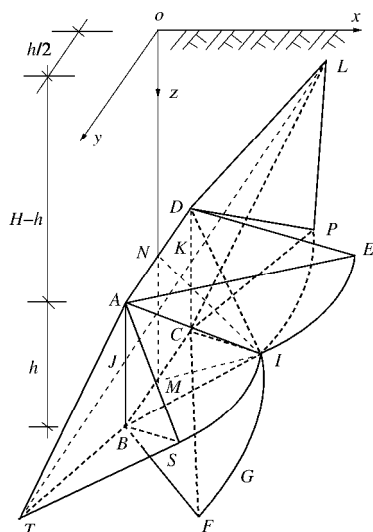


图2 板前三维滑动体

Fig. 2 Three-dimensional sliding body before plate

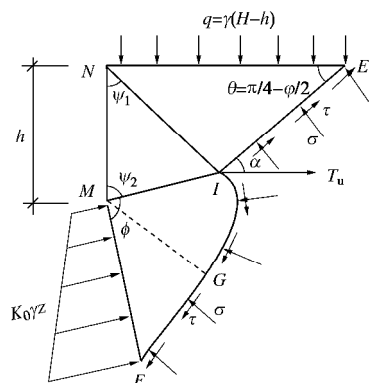


图3 竖向滑动体对称面内受力分析

Fig. 3 Force analysis in vertical symmetry plane

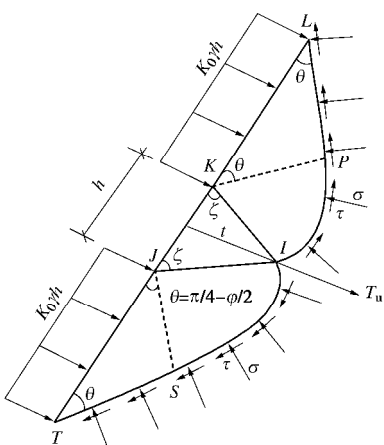


图4 水平向滑动体水平面内受力分析

Fig. 4 Force analysis in horizontal symmetry plane

2 极限承载力统一理论解推导

根据上述三维力学模型与极限平衡分析,若要推

求极限拉拔承载力,只需求得四棱锥土核4个侧面上的土压力合力即可,以下将依次对其进行推导。

2.1 Q_1 推导

以直线 EI 代替曲线 EI , 直线三棱体 $ADEI$ 受力分析如图5所示,将三棱体所受各力向竖向投影可得如图6所示的力三角形。

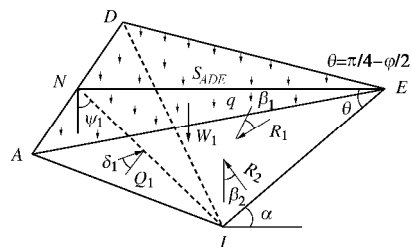
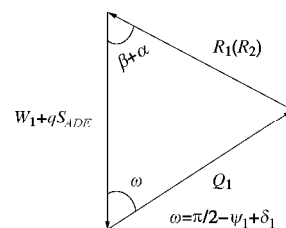
图5 三棱体 $ADEI$ 受力分析Fig. 5 Force analysis of triangular body $ADEI$ 

图6 竖向力三角形

Fig. 6 Force triangle in vertical direction

其中 $R_1(R_2)$ 为面 DEI 所受力土压力合力 R_1 和面 AEI 所受土压力合力 R_2 在竖向的分量之和; b_1 , b_2 , d_1 分别为 R_1 , R_2 , Q_1' 与作用平面所成角度; ADE 面上土体重量等效为均布荷载,大小为 $q = g(H-h)$; $S_{\Delta I}$ 为三角形 ADE 的面积; W_1 为三棱体 $ADEI$ 土体的重量; a 为 EI 与水平面的夹角; b 为合力 $R_1(R_2)$ 与直线 EI 的夹角。则由力的平衡三角形有

$$Q_1 = \frac{(W_1 + qS_{\Delta DE}) \sin(a+b)}{\sin(\pi/2 + y_1 - d_1 - a - b)} \quad (3)$$

式中 $a = \pi/4 - j/2$; 对于 d_1 , 若填土为砂土的话, 则 d_1 为土体的内摩擦角, 即 $d_1 = j$; 若为黏性土, 则需考虑黏聚力对合力方位角的影响, 按下式计算:

$$d_1 = \arctan(c/s + \tan j) \quad (4)$$

式中, s 为面 ADI 上作用的法向应力, 面内不同点处 s 是不同的, 但考虑到极限状态下该面上土压力接近于被动土压力, 故 c/s 值较小, 可忽略其对合力方位角的影响, 即近似取 $d_1 = j$ 。同理, 对于 b 有

$$b = \arctan(c/s_b + \tan j) \quad (5)$$

此处 s_b 为面 AEI 和面 DEI 上作用的法向应力, 在不同深度处其值是不相同的。假定滑动体四棱锥 $IABCD$, 三棱锥 $EDAI$, 曲边棱体 $ICBFS$, $IABTG$, $ICDLP$ 以外区域中土体应力可按初始应力场计算。取面 AEI 和面 DEI 形心处法向应力作为整个面上法向应力的平

均值, 其形心高程与面 ENI 形心高程相同, 即

$$s_b = g \left(H - h + \frac{t}{3 \tan y_1} \right) \quad (6)$$

式中, t 为四棱锥土核顶点距板面的距离, 根据三角形边角关系计算如下:

$$t = \frac{\sin y_1 \sin y_2}{\sin(\pi/2 - j)} h \quad (7)$$

三棱体土体重量表达式如下:

$$W_1 = \frac{1}{3} g S_{\Delta ADE} \frac{H - h/2}{\tan y_1} \quad (8)$$

$$S_{\Delta ADE} = h |NE|/2 \quad (9)$$

根据三角形边角关系有

$$|NE| = \frac{t \sin(3\pi/4 - y_1 + j/2)}{\sin y_1 \sin(\pi/4 - j/2)} \quad (10)$$

综合式 (3) ~ (9) 可得

$$Q'_1 = \frac{ht \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4} + y_1 + \frac{1}{2}j\right) \left[\frac{gt}{3 \tan y_1} + g(H - h) \right]}{2 \sin y_1 \sin(\pi/4 - j/2)} \cdot \frac{\sin\left\{ \frac{\pi}{4} - \frac{j}{2} + \arctan\left[\frac{c}{g\left(H - h + \frac{1}{3} \frac{t}{\tan y_1}\right)} + \tan j \right] \right\}}{\sin\left\{ \frac{\pi}{4} + y_1 - \frac{j}{2} - \arctan\left[\frac{c}{g\left(H - h + \frac{1}{3} \frac{t}{\tan y_1}\right)} + \tan j \right] \right\}} \quad (11)$$

2.2 Q_2 推导

以曲边棱体 $BCFGI$ 为研究对象, 其受力分析如图 7 所示。对数螺旋线 GI 极点为 M , 满足

$$r = r_0 e^{q \tan j} \quad (12)$$

对于点 I , 其矢角 $q = y_2$, 矢径长度为 $|MI| = t/\sin y_2$, 代入式 (12) 可得

$$r_0 = \frac{t}{\sin y_2} e^{-y_2 \tan j} \quad (13)$$

对于点 G , 其矢角 $q = y_2 + f/2$, 代入式 (13) 可得其矢径长度如下:

$$|MG| = r = \frac{t}{\sin y_2} e^{\frac{f}{2} \tan j} \quad (14)$$

竖向力多边形如图 8 所示。为方便计算, 以直线 GI 代替曲线 GI 。

力多边形中 W_3 表示棱体内土体的重量; E_0 为作用在面 BCF 上土压力的合力。 W_3 , E_0 的表达式为

$$W_3 = W_{BCGI} + W_{BCFG} \quad (15)$$

$$W_{BCGI} = \frac{gh^2}{6 \cos j} |MG| \sin \frac{f}{2} \sin y_1 \quad (16)$$

$$W_{BCFG} = \frac{gh^2 \sin y_1 \sin(j/2)}{6 \cos j} |MG| e^{f \tan j} \quad (17)$$

$$E_0 = \int_0^{|MF|} h \left(1 - \frac{x}{|MF|} \right) \left[k_0 g (H + x) \sin \left(y_2 + f - \frac{\pi}{2} \right) \right] dx = k_0 g \left[\frac{1}{2} H h |MF| + \frac{1}{6} h |MF|^2 \right] \sin \left(y_2 + f - \frac{\pi}{2} \right) \quad (18)$$

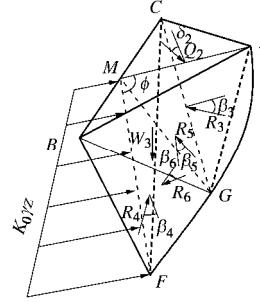


图 7 曲边棱体 $BCFGI$ 受力分析

Fig. 7 Force analysis of curve edge prism $BCFGI$

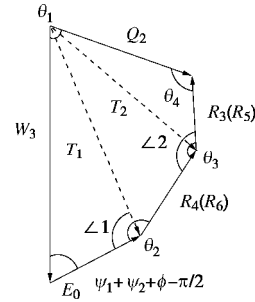


图 8 竖向力多边形

Fig. 8 Force polygon in vertical direction

$R_4(R_6)$ 表示面 BFG 所受土压力合力 R_4 和面 CFG 所受土压力合力 R_6 在竖直方向的分量之和。两个三角形的面积相等, 用 S_1 表示, 取其形心高度与三角形 MGF 的形心高度一致, 则有

$$R_4(R_6) = 2(c + s_1 \tan j) S_1 \quad (19)$$

$R_3(R_5)$ 表示面 CGI 所受土压力合力 R_3 和面 BGI 所受土压力合力 R_5 在竖直方向的分量之和。两个三角形的面积相等, 用 S_2 表示, 取其形心高程为点 I 和点 G 的深度平均值, 则有

$$R_3(R_5) = 2(c + s_2 \tan j) S_2 \quad (20)$$

根据力多边形合成规则计算 Q'_2 表达式如下:

$$Q'_2 = \sqrt{T_2^2 + [R_3(R_5)]^2 - 2T_2[R_3(R_5)] \cos(q_3 - \angle 2)} \quad (21)$$

2.3 Q_3 、 Q_4 推导

面 ABI 和面 CDI 上作用的土压力作用于水平面内, 两面关于竖直面称, 如图 2 所示。即曲边棱体 $ABTGI$ 和曲边棱体 $CDLPI$ 是对称的, 这里可借用地基极限承载力理论来求取作用于此两面上的土压力合

力, 但因其位于水平面内, 故不需考虑土体自重的影响。根据太沙基极限承载力理论则有^[16]

$$Q_3 = Q_4 = q_u S, \quad (22)$$

$$q_u = qN_q + cN_c, \quad (23)$$

$$N_q = (1 + \tan j \tan z) e^{2j \tan j}, \quad (24)$$

$$N_c = (1 + \tan j \tan z) (e^{2j \tan j} - 1) \cot j + \tan z. \quad (25)$$

式中, z 为面 ABI 和面 CDI 与锚板所成角度, 如图 2 所示:

$$z = \arctan(2t/h). \quad (26)$$

q 为作用于面 ABT 和面 CDL 上的平均静止土压力, 有

$$q = K_0 g h', \quad (27)$$

$$h' = \frac{t^2 \left(H - h + \frac{2t}{3 \tan y_1} \right) + t^2 \left(H - \frac{2t}{3 \tan y_2} \right)}{\frac{2 \tan y_1}{t^2} + \frac{2 \tan y_2}{t^2}}, \quad (28)$$

$$K_0 \approx 1 - \sin j. \quad (29)$$

S 为面 ABI 和面 CDI 的面积:

$$S = \frac{h}{2} \sqrt{t^2 + (h/2)^2}. \quad (30)$$

2.4 极限平衡条件

以四棱锥土核 $ABCDI$ 为研究对象, 如图 1 所示, 其在竖直方向满足如下力学平衡方程:

$$Q_{1z} + W_2 - Q_{2z} = 0, \quad (31)$$

即

$$Q_1 \sin(y_1 - d_1) + W_2 - Q_2 \sin(y_2 - d_2) = 0, \quad (32)$$

式中, W_2 为四棱锥 $ABCDI$ 内土体的重量,

$$W_2 = g h^2 t / 3. \quad (33)$$

通过式 (32) 求解出 y_1 , 进而可确定 Q_1 和 Q_2 ,

$$Q_1 = Q'_1, \quad Q_2 = Q'_2, \quad (34)$$

水平方向满足的力学平衡关系如下:

$$Q_1 \cos(y_1 - d_1) + Q_2 \cos(y_2 - d_2) + Q_3 \cos(z - d_3) + Q_4 \cos(z - d_4) - T_u = 0. \quad (35)$$

和 d_1 取值原则一样, d_2, d_3, d_4 均可近似取值为 j 。至此, 可得竖向正方形锚板水平极限抗拔承载力三维统一理论解表达式如下:

$$T_u = Q_1 \cos(y_1 - d_1) + Q_2 \cos(y_2 - d_2) + Q_3 \cos(z - d_3) + Q_4 \cos(z - d_4). \quad (36)$$

将各已知量和前面所求各值代入式 (36), 即可采用 Excel 表格中的假设分析对竖向正方形锚板水平抗拔极限承载力进行求解。需要说明的是: 上述理论推导对于砂土是严格成立的; 对于黏性土或纯黏土, 虽然式 (5) 考虑了黏聚力对合力方位角的影响, 但这会造成作用在以对数螺旋线为边界线的曲面上土压力

合力不能指向极点, 如曲面 CGI 上 R_3 和 BGI 上 R_5 及其竖向分量合力 $R_3(R_5)$ 不能指向极点 M , 在边角关系计算时出现偏差, 导致力的计算不准确。故上述三维统一理论解在理论上适用于砂土和黏聚力较小的黏性土和纯黏土。由于锚板埋置深度的增加会减小黏聚力所造成的误差, 因而对于埋置较深的锚板, 该理论解对黏性土和纯黏土的适用范围可进一步拓展。

3 对比验证

针对当前研究成果所存在的不足之处, 本次研究的创新主要体现在统一和三维两个方面, 统一即意味模型可反映锚板的拉拔破坏机制能随土体力学特性、埋深比等因素连续变化的规律, 而非人为设置临界埋深, 事先区分浅埋和深埋, 然后分别建立模型; 三维即直接针对正方形锚板构建力学模型, 而非基于条形锚板解答考虑形状系数进行修正。但上述模型是否达到预期, 能否满足计算精度要求, 还需进行对比验证。

3.1 统一性验证

如前所述, 板前土体破坏机制的连续变化规律是针对竖向的, 并通过板前土核形状来考虑, 即板中心线所在竖向平面内板前三角土核的两个底角 ψ_1, ψ_2 的变化可反映破坏机制由浅埋的强非对称向深埋的对称连续变化, 其中上底角 ψ_1 随着埋深比的增加由 j 向 $\pi/4 + j/2$ 逐渐变大, 下底角 ψ_2 则相应由 $\pi/2$ 向 $\pi/4 + j/2$ 逐渐变小。因此, 只需计算出 ψ_1, ψ_2 的变化规律, 看其是否符合上述规律即可。

图 9 为尺寸 0.3 m 的正方形锚板在重度 $g = 15 \text{ kN/m}^3$, 相同内摩擦角 j , 不同黏聚力 c 土体中拉拔时板前土核上下底角 ψ_1, ψ_2 及其比值随埋深比 H/h 的变化规律。可以看出, 不同内摩擦角时, 随着埋深比的增大, 上底角 ψ_1 增大, 下底角 ψ_2 减小, ψ_2/ψ_1 则趋近于 1, 该规律很好地符合了对模型的预期, 说明模型能有效统一表达浅埋锚和深埋锚的特征。此外, 相同内摩擦角时, 黏聚力越小, 锚板越容易表现出浅埋锚的非对称特征; 而随着黏聚力的增大, 表现出深埋特征的起始埋深比逐渐在降低。以 $j = 10^\circ$ 为例, 当黏聚力 $c = 10 \text{ kPa}$ 时, 从埋深比约为 8 时, 锚板开始进入从浅埋到深埋的过渡阶段, 而当黏聚力 $c = 40 \text{ kPa}$ 时, 从埋深比约为 3 开始就已经进入了过渡阶段。这似乎和滑坡比较类似, 砂土一般为浅层滑动, 而黏性土中则为深层滑动。计算结果还表明, 当黏聚力 $c = 0$, 即对于砂土而言, 在所计算的埋深比范围内, 无论内摩擦角多大, 都呈现出浅埋特征; 对于纯黏土, 埋深比达到 10 以后, 基本上可视为深埋锚, 这些结论和 Merifield^[13] 的数值计算结果是非常一致的。

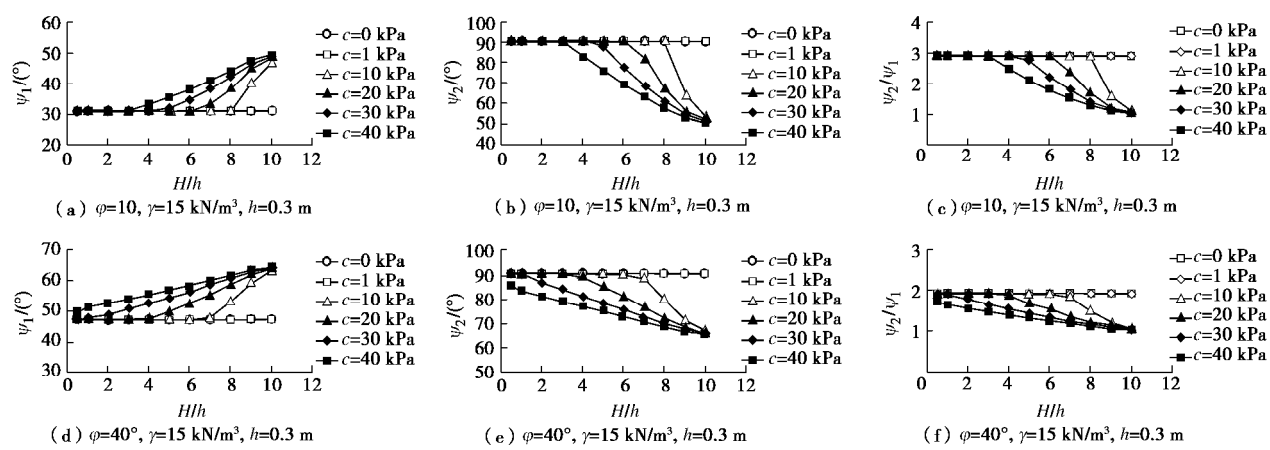


图 9 上下底角随埋深比变化规律

Fig. 9 Variation of upper and lower angles with buried ratios

表 1 正方形锚板现场和大尺寸室内试验结果

Table 1 Summary of site and large-size laboratory anchor-plate pullout tests

序号	土体 类型	三轴试 验类型	β /($^{\circ}$)	c /kPa	g /(kN·m ⁻³)	板宽 b /m	埋深 h /m	极限承载力 T_u /kN	参考 文献	地点 类型
1	黏土	CU	29.5	19.6	19.7	0.50	2	333.2	张续萱等 ^[9]	中国 现场
2							4	321.4		
3						0.75	2	364.6		
4							3	153.0		
5							3	205.8		
6	黏土	CU	26.5	19.6	16.7		3	235.2		
7							3	368.5		
8					0.75	3	431.2			
9	黏土	CU	29	26.5		18.7	0.60	3		
10	黏土	CU	26.5	19.6	19.4	0.80	3.3	520.6		
11	黏土	CU	32	8.96	15.7	0.9144	2.286	711.68	Smith ^[19]	美国 现场
12	砂土	CD	35	0	15.1	0.106	3.311	24.8	Takeoka 等 ^[15]	日本 室内
13							6.623	34.2		
14							9.934	42.6		
15						0.125	3.311	31.2		
16							6.623	42.2		
17	粗砂	CD	36	0	16	0.3	9.934	56.6	PWRC ^[10]	日本 室内
18							2	103.0		
19							3	111.8		
20							4	117.8		
21							5	119.1		
22	细砂	CU	30	2	15.4	0.3	2	60.8	Miyata ^[11]	日本 室内
23							3	83.8		
24							4	89.4		
25							5	82.4		
26	粉砂	CU	11	4	15.2	0.3	3	40.6	Miyata ^[20]	日本 室内
27							3	44.4		
28							4	44.8		
29							4	50.5		
30	黏土	CU	13.1	18	15	0.1	0.3	1.847	Fukuoka 等 ^[21]	日本 室内
31						0.1	0.5	3.038		
32						0.2	0.5	12.58		

3.2 室内模型试验对比验证

Das 等分别于 1977 年^[17]、1986 年^[18]针对砂土和纯黏土中各埋深条件下的竖向锚板开展了系列室内模型试验研究, 其中埋深比介于 2~10, 砂土内摩擦角

范围为 30°~40°, 纯黏土黏聚力范围较大, 在 10~50 kPa 变化。现利用三维统一理论解对其试验数据进行计算, 计算结果如图 10 所示。从图 10 (a)、(b) 中可以看出, 计算值和试验值在规律上吻合的非常好

的。对于砂土, $T_u/(gh^3)$ 随着埋深比的增大近似呈线性增长趋势, 但不同内摩擦角下的增长速率不同, 内摩擦角越大, 增长越快, 计算值也很好展现了这个特征。对于纯黏土而言, 随着埋深比的增大, $T_u/(cHh^2)$ 呈非线性减小, 速率逐渐趋缓, 至埋深比 10 左右已接近水平方向的渐近线, 不同黏聚力下的变化幅度很窄。但总体上计算值较实测值偏小, 且埋深比越大, 计算值越小。如埋深比在 5 左右时, 计算值与实测值之比约为 0.7; 埋深比达到 7 或 8 时, 比值则进一步下降到 0.6 左右。这可能与本文模型未考虑板后土体对承载力的贡献有关, 尤其是对于饱和黏土, 板后可能因负压而存在较大的吸力, 而且埋深越大, 越易于满足形成负压的条件, 其对承载力的贡献也就越大, 故本文的计算偏差也就越大。图 10 (c) 则能更直观地看出实测值和计算值的大小对比, 计算值 T_u 和实测值 T_m 的比值 F_s 大部分都非常接近 1, 总体分布则表明计算值要偏小一些, 这说明统一理论的计算结果还是要偏于安全, 这点对于实际应用较为重要。

3.3 大尺寸试验数据对比验证

为了对进一步检验三维统一理论解的合理性, 收集了国内外正方形锚板现场 (室内大尺寸) 拉拔试验数据共 32 个。最大 0.9144 m^[19], 尺寸最小 0.1 m^[21]; 土性包含砂土和黏性土, 内摩擦角范围为 11°~36°, 黏聚力变化范围为 0~26.5 kPa; 埋深比变化范围非常大, 最小 2.5, 最大达到约 94; 数据来自中国、日本和美国的研究者, 具体如表 1 所示。

现采用太沙基法^[16]、日本规范法^[10]、Miyata 修正

法^[11]以及本文的三维统一理论解对表中锚板的极限承载力进行计算, 并与试验值比较, 其结果分别如图 11 (a)~(d) 所示。从图中可以看出, 不同埋深比下, 太沙基法计算结果 T_u 和实测值 T_m 的比值 F_s 在 1:1 线两侧分布较为均匀, 仅对于埋深比 $H/h > 20$ 时的部分数据计算值偏大较为严重, 最大达到实测值的 5 倍以上; 和太沙基法相比, 日本规范法计算结果与实测值的比值 F_s 受埋深比的影响具有较为明显的倾向性, 埋深比 $H/h < 10$ 时, 一般计算值偏大; 埋深比 H/h 介于 10~20 时, 除个别数据偏小较严重外, 大部分位于 1:1 线两侧, 分布较为均匀; 埋深比 $H/h > 20$ 后, 则总体上是计算值偏小。2011 年, Miyata 基于大量试验数据提出了对日本规范法的修正法, 但计算表明, 修正并不理想, 反而效果更差, 更加放大了日本规范法受埋深比影响的倾向性。埋深比 $H/h < 10$ 时, 一般计算值偏大, 最大达到实测值的 3 倍以上, 偏于危险; 而埋深比 $H/h > 20$ 后, 计算值仅有实测值的 10%, 又严重低估了锚板的极限承载力。造成修正失败的原因很可能是由于其采用的数据均为室内模型试验数据, 锚板尺寸绝大部分都小于 5 cm, 而本次收集的数据锚板最小尺寸为 0.1 m, 最大达到 0.9144 m。这说明锚板的极限承载力具有很强的尺寸效应, 基于室内模型试验所得数据用于工程实践, 是极不可靠的。三维统一理论解和日本规范法结果较为类似, 也具有一定的倾向性, 但计算结果和实测值比值的变化范围又较后者更窄、更加靠近于 1:1 线, 总体上表现是 4 种方法中最好的。对上述 4 种方法计算结果 T_u 与实测值

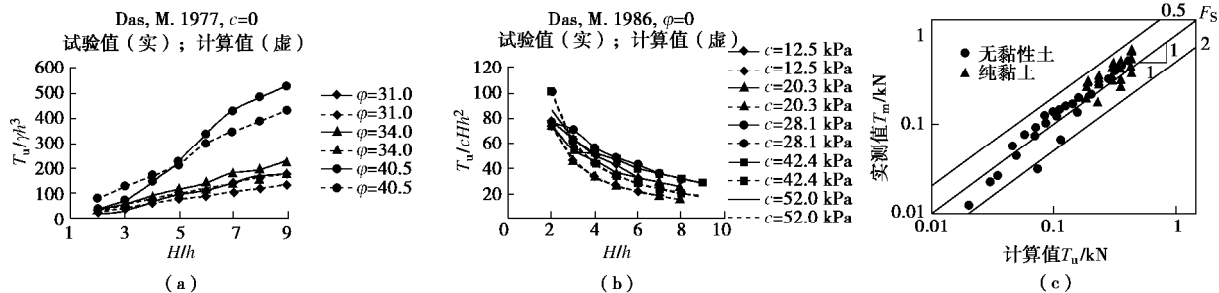


图 10 计算值、试验值对比

Fig. 10 Comparison between calculated values and test results

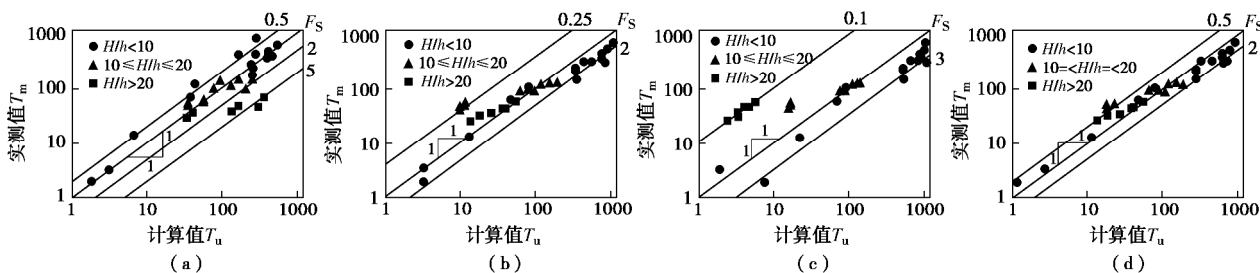


图 11 不同方法计算结果对比

Fig. 11 Comparison among calculated results by different methods

T_m 比值 F_s 进行偏差统计, 则平均值分别为 1.088, 1.33, 2.687, 0.986; 变异系数 COV 分别为 0.582, 0.918, 1.346, 0.351, 三维统一理论解在精度上要比日本规范法提高 30% 以上; 虽然和太沙基法相比, 均值相差并不大, 但离散程度也要显著下降 30% 以上, 这也更进一步验证了三维统一理论解的合理性。

4 结 论

针对当前研究中存在人为区分浅埋、深埋, 界定标准不统一的问题, 在深入分析竖向正方形锚板水平拉拔的破坏机制基础上, 本文对其开展了水平拉拔极限承载力三维统一理论解的研究。研究首先构建了三维的统一力学模型, 然后基于极限平衡条件推导出了相应的拉拔极限承载力三维统一理论解, 最后通过计算和与其他理论方法、试验数据的大量对比分析验证了成果的合理性, 得到以下 2 点结论。

(1) 正方形锚板板前破坏滑移线场在竖直方向的对称性随土性、埋深比连续变化的规律可通过板前四棱锥土核在竖直面内投影三角形的形状, 即两个底角的演化规律来反映。随着埋深比的增大, 三角形上底角 ψ_1 逐渐由 j 向 $\pi/4+j/2$ 增大, 下底角 ψ_2 则相应由 $\pi/2$ 向 $\pi/4+j/2$ 逐渐变小, 两者的比值最终趋于 1。三维统一理论解的计算结果也很好的反映出了这一点, 实现了一个力学模型可反映不同范围埋深比下破坏机制的连续变化, 无需再人为区分浅埋和深埋。

(2) 三维统一理论解的计算结果不仅与室内模型试验数据符合得很好, 也和现场、大尺寸试验数据吻合。与 3 种国外方法的对比表明: 太沙基法计算结果和实测值的比值在 1:1 线两侧分布较为均匀, 但对于部分埋深比 $H/h > 20$ 数据计算值偏大较为严重; 日本规范法受埋深比的影响具有较为明显的倾向性, 部分工况下误差较大; Miyata 基于大量室内小尺寸模型试验数据对日本规范法进行的修正, 应用于现场及大尺寸锚板是, 其结果并不理想, 反而更加放大了日本规范法受埋深比影响的倾向性; 三维统一理论解法计算结果和实测值比值的平均值是 4 种方法中唯一从小于 1 的方向接近于 1:1 线的, 计算结果偏于安全, 在精度上要比日本规范法提高 30% 以上; 虽然和太沙基法相比, 均值相差并不大, 但离散程度也要显著下降 30% 以上, 总体表现是 4 种方法中最好的。

参考文献:

[1] 蔡正银, 侯伟. 单锚板桩结构的工作机理[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(1): 29 - 34. (CAI Zheng-yin, HOU Wei. Mechanism of sheet-pile structure with a single anchorage[J].

Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(1): 29 - 34. (in Chinese))

- [2] DICKIN E A, LAMAN M. Uplift response of strip anchors in cohesionless soil[J]. Advances in Engineering Software, 2007, 38(8): 618 - 625.
- [3] 郝冬雪, 符胜男, 陈榕, 等. 砂土中锚板拉拔模型试验及其抗拔力计算[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(11): 2101 - 2106. (HAO Dong-xue, FU Sheng-nan, CHEN Rong, et al. Experimental investigation of uplift behavior of anchors and estimation of uplift capacity in sands[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(11): 2101 - 2106. (in Chinese))
- [4] ROWE R K, DAVIS E H. The behavior of anchor plates in sand[J]. Géotechnique, 1982, 32(1): 25 - 41.
- [5] KAME G S, DEWAIKAR D M, CHOUDHURY D. Pullout capacity of a vertical plate anchor embedded in cohesion-less soil[J]. Earth Science Research, 2012, 1(1): 27 - 56.
- [6] 朱碧堂, 杨敏, 郭蔚东. 竖向浅埋锚锭板的侧向极限拉拔荷载[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(10): 1236 - 1241. (ZHU Bi-tang, YANG Min, GUO Wei-dong. Pullout capacity of vertically-buried shallow anchor plates[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(10): 1236 - 1241. (in Chinese))
- [7] JTS 167—3—2009 板桩码头设计与施工规范[S]. 2009. (JTS 167—3—2009 Design and construction specification of sheet pile wharf[S]. 2009. (in Chinese))
- [8] 丁佩民, 肖志斌, 张其林, 等. 砂土中锚板抗拔承载力研究[J]. 建筑结构学报, 2003, 24(5): 82 - 91. (DING Pei-min, XIAO Zhi-bin, ZHANG Qi-lin, et al. Uplift capacity of anchor plates in sand[J]. Journal of Building Structures, 2003, 24(5): 82 - 91. (in Chinese))
- [9] 张续萱, 吴肖茗. 新型支挡—锚板挡土结构的理论与实践[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1996. (ZHANG Xu-xuan, WU Xiao-min. A new type of support structure: the theory and practice of anchor-plate soil retaining structure[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 1996. (in Chinese))
- [10] Public Works Research Center. Technical report on rational design method of reinforced soil walls[R]. Ibaraki: University of Tsukuba, 1995. (in Japanese)
- [11] MIYATA Y, BATHURST R J, KONAMI T. Evaluation of two anchor plate capacity models for MAW systems[J]. Soils and Foundations, 2011, 51(5): 885 - 895.
- [12] NEELY W J, STUART J G, GRAHAM J. Failure loads of

- vertical anchor plates in sand[J]. Journal Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1973, **99**(9): 669 - 685.
- [13] MERIFIELD R S. Numerical modelling of soil anchors[D]. Newcastle: University of Newcastle, 2002.
- [14] 胡 伟, 刘顺凯, 邹贵华, 等. 竖向条形锚定板水平拉拔极限承载力统一理论解研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(2): 296 - 304. (HU Wei, LIU Shun-kai, ZOU Gui-hua, et al. Unified theoretical solution for ultimate bearing capacity of vertical strip anchor[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(2): 296 - 304. (in Chinese))
- [15] TAKEOKA Y, WATANABE Y, KODAKA T, et al. Pullout test of reinforcement in sandy soil considering bearing resistance and friction resistance[C]// Proceedings of the 44th Japanese Geotechnical Society Annual Meeting. Yokohama, 2009: 465 - 466. (in Japanese)
- [16] TERZAGHI K, PECK R B, MESRI G. Soil mechanics in engineering practice[M]. 3rd ed. New York: John Wiley and Sons, Inc, 1996.
- [17] DAS B M. Pullout resistance of vertical plate[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1977, **100**(GT1): 87 - 91.
- [18] DAS B M, PICORNELL M. Ultimate resistance of vertical plate anchors in clay[J]. Coastal Engineering, 2012: 1831 - 1842.
- [19] SMITH J E. Tests of Concrete deadman anchorages in sand[R]. Calif: U.S. Navel Civil Engineering Laboratory Technical Memorandum, 1957, M-121.
- [20] MIYATA Y, BATHURST R J, KONAMI T, et al. Influence of transient flooding on multi-anchor walls[J]. Soils and Foundations, 2010, **50**(3): 371 - 382.
- [21] FUKUOKA M, IMAMURA Y, SAWADA S, et al. Laboratory pullout tests on plate-anchors[C]// Proceedings of the 19th Japanese Geotechnical Society Annual Meeting. Matsuyama, 1984: 1179 - 1180. (in Japanese)
-

本期广告索引

- 封 3 北京理正软件股份有限公司
封 4 上海分元土木工程有限公司

DOI: 10.11779/CJGE201901013

离子固化剂改性蒙脱土吸附水特性及持水模型研究

黄伟¹, 刘清秉², 项伟¹, 张云龙¹, 王臻华¹, DAO Minh Huan¹

(1. 中国地质大学(武汉)工程学院, 湖北 武汉 430074; 2. 中国地质大学教育部长江三峡库区地质灾害研究中心, 湖北 武汉 430074)

摘要: 采用不同浓度离子固化剂对天然钙蒙脱土进行改性处理, 开展素土与改性土在相对湿度 (P/P_0) 0.01~0.95 区间的水汽等温吸—脱附试验, 通过持水速率曲线、晶层 d_{001} 演化曲线及红外光谱特征峰解析蒙脱土吸附水进程中主控因素的演化规律, 据此提出水合状态变化的界限相对湿度区间, 在此基础上, 分别从阳离子水化能和晶层表面水合能角度, 建立了离子固化剂改性蒙脱土微观持水方程。试验结果表明: 对于钙蒙脱土, 在 $0 < P/P_0 < 0.15 \sim 0.2$, 阳离子与水分子结合形成单层“水化壳”; 在 $0.15 \sim 0.2 < P/P_0 < 0.45 \sim 0.5$, 阳离子形成 2 层“水化壳”; 当 $0.45 \sim 0.5 < P/P_0 < 0.8 \sim 0.9$, 晶层基面进一步吸附水分子形成 2 层完整水化膜。在极高吸力段 ($\psi > 200$ MPa), 蒙脱土持水能力只受控于层间阳离子水化作用, 而在中高吸力段 ($15 \text{ MPa} < \psi < 200 \text{ MPa}$), 晶层基面与水之间的分子作用力是影响蒙脱土表面水合能及持水性状的主要因素。在特定吸力范围内, 离子固化剂通过改变相应的物化性质参数 (阳离子交换量、比表面积) 从而弱化蒙脱土持水能力。基于微观水合机制所构建的持水方程能够很好预测本次试验及文献报道的数据结果, 不同吸力段的持水模型可量化表征离子固化剂对蒙脱土吸附水性状的调控机理。

关键词: 离子固化剂; 阳离子; 晶层基面; 水合机制; 吸附水; 持水模型

中图分类号: TU443

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2019)01 - 0121 - 10

作者简介: 黄伟(1990 -), 男, 博士研究生, 主要从事黏土物化性质及特殊土改良方面的研究工作。E-mail: 22huangwei@163.com。

Water adsorption characteristics and water retention model for montmorillonite modified by ionic soil stabilizer

HUANG Wei¹, LIU Qing-bing², XIANG Wei¹, ZHANG Yun-long¹, WANG Zhen-hua¹, DAO Minh Huan¹

(1. Faculty of Engineering, China University of Geosciences, Wuhan 430074, China; 2. Three Gorges Research Center for Geo-hazard,

Ministry of Education, China University of Geosciences, Wuhan 430074, China)

Abstract: The natural montmorillonite is modified by the ionic soil stabilizer (ISS) with different concentrations and the isothermal water vapor adsorption tests are conducted for both the raw and modified soils under the relative humidity (P/P_0) ranging from 0.01 to 0.95. The evolution of the dominated factors in the process of hydration of montmorillonite is interpreted by combining the analyses of variation of d_{001} with P/P_0 , water retention velocity curves and results of infrared spectroscopy (IR). Finally, the boundary values of P/P_0 in hydration sequences are proposed, and the water retention equations are derived through hydration energy of cations and surface of minerals, respectively. The results show that for the calcium montmorillonite, the exchangeable cations interact with water molecules to form monolayer of hydration shell at the range of $0 < P/P_0 < 0.15 \sim 0.2$ firstly and then form bilayer at $0.15 \sim 0.2 < P/P_0 < 0.45 \sim 0.5$, followed by hydration on basal surface of crystal layer at $0.45 \sim 0.5 < P/P_0 < 0.8 \sim 0.9$ to form the integrated bilayer water film. The water retention capacity is dominated by the hydratability of interlamellar cations merely at extremely high suction range ($\psi > 200$ MPa), and mainly influenced by the Van der Waals force between basal surface and water molecules when suction is lower ($15 < \psi < 200$ MPa). At a certain suction range, ISS weakens the water retention capacity of montmorillonite by changing the specific physic-chemical parameters. The derived water retention equations can accurately predict the test results and also provide a quantitative insight into the mechanism of action by ISS.

Key words: ionic soil stabilizer; cation; basal surface of crystal layer; hydration mechanism; adsorption water; water retention model

0 引言

膨胀土具有吸水膨胀、失水收缩的特性, 该类土

基金项目: 国家自然科学基金项目 (41572286, 41672297, 41202199);
湖北省自然科学基金项目 (2015CFB247)

收稿日期: 2017 - 11 - 07

*通讯作者 (E-mail: liuqingbing_1357@163.com)

体内部富含的蒙脱石、伊蒙混层类黏土矿物构成了其亲水、膨胀的物质基础。一般认为,膨胀性黏土在水化过程中先后经历“晶层膨胀”及“渗透膨胀”两个阶段^[1-2]。首先,水分子进入矿物层间,撑开C轴间距引起晶格扩张膨胀;随着吸水量增加,晶层及颗粒表面吸附的水化阳离子逐渐向外扩散,形成双电层结构,此时土体内部孔隙(晶层)溶液与外部浸润水的浓度差异将形成“渗透力”,驱动水分子在土粒表面持续吸附,进一步撑开颗粒间距促使体积膨胀。从吸附水机制来看,两种膨胀阶段实际上源自黏土结合水状态的不断演化,即水分子受黏土矿物多种“水化活性中心”影响(如层间阳离子水化、晶层基面吸附、静电场作用等^[3-5]),在矿物层间及颗粒表面形成一定取向排列且能量差异的结合水膜,随着强、弱结合水转化及水膜厚度增加,从晶层到颗粒之间,水合楔力不断增大,从而导致体积膨胀发展。关于黏土水合-膨胀机制,学者们已开展了一定的研究工作:如Kelley等^[6]采用加热升温的方式分析黏土水合过程,提出结合水可分为层间水以及矿物侧边断键结合水;库里契斯基^[7]、王平全^[8]分析了蒙脱土的水汽等温吸附过程,提出相对湿度超过0.9时,水分形态将从强结合水向弱结合水转变。此外,Cases等^[9-10]、Berend等^[11]系统研究了不同阳离子型蒙脱土的水汽吸附特征,分析了黏土表面水化及层间膨胀随相对湿度的演化规律。

在土壤学和非饱和土研究领域,黏土吸附水能力常采用含水率与吸力关系曲线,即水分特征(持水)曲线进行表征。土体内部吸力受控于水分形态和土水作用方式,在低吸力段,孔隙水为毛细水,吸力由毛细作用产生^[12-14]。而在高吸力区,水分形态为结合水,吸力则由土水间短程吸附作用形成^[15]。有学者尝试从吸附热力学角度对结合水阶段的持水性状进行分析,其中Silva等^[16]、Hatch等^[17]基于BET吸附理论构建了高吸力段持水方程,在此基础上,Woodruff等^[18]、Revil等^[19]认为高吸力段主要持水方式是阳离子水化,提出采用阳离子交换量(CEC)归一化的BET方程来统一描述蒙脱土持水曲线。然而,黏土水合过程牵涉多种物化作用,并不严格服从BET多层物理吸附模式,导致上述模型应用于不同性质黏土时,会出现明显误差^[20-21]。本质上,吸力势是土中水相对纯水的自由能变化量,因此从黏土矿物与极性水分子相互作用的能量角度解析“吸力势-吸附水量”关系,可从根本上揭示持水性能的变化机理。

由于膨胀土在吸附水过程中产生强烈的膨胀变形并诱发一系列工程问题,国内外学者先后提出了多种处置手段。其中,应用较普遍方法是掺加石灰、水泥类胶凝材料进行化学改良^[22-24],该类材料的作用机理

主要包括两方面:通过 Ca^{2+} 离子置换黏土表面的一价阳离子减小结合水厚度以及通过胶凝产物提高颗粒联结强度。大量研究和实践表明,在变化的水质环境下,强水化离子可与 Ca^{2+} 发生可逆交换,从而导致黏土水合-膨胀势得以恢复,此外无机材料与黏土拌和困难,胶凝产物强度低,耐久性差,经历多次干湿循环后,常出现加固失效^[25]。为克服传统材料的弊端,近年来,新型改良剂的研发逐渐兴起,如高分子固化剂^[26]、生物酶活性剂^[27]以及离子固化剂等,其中离子固化剂(简称ISS)作为一种调控黏土表面水化性质的改性材料,受到研究人员的广泛关注。Petry等^[28]、Rauch等^[29]比较分析了ISS处理不同类型黏性土的效果,建议根据土质类型选择最佳配比量;汪益敏等^[30]、刘清秉等^[31]等研究表明ISS可显著降低膨胀土的胀缩势并增强土粒结构的稳定性;Katz等^[32]认为ISS改变了Na蒙脱土晶层结构且去除了其层间水合阳离子;刘清秉等^[33]从黏土表面水合的物化作用角度,定性分析了ISS对膨胀土吸持不同形态水分的影响机制。

综上所述,ISS能有效抑制黏土水化膨胀势,将其应用于膨胀土治理具有良好的前景。然而,现有研究多侧重于ISS改性前后土体宏观性质指标的比较,在机理方面,仍局限于黏土矿物表面物化参数及结合水含量的变化分析,如何将微观水化机制与宏观持水特征进行定量关联,尚缺少明确认识。鉴于此,本文从黏土膨胀的根源出发,即从表面水合能量的角度,对蒙脱土吸附水状态进行解析,并尝试建立ISS改性蒙脱土在不同水合阶段及不同吸力范围的水分特征曲线模型,对ISS改性黏土的机理进行量化表征。相关研究结果可为膨胀土性质调控及离子固化剂改良特殊土的理论与实践提供一些有益参考。

1 试验材料与方法

1.1 试验材料

本次试验土样为天然希腊蒙脱土(记为GMT),XRD试验表明,土中蒙脱石矿物含量达95%以上,含少量白云石及石英,见图1。采用X射线荧光分析(XRF)测得主要化学成分: SiO_2 , 57.99%; Al_2O_3 , 17.92%; Fe_2O_3 , 4.65%; MgO , 4.12%; CaO , 3.86%; Na_2O , 0.59%; K_2O , 0.45%。利用 BaCl_2 缓冲液法测定GMT的阳离子交换容量(CEC)为0.73 meq/g,通过等离子发射光谱法(ICP-OES)对交换出的阳离子成分进行测试,结果表明层间可交换阳离子主要为 Ca^{2+} ,为钙基蒙脱土。

试验采用的ISS材料为课题组自主研发的离子型黏土固化剂^[34],首先将ISS原液与蒸馏水按照1:50,

1 : 100 (体积比) 两种浓度进行稀释, 取 200 mL ISS 稀释液加入 100 g 天然风干的 GMT 土样, 充分搅拌后密封静置 24 h。之后采用蒸馏水对改性土进行洗盐, 以去除其中未参与反应的残余 ISS 成分, 利用高速离心机进行固液分离, 重复多次, 直至离心清液的电导率与素 GMT (未添加 ISS) 溶液一致。将洗盐后 ISS 改性土调至膏状, 进行液氮冷冻风干处理, 得到松散粉末样备用, 根据 ISS 掺加浓度, 分别将两种改性土样记为 GMT-1 : 50、GMT-1 : 100。此外, 制备 GMT 素土的冷冻风干样品 (记为 GMT-0), 进行比较分析。

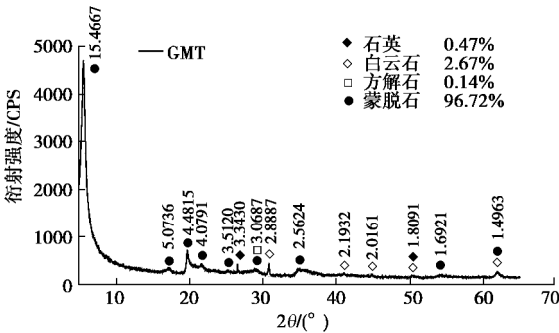


图 1 XRD 图谱

Fig. 1 XRD spectra

1.2 试验方法

分别取一定量的 GMT-0、GMT-1 : 100 与 GMT-1 : 50 样品, 装入 Autosorb-iQ 全自动水汽吸附分析仪, 在 105℃ 条件下进行真空烘干 2 h 的预处理后, 开展水水汽吸附脱附试验。该吸附仪通过高精度相对湿度传感器对水汽分压 P/P_0 ($0 < P/P_0 < 0.95$) 进行连续动态控制, 可精确测定样品在某 P/P_0 时的吸 (脱) 附含量。试验过程中, 将样品管置于恒温水浴中以控制环境温度为 $20^\circ\text{C} \pm 1^\circ\text{C}$ 。此外, 对于 GMT-0, 在 $0 < P/P_0 < 0.95$ 范围内, 分别选取若干个吸附平衡样品开展 XRD 试验, 用来分析蒙脱石晶层 d_{001} 间距随相对湿度的变化规律。为保证平衡样品在上 XRD 测试台之前不发生水合状态变化, 在平衡完成后, 将样品置于密封塑料盒中进行保存。

2 改性蒙脱土吸附水特性及水合机制

2.1 蒙脱土水合机制

素土与改性蒙脱土的水汽等温吸—脱附曲线见图 2。由图 2 可见, 素土在吸附和脱附过程的持水量均高于改性蒙脱土, 表明 ISS 降低了蒙脱土的吸附水能力。为进一步分析 ISS 对蒙脱土吸附水性状的影响机制, 首先对素蒙脱土的水化历程进行解析。

蒙脱土等温吸—脱附曲线描叙了吸附量与相对湿度 (吸附势能^[35]) 之间的关系, 其中隐含土—水结合

能力在不同湿度区间内的递进变化信息。对比吸、脱附曲线, 不难发现随相对湿度增加, 脱附曲线形态呈现“波折”式变化, 反之吸附曲线则更为“渐进平缓”, 表明蒙脱土在脱水过程中, 水合状态和结合水能量的转变更为清晰明确, 基于此, 这里采用脱附分支开展分析。

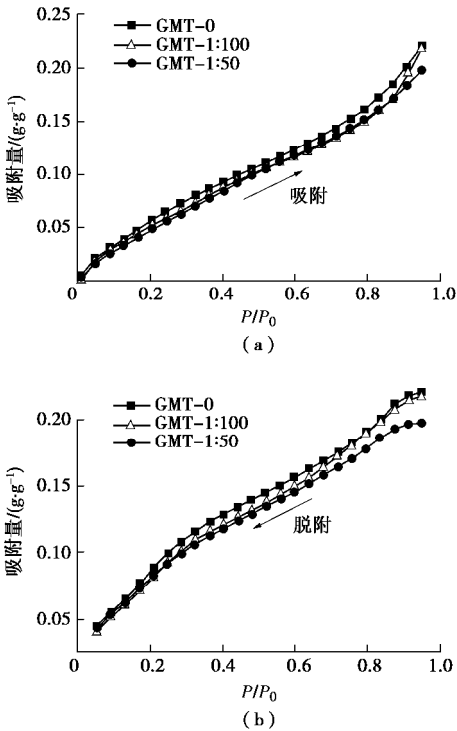


图 2 素土与 ISS 改性蒙脱土等温吸—脱附曲线
Fig. 2 Water vapor isotherms of raw and modified montmorillonites

图 3 为脱附分支吸附量对 P/P_0 的一阶导数, 即水汽吸附速率曲线, 该曲线反映了蒙脱土对水分子吸附能量状态的变化规律^[35], 暗示了土水作用方式的改变, 即水分子以一种新的赋存形式和能量状态与黏土结合时, 持水曲线速率将呈现出拐点变化。由图 3 可见, GMT-0 曲线存在明显的两个峰值, 分别为 0.15~0.2 与 0.8~0.9, 两个峰之间的界限 (曲线谷) 在 0.45~0.5 之间。

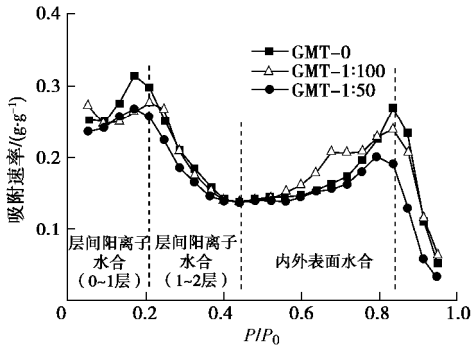


图 3 ISS 改性蒙脱土脱附速率曲线

Fig. 3 Curves of water desorption velocity of montmorillonites

如前所述,水分子可与黏土矿物表面多种活性中心相互作用(阳离子与晶层基面),不同活性位置的水合能态势必存在差异。研究表明^[9-11, 18-19],层间可交换阳离子水化是促使黏土吸附水的主要驱动力,阳离子水合能显著高于晶层基面表面水合能,据此分析,脱附过程中,水分子应首先从作用能量较弱的晶层基面脱去,继而为阳离子的“去水合”效应。结合图3,吸附能量峰值0.15~0.2对应于阳离子的水化,峰值0.80~0.90则为晶层基面的吸附,两者的界限为0.45~0.50,即为离子水化与晶层基面吸附的界限。

为了进一步验证上述水合机制,将脱附速率曲线与XRD试验结果进行关联分析。图4为GMT-0晶层间距 d_{001} 随相对水汽分压 P/P_0 变化关系曲线,同时引用了相关文献报道^[10, 21, 37-38]的Ca基蒙脱土XRD数据。可以看到,本次试验曲线与文献报道结果在整体趋势上是一致的,吸附至 $P/P_0 \approx 0.2$ 时,GMT-0与各Ca蒙脱土晶层扩展至约一层水分子层厚度($\Delta d = 2.7 \text{ \AA}$),表明蒙脱土水合伊始便进入层间吸附,随着水合历程的持续,在 $P/P_0 \approx 0.45$ 时,各试样晶层扩展约为两层水分子层厚度($\Delta d = 5.4 \text{ \AA}$),随后至 $P/P_0 \approx 0.9$,晶层厚度保持恒定,不再扩展。

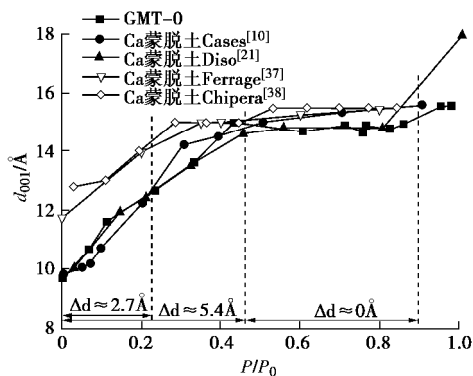


图4 GMT-0及Ca基蒙脱土 d_{001} 变化曲线

Fig. 4 Variation of d_{001} under different relative humidities for GMT-0 and Ca-montmorillonites

前文提到阳离子的水合能力高于晶层基面,因此水合作用开始时水分子便进入层间并与层间阳离子结合形成阳离子“水化壳”,此时水分子进入层间的驱动力由阳离子水合能提供,在 $0 < P/P_0 < 0.15 \sim 0.2$ 时,层间形成一层离子“水化壳”,层间距扩展至 2.7 \AA ,随后在 $0.15 \sim 0.2 < P/P_0 < 0.45 \sim 0.5$ 阶段,阳离子进一步水化形成第2层“水化壳”,层间相应扩展至 5.4 \AA 。而在 $0.45 \sim 0.5 < P/P_0 < 0.8 \sim 0.9$ 范围内,层间距保持相对恒定,表明了水分子吸附于黏土矿物的内外表面,此时水分子主要吸附于层间基面上或填充于水合阳离子之间的空隙,直至与离子“水化壳”共同构成完整的2层水分子膜,显然,在这一阶段,并不引起层间扩

展。同时由于 Ca^{2+} 对层间较强的束缚力,造成晶层不能随着水化的进行而不断扩展,故而直至 $P/P_0 \approx 0.9$,晶层间距始终维持在两层水厚度。

在红外光谱试验中,不同吸附能量状态水分子的O-H键轴会反映出特定的振动规律,据此可进一步分析吸附水形态变化。图5为文献[8]报道的Ca蒙脱土不同相对湿度条件下平衡样品的红外光谱曲线,一般认为 3400 cm^{-1} 峰值对应于蒙脱土层间吸附水的伸缩振动,在 1600 cm^{-1} 附近对应于弱吸附水的弯曲振动^[39]。可以看到, $0 < P/P_0 < 0.3$ 时,仅出现 3400 cm^{-1} 吸收峰,对应于层间阳离子水合形成的水化壳;当 $P/P_0 > 0.9$ 时,则开始出现 1600 cm^{-1} 吸收峰,表明矿物基面吸附水向另一种能态更低的水分转化,此相对湿度值则为水合形态转变的界限值。显然,红外光谱试验结果,进一步定性验证了前文推断的水合机制。

综上所述,对于二价 Ca^{2+} 蒙脱土,当 $0 < P/P_0 < 0.15 \sim 0.2$,层间阳离子水化形成单层离子“水化壳”,当 $0.15 \sim 0.2 < P/P_0 < 0.45 \sim 0.5$,形成2层离子“水化壳”;在 $0.45 \sim 0.5 < P/P_0 < 0.8 \sim 0.9$,水分子主要吸附于晶层基面;当 $P/P_0 > 0.8 \sim 0.9$ 时,则可能发生外表面水分子的多层吸附(水汽的凝结)而形成能量更低的弱结合水。

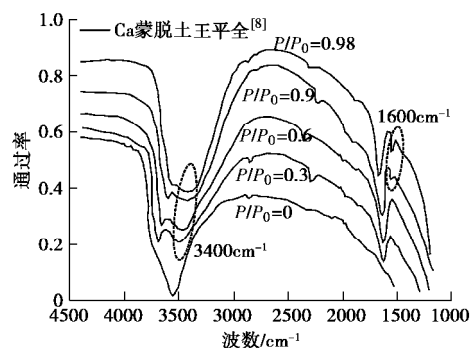


图5 不同 P/P_0 下Ca基蒙脱土红外光谱

Fig. 5 IR spectra under different relative humidities for Ca-montmorillonite

2.2 ISS对蒙脱土吸附水性质的影响机制

根据2.1节的分析结果,ISS改性蒙脱土的持水曲线亦可采用 $P/P_0 = 0.15 \sim 0.2$, $0.45 \sim 0.5$, $0.8 \sim 0.9$ 作为水分赋存状态的界限(见图3)。在 $0 < P/P_0 < 0.9$ 阶段,GMT-1:50与GMT-1:100的吸附水量均相较于GMT-0低。如前所述, $P/P_0 < 0.9$ 时,蒙脱土的水合主要受层间阳离子与晶层基面所控制,暗示了ISS主要是通过影响蒙脱土可交换阳离子与晶层基面性质来调控其水合-持水能力。图6为ISS改性前后蒙脱土表面物化参数值的对比,可以看到,除 Mg^{2+} 外,其余类型可交换阳离子含量在改性后均有所降低,阳离子交换

容量 (CEC) 和可测定的盐基总量均同样降低, 表明在阳离子水合阶段, ISS 通过降低蒙脱土阳离子水化能, 从而减小了其吸持水含量。从 ISS 自身结构和作用机理上看, 其对阳离子性质的改变应源自以下两个方面: ①作为一种含 16~18 个碳原子有机烃链的大分子化合物, ISS 易将部分阳离子包裹固定, 使其不易与水以及其它可交换性阳离子发生作用, 导致阳离子交换量降低; ②ISS 的磺酸基为其亲水部分, 易与黏土矿物晶层中吸附阳离子的活性位置发生相互作用, 占据交换性阳离子所在位置并将其挤出, 使其成为游离态阳离子, 进一步降低可水化阳离子数量^[40]。

黏土矿物的比表面积值是反映其表面吸附水能力的重要指标, 从图 6 可见, ISS 改性后蒙脱土的比表面积明显降低, 表明 ISS 作用下蒙脱土晶层连接更加紧密, 黏土颗粒变得更加团聚, 晶层表面水合能显著弱化。

综上所述, 结合 2.1 节分析结果, ISS 对蒙脱土吸附水性状的影响机制表现为: $0 < P/P_0 < 0.45 \sim 0.50$, ISS 降低了交换性阳离子的含量, 减少了阳离子水化 (从单层水化壳到双层水化壳) 而吸持的结合水含量; 在 $0.45 \sim 0.50 < P/P_0 < 0.80 \sim 0.90$ 阶段, ISS 改变了晶层基面性质, 降低其比表面积, 减少了矿物晶层表面吸附的结合水量 5%~10%。

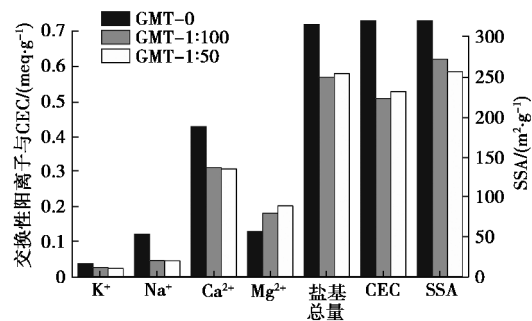


图 6 改性蒙脱土微观参数直方图
Fig. 6 Micro-parameters of montmorillonites

3 改性蒙脱土微观持水曲线方程

相对水汽分压 P/P_0 与基质吸力 ψ 之间的关系可通过 Kelvin 方程表示:

$$y = \frac{RT}{V_w} \times \ln(P/P_0) \quad (1)$$

式中 R 为通用气体常数, 取 $8.314\text{J}/(\text{mol}\cdot\text{K})$; T 为热力学温度; V_w 为水的摩尔体积 ($V_w=1.8068\times 10^{-5}\text{m}^3/\text{mol}$)。

根据式 (1) 可以计算出各水合阶段所对应的吸力范围, 进而将水蒸气等温吸—脱附曲线换算为吸力与含水率关系曲线, 也即持水特征曲线。

如前所述, ISS 通过调控交换性阳离子与晶层水

化表面积等微观性质来改性蒙脱土的吸持水能力。为进一步验证上述推断, 本节尝试从阳离子水化、黏土晶层表面水合的角度, 以可交换量阳离子性质参数以及比表面积参数为主控因素构建改性蒙脱土在不同吸力范围及不同水合阶段的持水曲线模型, 从而对 ISS 作用机理进行定量化解析。同样, 考虑到蒙脱土在脱附过程中水化状态及持水机制的递进规律更为显著^[9-11, 18-19], 在模型推导中均采用蒙脱土的脱附分支曲线进行分析验证。

3.1 极高吸力段微观持水模型

在 $0 < P/P_0 < 0.15 \sim 0.2$ 阶段, $\psi > 200\text{ MPa}$, 为极高吸力段, 蒙脱土的持水方式仅为单一的阳离子水合。从能量角度看, 土体的基质势或基质吸力是土中水相对于自由状态水的单位自由能变化量^[41], 可表示为

$$y = \frac{\partial G}{\partial V} \quad (2)$$

式中, V 为土中水的体积, G 为土中水的 Gibbs 自由能。相对于自由状态水分子, 黏土吸持的水分可能受内外多种能量作用而产生自由能改变, 从而导致基质势变化。内部作用如黏土矿物对水分子的范德华引力、静电引力、阳离子水化力、表面吸附力等, 外部因素包括温度或压力做功等。

由于蒙脱土在等温脱附过程中, 没有任何体积功, 加之在恒温条件下进行, 也没有热力功, 因此能量变化主要源于内部吸附力做功。蒙脱土在 $0 < P/P_0 < 0.15 \sim 0.2$ 范围内的持水方式为单一阳离子水合, 由阳离子控制水分子吸附能的变化, 从而引起吸力势改变。基于此, 下面从阳离子与水分子偶极子相互作用角度, 推导 $\psi > 200\text{ MPa}$ 段, 基质吸力与含水率之间的关系模型。层间阳离子形成的静电场对单个水分子偶极子的作用能 U_N 为^[36]

$$U_N = \frac{zeP \cos q}{4\pi\epsilon_0\epsilon_r r_i^2} \quad (3)$$

式中 z 为阳离子化合价; e 为单个电子电量, 取 $1.602\times 10^{-19}\text{C}$; P 为水分子偶极矩, 取 $6.172\times 10^{-30}\text{C}\cdot\text{m}$; q 为水分子与离子吸附角度, 一般取 0 ; ϵ_0 真空电容率, 取 $8.85\times 10^{-12}\text{F/m}$; ϵ_r 为层间介电常数; r_i 为阳离子水合半径, 取值见表 1。

表 1 阳离子水化参数

Table 1 Hydration numbers and radii of cations			
离子类型	水化数	水化壳层数	水合半径/nm
Li ⁺	5	1	0.273
Na ⁺	4	1	0.235
K ⁺	3	1	0.273
Ca ²⁺	12	2	0.239
Mg ²⁺	12	2	0.205

层间阳离子对水分子的总吸附能则为

$$G = U_N N_t \quad (4)$$

式中, N_t 为水分子总数, 可表示为

$$N_t = \frac{V}{V_w} N_A \quad (5)$$

式中, N_A 阿伏伽德罗常数, V 为水的体积。

将式(4)两边同时对阳离子吸附水的体积 V 求导, 联合式(2)、(5), 可以得到

$$y = U_N \frac{N_A}{V_w} \quad (6)$$

将式(3)代入式(6), 则有

$$y = \frac{zeP\cos q}{4\pi\epsilon_0 e_r r_i^2} \frac{N_A}{V_w} \quad (7)$$

将式(7)中的常量参数值代入后, 可进一步得到

$$y = \frac{2.97 \times 10^{-10} z}{r_i^2 e_r} \quad (8)$$

至此, 对于特定类型的阳离子蒙脱土, 在化合价 z 和水合半径 r_i 已知的条件下, 当确定了层间介电常数 e_r 值, 便可根据式(8)预测其基质吸力值。由于晶层介质是水, 因此层间介电常数实际上受晶层持水量所控制, 当晶层绝对干燥时, e_r 等于真空相对介电常数 1, 反之, 当晶层里充满大量自由水时, e_r 则等于液态水介电常数 80。因此可见, e_r 是连接基质吸力与含水率之间的纽带。

为了建立 e_r 与含水率 w 之间的关系, 首先将式(8)与式(1)等同, 根据蒙脱土的实测持水曲线(脱附分支)数据来反算某含水率下对应的 e_r 值。此外, 考虑到阳离子数量对层间含量水的影响, 将含水率对 CEC 进行归一化处理, 采用“当量”阳离子吸附水分子数 n_c 来表征 ($n_c = w/M_w/\text{CEC}$, M_w 为水的摩尔质量), 进而分析 e_r 与 n_c 之间的规律。

采用以上方法, 对相关文献报道^[9-11, 42-44]的 K、Na、Ca 蒙脱土持水曲线(脱附分支)数据进行分析, 结果如图 7 所示。可以看到, 在极高吸力段, 数据点重合, 并不受阳离子类型的影响, e_r 与 n_c 之间服从统一的且近似线性的变化规律, 而在较低吸力段, 数据则逐渐离散, 原因是此阶段内持水机制已不仅仅是阳离子水合。

对图 7 中极高吸力段的数据进行线性拟合, 可得到

$$e_r = 4.1n_c + 9.7 = 0.229w/\text{CEC} + 9.7 \quad (9)$$

进一步将式(9)代入式(8)后, 最终得到 ψ - w 的关系为

$$y = \frac{2.97 \times 10^{-10} z}{r_i^2 \left(\frac{0.23w}{\text{CEC}} + 9.7 \right)} \quad (10)$$

式(10)即为阳离子持水阶段(极高吸力段)的土水特征曲线方程。

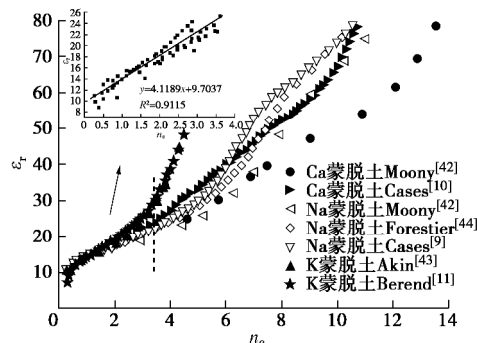
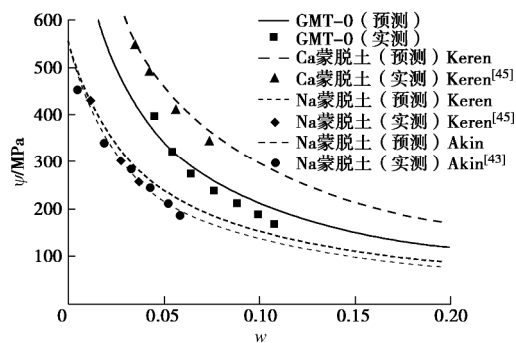


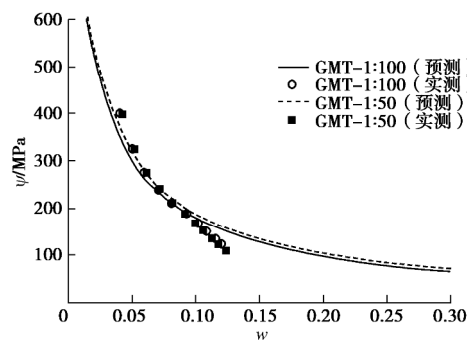
图 7 ϵ_r 与 n_c 关系曲线图

Fig. 7 Relationship between ϵ_r and n_c

由于上述方程是基于大量文献报道中蒙脱土的相关试验数据反算得到, 为了验证其有效性, 采用该式对本次蒙脱土水汽吸附试验结果(图 2(b))以及其它相关文献报道^[43, 45]中蒙脱土数据进行验算, 如图 8(a)所示。由于本次试验所采用的蒙脱土并非只含单一层间阳离子, 需要考虑多种离子共同作用下的综合离子半径与化合价。水化过程中, 各单个金属阳离子易与水分子相互作用形成氢键, 这一强烈的水化作用致使每个层间阳离子水化都是相对独立的。基于这样的考虑, 按照图 6 中所示各离子含量进行加权平均计算综合离子半径与化合价等参数。可以看到, 所提出的持水曲线方程能够很好地预测极高吸力段的持水特征曲线, 反过来, 如果已知蒙脱土的持水特征曲线, 亦可利用式(10)预测蒙脱土的 CEC 以及其自身的相关性质参数。



(a)



(b)

图 8 极高吸力段 ψ - w 的预测结果与实测值对比

Fig. 8 Comparison between predicted and measured ψ - w curves at extremely high suction range

采用式(10)对ISS改性蒙脱土进行预测,如图8(b)所示,可以看到,在极高吸力段,式(10)的计算结果与实测曲线具有很好的吻合度。表明以层间阳离子性质参数为核心的持水方程能够有效描述改性蒙脱土在极高吸力段的持水特征。这一结果,一方面充分证明了在极高吸力段,ISS对蒙脱土持水性状的改变主要源于对层间可交换阳离子的影响,另一方面,则从量化角度揭示了改性蒙脱土的阳离子性质参数,如阳离子交换量、离子化合价、离子水化半径如何影响持水曲线的变化规律。

3.2 中高吸力段微观持水模型

将 $0.15 \sim 0.20 < P/P_0 < 0.80 \sim 0.90$ 阶段定义为中高吸力段 ($15 \text{ MPa} < \psi < 200 \text{ MPa}$), 根据2.1节分析, 当 $0.15 \sim 0.20 < P/P_0 < 0.80 \sim 0.90$ 时, 阳离子已水化形成一层完整的“水化壳”, 并逐渐向2层离子水化壳及晶面(外表面)吸附的多层水化过渡。从水合形式上, 可将这一阶段看成黏土单片上吸附的水分子由单层向多层的转化(水分子膜厚度增加), 从土水作用方式上, 可将其简化为水分子膜与极性板(晶层基面)之间的分子极化吸引。基于此, 以下尝试从极性板与水分子膜界面之间的分子作用力(范德华力)角度推导中高吸力段基质势与含水率之间的关系模型。

极性板上吸附的水膜厚度 h 与吸力 ψ 的关系可表示为^[46-47]

$$y = \frac{A_{svl}}{6\pi h^3}, \quad (11)$$

式中, A_{svl} 为固体以液体为介质吸附气体的 Hamaker 常数。

关于 A_{svl} 值, Hamaker^[46]指出其并非某一固定值, 而是与平板与吸附质本身的原子数量密切相关, 对于未改性的 GMT-0, 其 A_{svl} 值取 Tuller^[48]的建议值, 即 $-6 \times 10^{-20} \text{ J}$, 而对于改性后的 GMT-1:100 与 GMT-1:50, 由于其表面覆盖有 ISS, 增大了平板的原子数量, 故而按照添加 ISS 溶液的浓度分别等差暂取 $-8 \times 10^{-20} \text{ J}$ 与 $-10 \times 10^{-20} \text{ J}$, 并且在后续的分析中进行验证。

蒙脱土表面吸附水的质量 w 与比表面积 SSA 以及吸附水厚度 h 相关, 可表示为

$$w = SSAhr_w, \quad (12)$$

式中, r_w 为吸附水膜的密度, 取 1.3 g/cm^3 。

将式(12)变化后代入式(11), 则有

$$y = \frac{A_{svl}}{6\pi(w/SSA/r_w)^3}. \quad (13)$$

式(13)即为中高吸力段持水曲线方程, 该式能够量化表征比表面积对吸力势的影响。图9为采用式(13)对本次蒙脱土水汽脱附试验(图2(b))的预

测结果, 可以看到该方程能够很好地预测中高吸力段的持水特征曲线。注意到, 当 $0 < \psi < 15 \text{ MPa}$ 时, 预测结果开始出现偏差, 表明此时蒙脱土吸附水机制已经开始向更低的能量状态转变, 如水分子之间的极化吸附、水汽凝结等, 这一结果与前面的分析一致。同样, 基于式(13)对改性蒙脱土持水曲线的有效预测, 清晰地揭示了在中高吸力段 ISS 对晶层表面水合能的影响机制, 即 ISS 改性后蒙脱土比表面积降低, 同等吸力势下持水量将减少。

需要指出的是, 尽管在 $0.15 \sim 0.20 < P/P_0 < 0.45 \sim 0.50$ 阶段, 蒙脱土的水合机制为阳离子形成第2层“水化壳”, 但由于此时阳离子已经以“水合离子”状态存在, 且逐渐脱离黏土基面向层间扩散, 因此, 在受力形态上, 阳离子第2层水化壳与晶层之间的吸附力将占据主导, 阳离子自身水合能的影响则相对较小, 不同于第1层水化壳。

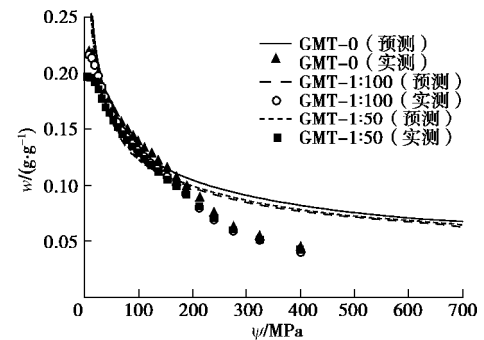
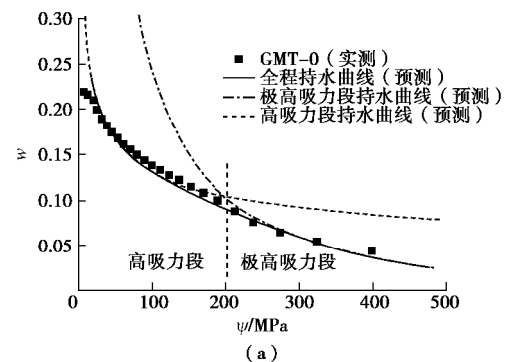


图9 中高吸力段 $\psi-w$ 的预测结果与实测值对比

Fig. 9 Comparison between predicted and measured $\psi-w$ curves at medium-high suction range

3.3 全程高吸力段持水曲线预测

3.1节与3.2节针对不同阶段的水化机理, 推导并验算了相应的持水曲线方程, 将式(10)、(13)进行组合, 可得到蒙脱土在高吸力段 ($0 < P/P_0 < 0.90$) 的全程持水曲线方程, 如图10所示。可见, 该模型可准确预测全程 ($\psi > 15 \text{ MPa}$) 实测持水数据, 能够将微观水化参数与宏观持水特征进行定量关联, 充分验证了蒙脱土水合机制及ISS改性机理的分析结论。



(a)

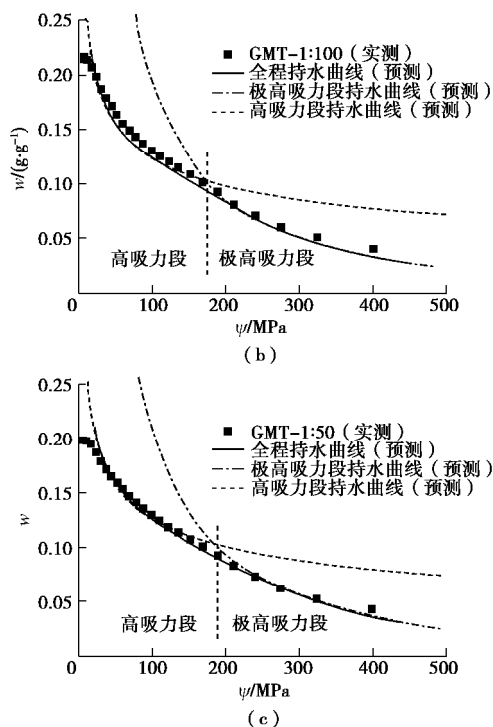


图 10 全程 $\psi-w$ 的预测结果与实测值对比

Fig. 10 Comparison between predicted and measured $\psi-w$ curves at whole suction range

4 结 论

基于改性前后蒙脱土的水蒸气吸脱附试验、XRD 试验、阳离子交换试验,并结合国内外文献中相关结果,对 ISS 改性蒙脱土吸附水特性及微观持水模型展开分析,得到以下 3 点结论。

(1) $0 < P/P_0 < 0.15 \sim 0.20$ 阶段,水分子以 1 层“水化壳”的形式吸附于层间阳离子周围,水合能受阳离子自身性质参数调控。 $0.15 \sim 0.20 < P/P_0 < 0.45 \sim 0.50$ 阶段,水分子以 2 层“水化壳”的形式吸附于层间阳离子周围,该层水分子主要受晶层基面的极性吸附作用,阳离子自身水化能的影响将弱化;当 $0.45 < P/P_0 < 0.90$,水分子吸附于晶层基面位置,持水特征受晶层表面水合能影响。

(2) ISS 可降低蒙脱土的水合与持水能力,在极高吸力段,通过降低层间阳离子与水分子相互作用能(降低 CEC 等)改性蒙脱土,而在中高吸力段则通过降低蒙脱土表面水合能(降低比表面积)以减少对水分子的吸附。

(3) 分别从阳离子、晶层基面与水分子相互作用的能量角度推导极高吸力段($\psi > 200$ MPa)与中高吸力段($15 \text{ MPa} < \psi < 200$ MPa)的持水曲线方程。组合的全程方程能够对改性前后蒙脱土的持水曲线进行很好的预测,且能够量化描述蒙脱土水化微观参数与

宏观持水性状的内在关联。

参考文献:

- [1] HENSEN E J M, SMIT B. Why clays swell[J]. Journal of Physical Chemistry B, 2002, **106**(49): 12664 - 12667.
- [2] 贾景超. 膨胀土膨胀机理及细观膨胀模型研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2010. (JIA Jing-chao. Study on the swelling mechanism and mesomechanical swelling model of expansive soil[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2010. (in Chinese))
- [3] DEVINEAU K, BIHANNIC I, MICHOT L, et al. In situ neutron diffraction analysis of the influence of geometric confinement on crystalline swelling of montmorillonite[J]. Applied Clay Science, 2006, **31**(1/2): 76 - 84.
- [4] LAIRD D A. Influence of layer charge on swelling of smectites [J]. Applied Clay Science, 2006, **34**(1/2/3/4): 74 - 87.
- [5] FABRICE S, OLIVIER B, JEANMARC D, et al. Determination of the driving force for the hydration of the swelling clays from computation of the hydration energy of the interlayer cations and the clay layer[J]. J Phys Chem C, 2008, **111**(35): 13170 - 13176.
- [6] KELLEY W P, JENNY H, BROWN S M. Hydration of minerals and soil colloids in relation to crystal structure[J]. Soil Science, 1936, **41**(4): 259 - 274.
- [7] 库里契茨基. 土中结合水译文集[M]. 李生林, 译. 北京: 地质出版社, 1982. (CURRYCHISIKI. The soil bound water[M]. LI Sheng-lin, tran. Beijing: Geological Press, 1982. (in Chinese))
- [8] 王平全. 黏土表面结合水定量分析及水合机制研究[D]. 成都: 西南石油学院, 2001. (WANG Ping-quan. The study for quantitative analysis of water on clays and their hydration mechanism[D]. Chengdu: Southwest Petroleum Institute, 2001. (in Chinese))
- [9] CASES J M, BEREND I, BESSON G, et al. Mechanism of adsorption and desorption of water vapor by homoionic montmorillonit 1: the sodium-exchanged form[J]. Langmuir, 1992, **8**(11): 2730 - 2739.
- [10] CASES J M. BEREND I, FRANCOIS M, et al. Mechanism of adsorption and desorption of water vapor by homoionic montmorillonite 3: the Mg^{2+} , Ca^{2+} , Sr^{2+} and Ba^{2+} exchanged forms[J]. Clays & Clay Minerals, 1997, **45**(1): 8 - 22.
- [11] BEREND I, CASES J M, FRANCOIS M, et al. Mechanism of adsorption and desorption of water vapor by homoionic

- montmorillonites 2: the Li^+ , Na^+ , K^+ , Rb^+ and Cs^+ -exchanged forms[J]. *Clays & Clay Minerals*, 1995, **43**(3): 324 – 336.
- [12] DUECK A. Laboratory results from hydro-mechanical tests on a water unsaturated bentonite[J]. *Engineering Geology*, 2008, **97**(1/2): 15 – 24.
- [13] BACHMANN J, VAN D P R R. A review on recent developments in soil water retention theory: interfacial tension and temperature effects[J]. *Journal of Plant Nutrition & Soil Science*, 2002, **165**(4): 468 – 478.
- [14] PETERSEN L W, MOLDRUP P, JACOBSEN O H, et al. Relations between specific surface area and soil physical and chemical properties[J]. *Soil Science*, 1996, **161**(1): 9 – 21.
- [15] FRYDMAN S, BAKER R. Theoretical soil-water characteristic curves based on adsorption, cavitation, and a double porosity model[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2009, **9**(6): 250 – 257.
- [16] SILVA O, GRIFOLL J. A soil-water retention function that includes the hyper-dry region through the BET adsorption isotherm[J]. *Water Resources Research*, 2007, **43**(11): 398 – 408.
- [17] HATCH C D, WIESE J S, CRANE C C, et al. Water adsorption on clay minerals as a function of relative humidity: application of BET and Freundlich adsorption models[J]. *Langmuir the Acs Journal of Surfaces & Colloids*, 2012, **28**(3): 1790.
- [18] WOODRUFF W, REVIL A. CEC-normalized clay-water sorption isotherm[J]. *Water Resources Research*, 2011, **47**: W11502.
- [19] REVIL A, LU N. Unified water isotherms for clayey porous materials[J]. *Water Resources Research*, 2013, **49**(9): 5685 – 5699.
- [20] MOONEY R W, KEENAN A G, WOOD L A. Adsorption of water vapor by montmorillonite. I. Heat of desorption and application of BET theory[J]. *Journal of the American Chemical Society*, 1952, **74**(6): 1367 – 1374.
- [21] DIOS C G, HUERTAS F J, ROMERO T E, et al. Adsorption of water vapor by homoionic montmorillonites: heats of adsorption and desorption[J]. *Journal of Colloid & Interface Science*, 1997, **185**(2): 343.
- [22] 陈善雄, 孔令伟, 郭爱国. 膨胀土工程特性及其石灰改性试验研究[J]. *岩土力学*, 2002, **23**(增刊 1): 9 – 12. (CHEN Shan-xiong, KONG Ling-wei, GUO Ai-guo. Experimental research on engineering properties of expansive soil and lime stabilized soil[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2002, **23**(S1): 9 – 12. (in Chinese))
- [23] AL-MUKHTAR M, LASLEDJ A, ALCOVER J F. Behaviour and mineralogy changes in lime-treated expansive soil at 50°C[J]. *Applied Clay Science*, 2010, **50**(2): 199 – 203.
- [24] CHEW S H, KAMRUZZAMAN A H M, LEE F H. Physicochemical and engineering behavior of cement treated clays[J]. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, 2004, **130**(7): 696 – 706.
- [25] RAO S M, REDDY B V V, MUTTHARAM M. The impact of cyclic wetting and drying on the swelling behaviour of stabilized expansive soils[J]. *Engineering Geology*, 2001, **60**(1/2/3/4): 223 – 233.
- [26] YAZDANDOUST F, YASROBI S. Effect of cyclic wetting and drying on swelling behavior of polymer-stabilized expansive clays[J]. *Applied Clay Science*, 2010, **50**(4): 461 – 468.
- [27] SCHOLEN D E. Stabilizer mechanisms in nonstandard stabilizers[C]// 6th International Conference on Low Volume Roads. Minneapolis, 1995.
- [28] PETRY T, DAS B. Evaluation of chemical modifiers and stabilizers for chemically active soils: clays[J]. *Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board*, 2001, **1757**(1): 43 – 49.
- [29] RAUCH A, HARMON J, KATZ L, et al. Measured effects of liquid soil stabilizers on engineering properties of clay[J]. *Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board*, 2002, **1787**(1): 33 – 41.
- [30] 汪益敏, 张丽娟, 苏卫国, 等. ISS 加固土的试验研究[J]. *公路*, 2001(7): 39 – 43. (WANG Yi-min, ZHANG Li-juan, SU Wei-guo, et al. Experimental study of stabilizing soil by adapting ISS[J]. *Highway*, 2001(7): 39 – 43. (in Chinese))
- [31] 刘清秉, 项 伟, 张伟锋, 等. 离子土壤固化剂改性膨胀土的试验研究[J]. *岩土力学*, 2009, **30**(8): 2286 – 2290. (LIU Qing-bing, XIANG Wei, ZHANG Wei-feng, et al. Experimental study of ionic soil stabilizer-improves expansive soil[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2009, **30**(8): 2286 – 2290. (in Chinese))
- [32] KATZ L, RAUCH A, LILJESTRAND H, et al. Mechanisms of soil stabilization with liquid ionic stabilizer[J]. *Transportation Research Record*, 2001, **1757**(1): 50 – 57.
- [33] 刘清秉, 项 伟, 崔德山, 等. 离子土固化剂改良膨胀土的机理研究[J]. *岩土工程学报*, 2011, **33**(4): 648 – 654. (LIU Qing-bing, XIANG Wei, CUI De-shan, et al.

- Mechanism of expansive soil improved by ionic soil stabilizer[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(4): 648 - 654. (in Chinese))
- [34] 雷 雯. 新型土壤固化剂的制备及应用[D]. 武汉: 中国地质大学(武汉), 2014. (LEI Wen. Development and application of a new ionic soil stabilizer[D]. Wuhan: China University of Geosciences(Wuhan), 2014. (in Chinese))
- [35] KHORSHIDI M, LU N. Intrinsic relation between soil water retention and cation exchange capacity[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2016, **143**(4): 4016119.
- [36] ISRAELACHVILI J N. Intermolecular and surface forces[M]. 3rd ed. Amsterdam: Academic Press, 1992: 59 - 65.
- [37] FERRAGE E, LANSON E, SAKHAROV B, et al. Investigation of smectite hydration properties by modeling experimental X-ray diffraction patterns: Part I. Montmorillonite hydration properties[J]. American Mineralogist, 2005, **90**(8/9): 1358 - 1374.
- [38] CHIPERA S J, CAREY J W, BISH D L. Controlled-humidity XRD analyses: application to the study of smectite expansion/contraction[J]. Advances in X-Ray Analysis, 1997, **39**: 713 - 722.
- [39] 须藤俊男. 黏土矿物学[M]. 严寿鹤, 等, 译. 北京: 地质出版社, 1981. (SUDO T. Clay minerals[M]. YAN Shou-he, et al, trans. Beijing: Geological Press, 1981. (in Chinese))
- [40] 崔德山. 离子土壤固化剂对武汉红色黏土结合水作用机理研究[D]. 武汉: 中国地质大学(武汉), 2009. (CUI De-shan. Research on the reaction mechanism of adsorbed water in red clay of Wuhan with ionic soil stabilizer[D]. Wuhan: China University of Geosciences (Wuhan), 2009. (in Chinese))
- [41] NITAO J J, BEAR J. Potentials and their role in transport in porous media[J]. Water Resources Research, 1996, **32**(2): 225 - 250.
- [42] MOONEY R W, KEENAN A G, WOOD L A. Adsorption of water vapor by montmorillonite: II effect of exchangeable ions and lattice swelling as measured by x-ray diffraction[J]. Journal of the American Chemical Society, 1952, **74**(6).
- [43] AKIN I D. Clay surface properties by water vapor sorption methods[D]. Madison: University of Wisconsin-Madison, 2014.
- [44] FORESTIER L L, MULLER F, VILLIERAS F, et al. Textural and hydration properties of a synthetic montmorillonite compared with a natural Na-exchanged clay analogue[J]. Applied Clay Science, 2010, **48**(1): 18 - 25.
- [45] KEREN R. Water vapor isotherms and heat of immersion of na/ca-montmorillonite systems: i homoionic clay[J]. Clays & Clay Minerals, 1975, **23**(3): 193 - 200.
- [46] HAMAKER H C. The London—van der Waals attraction between spherical particles[J]. Physica, 1937, **4**(10): 1058 - 1072.
- [47] TULLER M, OR D, DUDLEY L M. Adsorption and capillary condensation in porous media: liquid retention and interfacial configurations in angular pores[J]. Water Resources Research, 1999, **35**(7): 1949 - 1964.
- [48] TULLER M, OR D. Water films and scaling of soil characteristic curves at low water contents[J]. Water Resources Research, 2005, **41**(W09403): 319 - 335.

DOI: 10.11779/CJGE201901014

两层三跨框架式地铁地下车站结构弹塑性工作状态与抗震性能水平研究

庄海洋¹, 任佳伟¹, 王 瑞¹, 苗 雨², 陈国兴¹

(1. 南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210009; 2. 华中科技大学土木工程与力学学院, 湖北 武汉 430074)

摘 要: 针对目前缺乏对现有地铁地下车站结构抗震性能水平的认识, 根据相关规范的规定, 设计了 7 种研究不同场地类别, 并考虑输入地震动强度, 分析了两层三跨框架式地铁地下车站结构的动力损伤特性及其抗震水平。结果表明, 地铁地下车站结构的弹性和弹塑性工作性态层间位移角限值分别小于地面钢筋混凝土框架结构的对应值; 同时, 地铁地下车站结构从弹性极限工作状态到弹塑性极限工作状态所对应的层间位移角的差值也较小, 说明其抗震延性明显比地面钢筋混凝土框架结构的要差。基于计算结果, 分析了不同输入地震动强度下地下结构层间位移角、结构与土体的刚度比和输入峰值加速度之间的关系, 建立了该类地铁地下车站结构层间位移角随地下结构与地基的刚度比和输入地震波峰值加速度变化的预测公式, 以及该类地下车站结构层间位移角限值与抗震性能水平的一一对应关系, 初步给出了该类地下车站结构基于层间位移角的抗震性能水平划分和物理描述。

关键词: 地铁地下车站结构; 结构与地基的刚度比; 抗震性能水平; 弹塑性工作性态; 层间位移角

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0131-08

作者简介: 庄海洋(1978-), 博士, 教授, 主要从事岩土地震工程的研究工作。E-mail: zhuang7802@163.com。

Elasto-plastic working states and seismic performance levels of frame-type subway underground station with two layers and three spans

ZHUANG Hai-yang¹, REN Jia-wei¹, WANG Rui¹, MIAO Yu², CHEN Guo-xing¹

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China; 2. School of Civil Engineering & Mechanics,

Huazhong University of Science and Technology, Wuhan 430074, China)

Abstract: The seismic performance of subway underground station has not been understood enough. According to the rules in the seismic codes of China, different stiffness ratios of underground structure to the surrounding soil foundation are designed. Considering the effects of the input earthquake waves, the elasto-plastic working states and seismic performance levels of a frame-type subway underground station are studied. Firstly, it is proved that the limit interlayer displacement angles of the subway underground station in the elastic or elasto-plastic working states are smaller than those of ground reinforced concrete frame structure. At the same time, the difference between the limit interlayer displacement angles of subway underground station is also smaller than that of ground reinforced concrete frame structure, which proves that the seismic performance of subway underground station is worse than that of ground reinforced concrete frame structure. According to the relationships among the interlayer displacement angles, the peak accelerations of the input ground motion and the stiffness ratios of structure to the nearby soil foundation, some empirical formulas are given to calculate the interlayer displacement angles of subway underground station. Finally, according to the relationship between the earthquake damage states and the interlayer displacement angles, the seismic performance of subway underground stations are divided into five levels and described.

Key words: subway underground station; stiffness ratio of structure to soil foundation; seismic performance; elasto-plastic working state; interlayer displacement angle

0 引 言

在已有的地震中, 曾有多项研究报告报道过大地震下城市地下结构的破坏实例。例如, 美国土木工程学会报道了 San Fernando 地震对洛杉矶地区地下结构

破坏的实例^[1]; 日本土木工程学会曾对沉管隧道地震

基金项目: 国家自然科学基金项目(51778290, 51778282, 51508526);

江苏省高校自然科学基金重大项目(16KJA560001)

收稿日期: 2017-11-27

损伤特性进行了总结^[2]；Sharma等^[3]、Hashash等^[4]、Kontogianni等^[5]都对地下结构震损进行了大量的调查与总结。尤为值得注意的，1985年墨西哥城西南大约400 km处的太平洋海岸8.1级地震，造成101个地铁站中有13个停止使用，地铁隧道和车站结构连接处发生轻微裂缝，软土地基上的地铁车站侧墙与地表结构相交部位发生分离破坏现象^[6-7]；2008年汶川8.0级地震中，成都的地震烈度仅为6度，但按7度抗震设防的成都地铁有4个地下车站的主体结构发生局部损坏，车站墙体出现多条裂缝，裂缝宽0.1~0.5 mm，长1.2~5.0 m，部分裂纹出现渗水现象^[8]；尤其是1995年日本阪神大地震导致神户市的地铁车站、地下隧道、地下综合管廊等大量地下工程发生严重破坏（Yoshida等^[9]），该次地铁地下结构的严重破坏带给我们深刻的启示，警示我们地下结构的抗震性能并非如以前想象的那么好。

已有对地下结构抗震的研究表明^[10-13]：在发生强地震时，地下结构的地震反应通常主要取决于周围土体的地震位移场，本身受到的惯性力不是地下结构地震反应的主要影响因素，周围土体物理状态的变化将明显影响地下结构地震反应。因此，基于位移反应的地下结构抗震分析方法更为符合地下结构的动力反应特征。尤其重要的是，近20 a的大地震表明：目前已有抗震规范中普遍采用的抗震设防目标是不全面的，尽管它能保证大震时主体结构不倒以保障生命安全，但可能会导致中小地震后建筑物功能丧失所带来的巨大经济损失。这也说明，基于承载力和构造保证延性的传统抗震设计方法并不完善，已不能适应现代社会对结构抗震性能的要求。

鉴于此，对地铁地下车站结构的抗震性能水平及其性能化分析方法的研究尤为重要。因此，急需深入开展现行地铁地下车站结构在不同地震作用水平下的抗震弹塑性工作性态及其地震倒塌过程的研究，明确其抗震性态水准和抗震性能目标，并建立基于性能化的实用抗震分析方法。本文采用时域有限元分析方法，考虑材料非线性、结构与土体的刚度比、土与结构动力接触和输入地震动强度等因素，建立了土体-地下结构非线性静动力耦合数值分析模型。分析了不同场地类别所对应的不同结构-土体的刚度比和输入峰值加速度对两层双排柱三跨框架式地下结构层间位移角的影响规律，建立了两层三跨框架式地下结构层间位移角的预测公式。在此基础上，分析了该类地下车站结构的弹塑性工作状态及其层间位移角与地震损伤的对应关系，给出了该地下车站结构基于层间位移角的抗震性能水平划分和物理描述。以期相关研究成果能为该类地下车站结构的抗震性能水平的评价和地震安全

性评价提供指导和参考。

1 数值分析方法

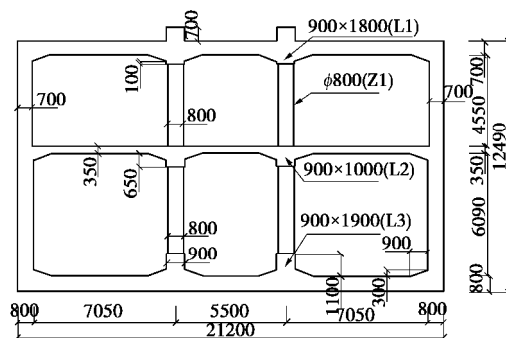
1.1 不同场地条件的设定

参考《建筑抗震设计规范 GB 50011 2010》中工程场地类别的相关条文4.1.4—4.1.6中的规定，工程常见的场地类别共有4类，因I类场地在现有地铁地下车站结构的建设中还很少遇到。因此，本文以南京地铁2号线沿线长江古河漫滩典型地层为背景，通过保持覆盖层厚度不变，改变场地等效剪切波速的大小，并基于规范中常见的II、III、IV3类场地类别的基础上扩展出了7种工程场地类型，具体场地类别及其计算参数如参考文献[14]。

土体的非线性动本构模型采用庄海洋等^[10-11]建立的软土记忆型黏塑性嵌套面动本构模型，该模型基于土体的广义塑性理论，采用等向硬化和随动硬化相结合的硬化模量场理论，建立了一个总应力增量形式的土体黏塑性动本构模型，模型建立过程见参考文献[10, 11]。该本构模型与常用的等效线性本构模型对自由场地震反应的分析结果方面进行了对比分析，验证了该本构模型的可靠性和优越性^[11]。本文工程场地的土层基本物理力学参数可根据基本参数确定且具体确定方法见参考文献[10, 11]。

1.2 地铁地下车站结构概况

本文研究的地下结构为目前地铁常用的两层双柱三跨结构，其横断面结构特征和具体尺寸如图1(a)所示。取上覆土层的厚度为3 m，地铁地下车站的宽度为21.2 m，高度为12.49 m；地下车站结构的顶板厚度为0.7 m，底板厚度为0.8 m，中板厚度为0.35 m，侧墙的厚度有两种尺寸：上层的侧墙厚度为0.7 m，下层的侧墙厚度为0.8 m，车站的中柱采用直径为0.8 m的圆柱，中柱纵向间距为9.12 m。中柱与顶、底及中板的连接处都设置了不同尺寸的纵梁，在顶、底及中板与侧墙连接处进行了加腋处理。本车站主体结构横截面采用HPB235钢筋，主要配筋情况如图1(b)所示。



(a) 横截面主要尺寸 (mm)

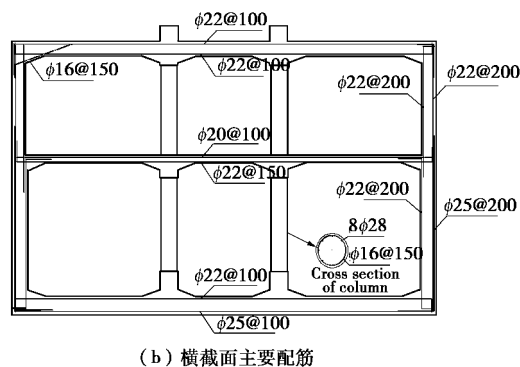


图 1 地铁地下车站结构横截面主要尺寸和配筋图

Fig. 1 Main dimensions and distributed steels of cross section of subway station

1.3 钢筋混凝土动力损伤本构模型

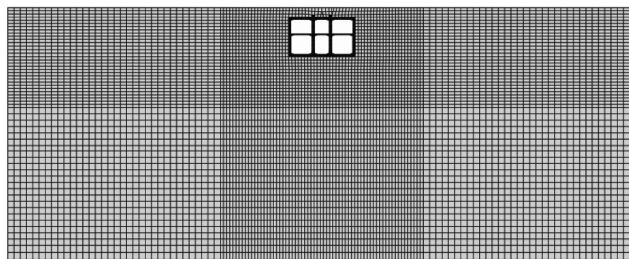
车站结构所用的混凝土强度为 C30, 混凝土动力本构模型采用 Lee 等^[15]提出的黏塑性动力损伤模型, 该模型基于混凝土的断裂能原理, 在 Lubliner 等提出的塑性损伤模型的基础上进行改进, 分别采用两个损伤变量来描述混凝土受拉和受压破坏时两个不同的刚度衰减规律, 并采用多个硬化变量来修正模型中的屈服函数, 建立了混凝土在循环荷载作用下的动力塑性损伤本构模型。Lee 利用该模型对循环荷载下混凝土的损伤力学行为进行了预测, 并与已有的试验结果进行了对比, 验证了该模型中使用损伤变量对循环荷载作用下混凝土塑性损伤过程模拟的正确性。C30 混凝土对应的该模型参数可详见参考文献[14]。混凝土里的钢筋采用弹性模型模拟, 其弹性模量为 210 GPa, 本文暂不考虑钢筋与混凝土之间的开裂和滑移。

1.4 有限元分析模型

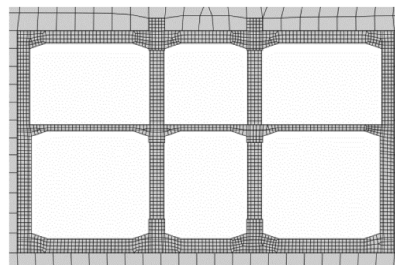
为了提高计算效率, 本文采用四结点平面应变缩减积分单元模拟土体和车站结构。把地铁车站结构等效为平面应变问题时, 采用了同刚度折减弹性模量的方法来考虑以平面应变单元模拟三维的中柱带来的影响, 圆形中柱等效成厚度为 0.8 m 的连续墙后的混凝土黏塑性动力本构模型等效参数如参考文献[14]。钢筋采用植入混凝土的杆单元模拟, 等效后钢筋弹性模量为 $E=1.2 \times 10^6$ MPa。根据楼梦麟等^[16]的研究, 地基侧向对地下结构模型动力反应的不利影响在 $B/b \geq 5$ 时可以不考虑, 其中 B 为整个有限元模型地基的宽度, b 为地下结构模型的宽度。为了尽可能地消除人工边界对地铁车站结构动力特性的影响, 将地基的计算宽度取为 200 m, 即地基的宽度为地铁车站结构宽度的 10 倍。土与地铁车站结构模型的网格划分如图 2 (a) 所示, 地铁车站结构的细部网格划分见图 2 (b)。

土与地下结构之间的动力接触关系通过定义不同介质之间接触表面对 (Master-Slaver surface) 的力学传递特性, 建立接触面力传递的力学模型和接触方程,

通过接触算法求解接触方程, 该方法适用于模拟接触表面发生大位移滑动和接触面分离与闭合不断转化的动力接触问题。本文中土与地铁车站结构之间的法向接触采用“硬”接触, 即认为当土体与地下结构之间出现拉力时它们之间的接触面将立即分离。切向接触服从 Coulomb 摩擦定律, 当接触面上剪应力大于它们之间的摩擦力时, 土体相对地下结构将产生切向滑动。根据已有的研究^[17], 本文土体与结构的接触面摩擦系数取 0.4。



(a) 地基有限元网格



(b) 主体结构有限元网格

图 2 土-地下结构相互作用体系有限单元划分

Fig. 2 Finite elements of soil-underground structure interaction system

1.5 输入地震动特性

本文中选用地震波为 El Centro 波和 Kobe 波。El Centro 波为 1940 年美国 Imperial 山谷地震时记录的强震地震波, 具有明显的中远场地震波特征, 该地震波原始峰值加速度 (PA) 为 0.349g, 强震部分持续时间约为 26 s。Kobe 波为 1995 年日本阪神地震中神户海洋气象台记录的强震加速度记录, 具有模型的近场地震波的脉冲振动特征, 本文中取其南北向的水平向加速度记录作为基岩输入波, 该地震波的原始峰值加速度为 0.85g, 强震部分持续时间约为 10 s, 两条地震波的时程和对应的傅氏谱见参考文献[14]。在水平基岩上输入地震波时, 把两条地震波的峰值加速度分别调整为 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0 和 4.0 m/s^2 , 基岩输入地震波持续时间为 30 s, 地震波从模型地基地底部水平向输入。

2 地下车站结构的层间位移角

层间位移角是指按弹性方法计算的楼层层间最大位移与层高之比, 用来确保结构应具备的刚度, 该指标在地面结构的抗震分析中起到了重要的作用。目前地下结构的横截面计算时, 通常把它沿纵向取单位宽度的横截面看成为框架结构进行受力分析, 根据《建

筑结构抗震设计规范》中的表 5.5.1, 地面钢筋混凝土框架结构的弹性层间位移角限值为 1/550, 弹塑性层间位移角限值为 1/50。

图 3,4 给出了车站结构层间位移角与输入峰值加速度和刚度比之间的关系。在基岩输入加速度为 0.3g 和 0.4g 时其层间位移角都大于地面钢筋混凝土框架结构的弹性层间位移角限值, 在基岩输入加速度为 0.05g 和 0.1g 时基本上都小于或接近于钢筋混凝土框架结构的弹性层间位移角限值。然而, 与地面钢筋混凝土框架结构的弹塑性层间位移角限值相比, 本文所有计算工况下地下结构的层间位移角都远远小于该值。但是, 这里需要说明的是, 当本文地下结构与土体的刚度比最大时, 地下结构上层的层间位移角在输入峰值加速度为 0.2g 和 0.3g 时发生了明显的突变现象 (如图 3 (b)), 根据该地下结构的变形结算结果和动力损伤特征, 该结构上层左侧发生了严重的局部破坏, 如图 5。上述结果说明地面钢筋混凝土框架结构的弹塑性层间位移角限值并不适用于地下车站结构。

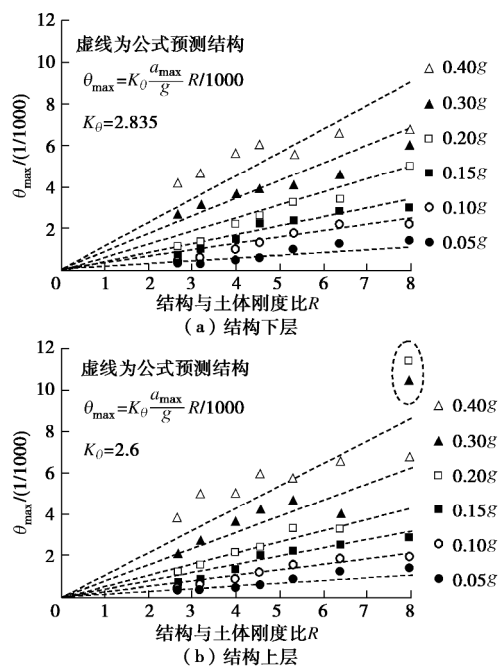


图 3 地下车站结构层间位移角与结构 - 土体刚度比之间的关系 (EL-Centro)

Fig. 3 Variation of interlayer displacements with ratio of structure to nearby soil (EL-Centro earthquake wave)

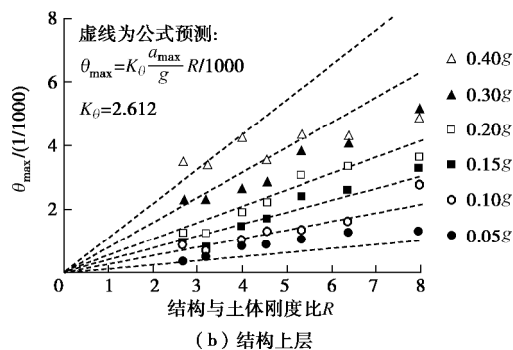
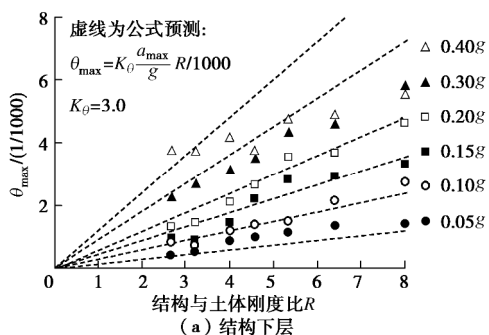


图 4 地下车站结构层间位移角与结构 - 土体刚度比之间的经验拟合(Kobe)

Fig. 4 Variation of interlayer displacements with ratio of structure to nearby soil (Kobe earthquake wave)

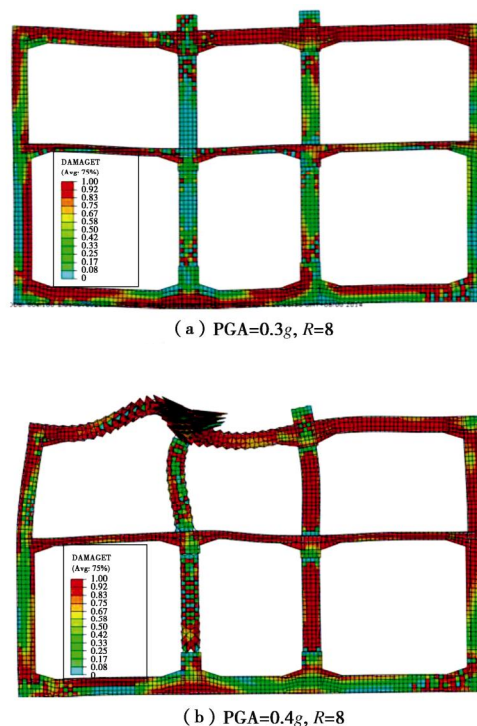


图 5 地下车站结构的局部严重破坏

Fig. 5 Seismic damages of subway underground station

总体来看, 车站结构的下层层间位移角略大于同种计算工况中上层的层间位移角, 层间位移角随结构与土的刚度比的增大而接近于线性增加。根据图 3 (b)、4(b)当输入峰值加速度较小时 (小于等于 0.2g), 该地下结构的层间位移角随输入峰值加速度的增大而线性增加。当输入峰值加速度较大且结构与土体相对刚度比较小时, 该地下结构的层间位移角随输入峰值加速度的增大而增加明显加快, 当刚度比较大时上述现象消失。主要原因应为, 当 R 较小时土体刚度相对较大, 在小震时土体的非线性特性较弱, 当输入地震动增强时土体将发生明显的非线性大变形, 进而导致地下结构的层间位移角增加变快。当 R 很大时, 土体

刚度相对较小, 在很小的地震作用下土体将会很快的发生非线性大变形反应, 随着输入地震动强度增加, 土体大变形反应无明显的突变, 因此地下结构的层间位移角变化也相对平缓。

根据上述分析, 当输入峰值加速度较小时 (小于等于 $0.2g$) 可以采用线性函数来近似预估本文地下结构在不同输入地震动强度和不同结构与土体的刚度比条件下的层间位移角:

$$q_{\max} = K_q \frac{a_{\max}}{g} R / 1000 \quad (1)$$

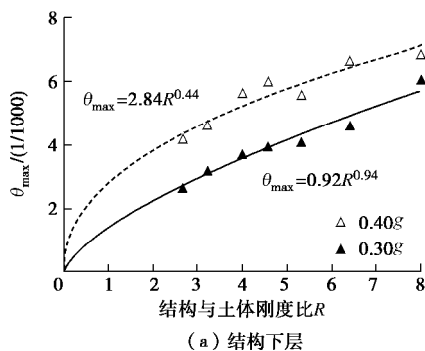
$$R = \frac{z_s V_s}{z_g V_g} \quad (2)$$

式中 q_{\max} 为地震过程中地下结构的最大层间位移角; K_q 为常数项系数; a_{\max} 为输入峰值加速度; g 为重力加速度; z_s 和 V_s 分别为地下结构的波阻抗和体积; z_g 和 V_g 分别为地下结构等效土体的波阻抗和体积。

采用式 (1) 预测的地下结构层间位移角与数值计算结果的对比见图 3, 4。无论是基岩输入 EL Centro 波还是 Kobe 波, 当输入峰值加速度较小时 ($\leq 0.2g$) 采用式 (1) 的预测结果基本与计算结果相一致。当输入 EL Centro 波的峰值加速度为 $0.3g$ 和 $0.4g$ 时, 式 (1) 的预测结果明显不如输入较小峰值加速度时的预测结果, 尤其是输入峰值加速度为 $0.3g$ 和 $0.4g$ 的 Kobe 波时预测结果明显大于数值计算结果, 随着结构与土体的刚度比越来越大 (即土体刚度越来越小), 预测结果高于数值计算结果的差值也越来越大。究其原因, 当输入具有模型近场地震动特性的 Kobe 波时, 地下结构底部土层的非线性大变形反应较强, 起到了明显的天然隔震作用, 进而导致地下结构侧向土体的非线性大变形减弱, 从而导致预测结果越来越偏离数值计算结果。根据上述分析, 当输入峰值加速度为 $0.3g$ 和 $0.4g$ 不宜采用式 (1) 来预测本文地下结构的层间位移角, 建议采用下述抛物线方程进行预测

$$q_{\max} = mR^n / 1000 \quad (3)$$

式中, m 和 n 分别为与输入地震动特性有关的拟合参数, 拟合效果和建议取值见图 6, 7。



(a) 结构下层

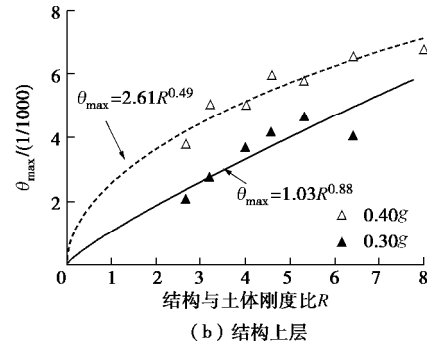
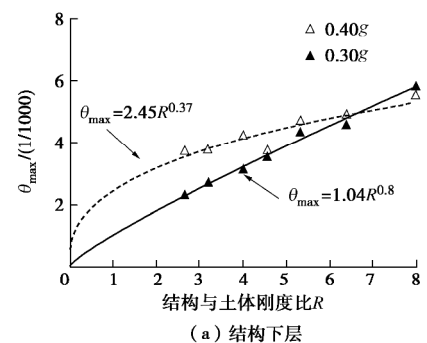
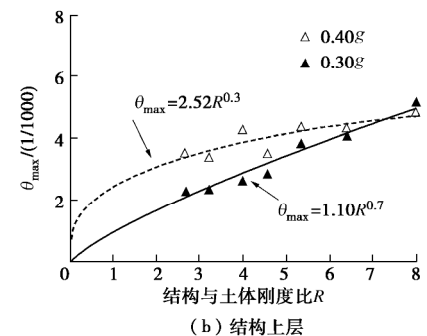


图 6 输入峰值加速度为 $0.3g$ 和 $0.4g$ 时地下车站结构层间位移角与结构-土体刚度比之间的经验拟合 (EL-Centro)

Fig. 6 Variation of interlayer displacements with ratio of structure nearby soil with peak acceleration of $0.3g$ and $0.4g$ (EL-Centro earthquake wave)



(a) 结构下层



(b) 结构上层

图 7 输入峰值加速度为 $0.3g$ 和 $0.4g$ 时地下车站结构层间位移角与结构-土体刚度比之间的经验拟合 (Kobe)

Fig. 7 Variation of interlayer displacements with ratio of structure to nearby soil with with peak acceleration of $0.3g$ and $0.4g$ (Kobe earthquake wave)

根据图 7 可以看出, 当 R 最大时, 基底输入峰值加速度为 $0.4g$ 的结构最大层间位移角明显小于输入峰值加速度为 $0.3g$ 的计算结果。主要原因应为当输入峰值加速度较大时 ($0.4g$), 因地铁地下车站结构底部土层的强度弱化而起到了隔震作用, 进而导致该工况下输入峰值加速度变大时地下结构的最大层间位移角反而变小。

3 地下车站结构抗震性能水平与物理描述

根据已有的研究和本文上述的分析, 地下结构的

地震变形主要受制于其周围土体的变形,采用一般地面钢筋混凝土框架结构的层间位移角来评价地铁地下结构的抗震性能水平缺少必要的研究和验证。本文基于对地铁地下车站结构变形和地震损伤程度的对比,初步分析了本文地下结构层间位移角与它的地震损伤程度的对应关系,给出了基于层间位移角的地下结构地震损伤程度的划分和变形性态水平的划分和物理描述。

根据对本文计算结果的分析,虽然输入地震动特性和土体刚度对结构的变形影响很大,但是对层间位移角与地震损伤程度之间关系的影响较弱。同时,鉴于浅埋地下结构在水平向地震作用下主要发生受拉损伤破坏。因此,本文以地下结构侧向土体等效剪切波速很小时($V_{se}=125\text{ m/s}$)的计算结果为分析内容,图8给出了不同输入峰值加速度时地下结构地震受拉损伤分布图。

根据图8(a),当输入峰值加速度很小时,车站结构只是在下层柱底发生轻微的受拉损伤,此时车站结构的上下层层间位移角分别为1.2/1000和1.3/1000,可认为整个地下结构处于弹性工作状态且结构完好。

当输入峰值加速度增大到0.1g时,图8(b)显示车站结构的上层中柱顶端和下层中柱底端的地震受拉损伤明显加重,同时中板的各端部的地震受拉损伤也

较为严重,鉴于上述部位的严重受拉损伤(DAMAGET等于1)还没有贯穿整个构件的横截面且地下结构的侧墙和顶板都未发生明显的受拉损伤,可以认为此时的地下结构只发生了轻微破坏,此时车站结构的上下层层间位移角分别为1.86/1000和2.18/1000,此值非常接近于一般框架结构的弹性层间位移角限值。

当输入峰值加速度继续增大到0.15g时,图8(c)显示地铁车站结构上层柱顶、下层柱底和中板端部的严重受拉损伤已完全贯穿整个横截面,同时车站结构底板靠近侧墙处端部的严重受拉损伤也完成贯穿整个横截面,鉴于此时侧墙和顶板仍未发生严重的受拉损伤,此时地下结构的破坏为中等破坏,对应的地下车站结构上下层层间位移角分别为2.53/1000和2.82/1000。

当输入峰值加速度增大到0.20g时,根据图8(d)除了之前的地下结构连接部位发生严重的受拉损伤,地下结构的侧墙和顶底板的连接部位都发生了严重受拉损伤。鉴于上述侧墙和顶底板连接部位的严重受拉破坏还未完全贯穿整个截面,所以可以认为此时地下结构的破坏仍为中等破坏,对应的地下车站结构上下层层间位移角分别为3.22/1000和3.41/1000。

当输入峰值加速度继续增大到0.30g时,图8(e)

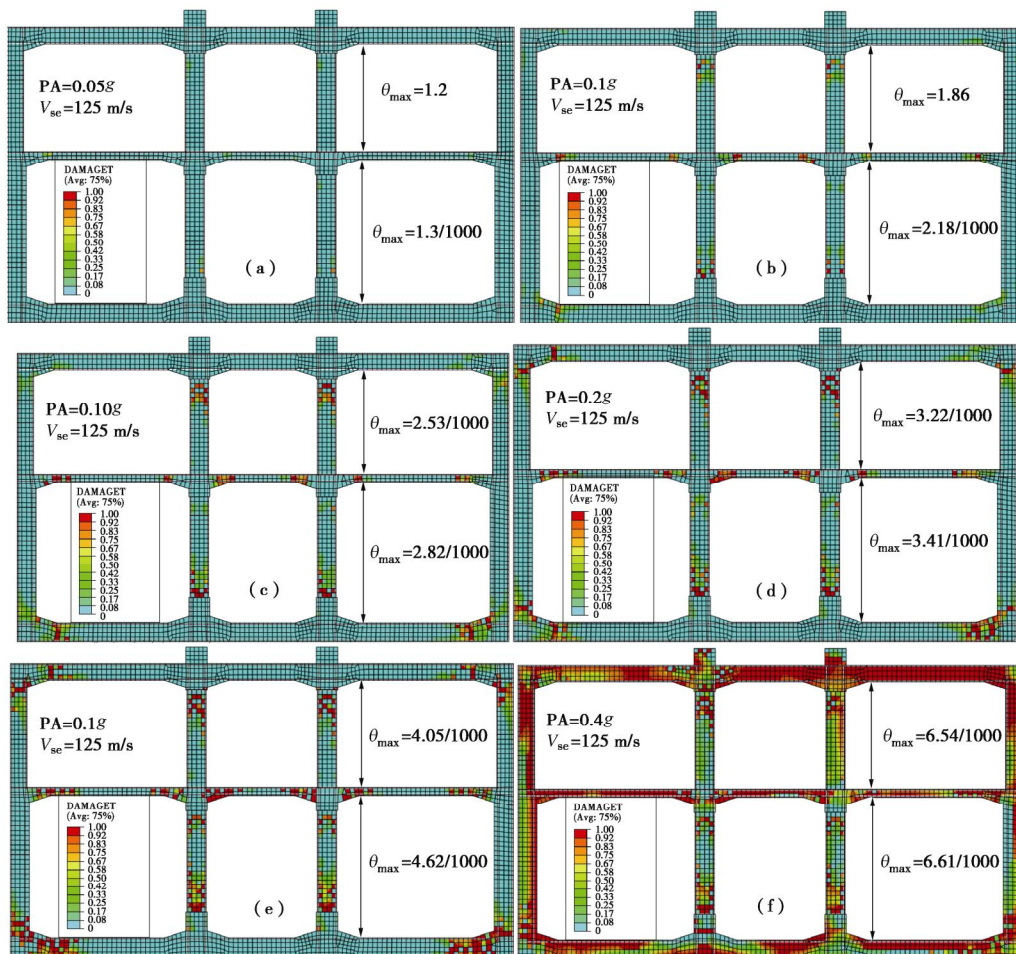


图8 地下车站结构的地震受拉损伤分布图

Fig. 8 Seismic damages of subway underground station under tension state

表 1 水平向地震作用下地下结构抗震性能水平划分与描述

Table 1 Seismic performance levels of subway underground station and their description

抗震水平		层间位移角限值	性能水平描述
水平 1	结构完好	$q_{\max} \leq \frac{1.2}{1000}$	结构完全处于弹性工作状态: 构件基本没有发生地震损伤, 在地震或震后结构完好无损。
水平 2	轻微破坏	$\frac{1.2}{1000} < q_{\max} \leq \frac{2.5}{1000}$	结构的主体结构基本处于弹性工作状态: 中柱和中板等抗震薄弱部位进入塑性工作状态。在地震或震后主体结构完好无损, 中柱和中板将发生局部破坏, 经过简单的加固处理能够恢复正常使用。
水平 3	中等破坏	$\frac{2.5}{1000} < q_{\max} \leq \frac{4.0}{1000}$	结构整体进入弹塑性工作状态: 在地震或震后主体结构的中柱和中板破坏严重, 主体结构尚可。结构中柱和中板要进行必要的加固才能正常使用, 主体结构底板要进行加固和防水堵漏处理才能恢复正常使用。
水平 4	严重破坏	$\frac{4.0}{1000} < q_{\max} \leq \frac{6.5}{1000}$	结构完全进入弹塑性工作状态: 在地震或震后整个车站结构的连接部位都遭受严重的地震破坏, 丧失主要承载能力, 结构未倒塌。地下结构中柱必须进行完全加固或托换处理才能恢复车站结构的正常使用。主体结构必须经过加固和防水堵漏才能恢复正常使用。
水平 5	完全破坏	$\frac{6.5}{1000} < q_{\max}$	结构完全破坏: 在地震或震后整个车站结构构件都遭受严重的破坏, 完全丧失承载能力。

显示地下结构的严重受拉破坏已经完全贯穿于侧墙的顶底端部、各层楼板的左右端部、上层中柱顶端和下层中柱底端等部位构件的横截面, 即可以认为该车站结构的主要连接部位基本变成了塑性铰连接, 可以认为此时的地下结构已发生严重的地震破坏, 对应的地下车站结构上下层层间位移角分别为 4.05/1000 和 4.62/1000。

当输入峰值加速度继续增大到 0.40g 时, 图 8 (f) 显示地下结构的严重受拉破坏已经分布于整个结构, 而不仅仅是在地下结构的连接部位。限于有限元法在分析结构倒塌上的缺陷, 虽然本文计算中未能直观再现地下结构的倒塌破坏, 但是根据地下结构的严重受拉损伤程度, 可以认为此时地下结构已经非常接近甚至已经发生倒塌破坏, 此时对应的地下车站结构上下层层间位移角分别为 6.54/1000 和 6.61/1000。

综上所述, 并考虑到本文地下结构在不同破坏程度下上层层间位移角要小于下层的层间位移角, 本文以地下结构不同破坏程度下对应的上层结构层间位移角为定量指标, 进行地下结构的抗震性能水平划分。根据本文地下结构的层间位移角与其地震损伤的关系, 表 1 给出了该类地下结构抗震性能水平划分与地震破坏的物理描述。可以确定其弹性层间位移角极值约为 1.2/1000 和弹塑性层间位移角约为 6.5/1000, 明显小于地面框架结构的弹性和弹塑性层间位移角限值。上述结果并非说明地下结构本身抗侧向变形能力较差, 而主要原因应与地铁地下车站结构受到周围土体的大变形直接作用有关, 即周围土层的大变形沿地下车站结构外侧全接触面的作用特征导致结构构件的动内力分布明显区别于惯性力作用下地面框架结构的动内力分布特征, 这一问题还需进一步深入研究。

本文的计算结果也表明, 本文地下车站结构的弹性层间位移角限值与弹塑性层间位移角限值的差值也明显小于地面框架结构的相应值, 按照一般地面钢筋混凝土框架结构的抗震水平评价标准, 上述结果将说

明地铁地下车站结构的延性应不如地面框架结构。但是, 上述对比结果与实际情况并不一致, 从地下车站结构的配筋率与地面框架结构的对比来看, 地下车站钢筋混凝土结构的延性理论上应优于一般的地面钢筋混凝土框架结构。那么, 造成上述对比结果与一般认识存在差异的主要原因应为, 地铁地下结构的地震破坏主要受制于周围土层的地震大变形, 本身的结构延性在其地震破坏过程中并未能充分发挥。因此, 笔者认为地铁地下车站结构抗震性能水平的评价和抗震性能的提高不能仅从结构的延性来考虑, 应有效地体现地铁地下车站结构周围土体的地震变形的约束作用和控制作用。

根据本文计算结果也可以发现, 随着输入峰值加速度的增加, 最先容易破坏的是地下结构的中柱和中板, 可以认为这些构件是该类地下结构抗震的薄弱环境; 其次, 地下车站结构的底板两端随后发生严重地震损伤; 随着输入峰值加速度继续增加, 地下车站结构的侧墙上下端和顶板两端也相继会发生严重地震损伤; 最后, 当输入较大峰值加速度时, 地下车站结构整体将会发生严重的地震损伤破坏。

4 结 论

目前, 已有地面钢筋混凝土框架结构的抗震性能水平评价方法是否适合地铁地下车站结构的地震安全性评价并未得到有效的证明和研究。鉴于此, 本文设计了不同场地类别和不同输入地震动强度的计算工况, 建立了土-地铁地下车站结构非线性动力相互作用的整体有限分析模型, 通过对计算结果的分析, 得到以下 4 点结论。

(1) 分析结果表明: 当输入峰值加速度较小时 ($\leq 0.2g$), 本文地下结构的层间位移角可以近似表示为结构-土体的刚度比和输入峰值加速度的线性函数。当输入峰值加速度较大时 (0.3g 和 0.4g), 本文地下结构的层

间位移角可以近似表示为结构-土体刚度比的幂函数。

(2)与一般地面钢筋混凝土框架结构相比,本文中两层三跨地铁地下车站结构的弹性和弹塑性层间位移角限值明显小于一般地面框架结构的对应值,但并非说明地下结构本身抗侧向变形能力较差,而主要原因应为地下车站结构周围土层的大变形沿地下车站结构外侧全接触面的作用特征,导致结构的动内力分布明显区别于惯性力作用下地面框架结构的动内力分布特征。

(3)地铁地下结构的地震破坏主要受制于周围土层的地震大变形,本身的结构延性在其地震破坏过程中并未能充分发挥,地铁地下车站结构抗震性能水平的评价和抗震性能的提高不能仅从结构的延性来考虑,应有效地考虑地铁地下车站结构周围土体的地震变形的约束作用和控制作用。

(4)根据本文得到的层间位移角幅值与地震损伤程度的关系,初步给出了水平地震作用下两层三跨框架式地下结构抗震性能水平的划分与地震破坏的物理描述,其抗震水平可初步分为结构完好、轻微破坏、中等破坏、严重破坏和完全破坏等5个抗震水平。

参考文献:

- [1] ASCE. Earthquake damage evaluation and design considerations for underground structures[M]. Los Angeles: American Society of Civil Engineers, 1974.
- [2] JSCE. Earthquake resistant design for civil engineering structures in Japan[M]. Tokyo: Japan Society of Civil Engineers, 1992.
- [3] SHARMA S, JUDD W R. Underground opening damage from earthquakes[J]. Engineering Geology, 1991, **30**(3/4): 263 - 276.
- [4] HASHASH Y M A, HOOK J J, SCHMIDT B, et al. Seismic design and analysis of underground structures[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, **16**(4): 247 - 293.
- [5] KONTOGIANNI V A, STIROS S C. Earthquakes and seismic faulting: effects on tunnels[J]. Turkish Journal of Earth Sciences, 2003, **12**(1): 153 - 156.
- [6] ANDERSON J G, BODIN P, BRUNE J N, et al. Strong ground motion from the Michoacan, Mexico, earthquake[J]. Science, 1986, **233**(4768): 1043 - 1049.
- [7] SINGH S K, MENA E, CASTRO R. Some aspects of source characteristics of the 19 September 1985 Michoacan earthquake and ground motion amplification in and near Mexico City from strong motion data[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1988, **78**(2): 451 - 477.
- [8] 林 刚, 罗世培, 倪 娟. 地铁结构地震破坏及处理措施[J]. 现代隧道技术, 2009, **46**(4): 36 - 41. (LIN Gang, LUO Shi-pei, NI Juan. Damages of metro structures due to earthquake and corresponding treatment measures[J]. Modern Tunnelling Technology, 2009, **46**(4): 36 - 41. (in Chinese))
- [9] YOSHIDA N, NAKAMURA S. Damage to Daikai subway station during the 1995 Hyogoken-Nunbu earthquake and its investigation[C]// Proceedings of Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Paris, 1996: 283 - 300.
- [10] ZHUANG Hai-yang, HU Zhong-hua, CHEN Guo-xing. Numerical modeling on the seismic responses of a large underground structure in soft ground[J]. Journal of Vibroengineering, 2015, **17**(2): 802 - 815.
- [11] 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-yang. Study on nonlinear dynamic soil-underground structure interaction and its large-size shaking table test[D]. Nanjing: Nanjing Tech University, 2006. (in Chinese))
- [12] 李积栋, 陶连金, 油新华, 等. 超大型 Y 形柱地铁车站振动台试验研究[J]. 铁道科学与工程学报, 2016, **13**(10): 2027 - 2032. (LI Ji-dong, TAO Lian-jin, YOU Xin-hua, et al. Research on shaking table test of ultra-large subway station with Y-shape column[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2016, **13**(10): 2027 - 2032. (in Chinese))
- [13] 刘晶波, 王文晖, 赵冬冬, 等. 复杂断面地下结构地震反应分析的整体式反应位移法[J]. 土木工程学报, 2014, **47**(1): 134 - 142. (LIU Jing-bo, WANG Wen-hui, ZHAO Dong-dong, et al. Integral response deformation method in seismic analysis of complex section underground structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, **47**(1): 134 - 142. (in Chinese))
- [14] 庄海洋, 王雪剑, 王 瑞, 等. 土-地铁地下结构动力相互作用体系侧向变形特征研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(10): 1761 - 1769. (ZHUANG Hai-yang, WANG Xue-jian, WANG Rui, et al. Lateral deformation characteristics of the soil-subway underground structure dynamic interaction system[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(10): 1761 - 1769. (in Chinese))
- [15] LEE J, FENVES G L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1998(4): 892 - 900.
- [16] 楼梦麟, 王文剑, 朱 彤. 土-结构体系振动台模型试验中土层边界影响问题[J]. 地震工程与工程振动, 2000, **20**(2): 30 - 36. (LOU Meng-lin, WANG Wen-jian, ZHU Tong. Soil lateral boundary effect in shaking table model test of soil-structure system[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2000, **20**(2): 30 - 36. (in Chinese))
- [17] BS 5975:2008 + A1 2011, Code of practice for temporary works procedures and the permissible stress design of false work[S]. 2011.

DOI: 10.11779/CJGE201901015

冻土与结构接触面冻结强度压桩法测定系统研制及 试验研究

石泉彬^{1,2}, 杨平^{*1}, 谈金忠³, 汤国毅³

(1. 南京林业大学土木工程学院, 江苏 南京 210037; 2. 泰州职业技术学院建筑工程学院, 江苏 泰州 225300;
3. 江苏南京地质工程勘察院, 江苏 南京 210041)

摘要: 为探究冻土与结构接触面冻结强度影响因素及其影响规律, 依据接触面冻结强度传统定义, 应用压桩法原理研制冻土与结构接触面冻结强度测定系统, 并利用该系统开展多影响因素条件下接触面冻结强度测定试验研究。试验研究表明: 冻土与结构接触面冻结强度呈现脆性破坏及应变软化, 残余强度呈周期性波动及衰变等典型特征; 冻土与结构接触面冻结强度受接触面温度和粗糙度影响显著, 在试验温度范围内, 分别呈线性和对数函数关系。利用埋设于抗压桩身侧面的微型土压力传感器, 揭示了接触面压应力沿桩身分布规律, 以及接触面压应力随冻结时间、剪切位移变化规律, 并将其与接触面温度、冻结强度等变化规律进行对比分析和验证。

关键词: 冻结强度; 压桩法; 测定系统; 冻土; 接触面

中图分类号: TU470

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0139-09

作者简介: 石泉彬(1978-), 男, 博士, 主要从事环境岩土与城市地下工程方面的研究工作。E-mail: sqb.tz@163.com。

Development of measuring system by pile-pressing method and experimental study on adfreezing strength at interface between frozen soil and structure

SHI Quan-bin^{1,2}, YANG Ping¹, TAN Jin-zhong³, TANG Guo-yi³

(1. College of Civil Engineering, Nanjing Forestry University, Nanjing 210037, China; 2. School of Architectural Engineering, Taizhou Polytechnical College, Taizhou 225300, China; 3. Jiangsu Nanjing Geological Engineering Surveying Institute, Nanjing 210041, China)

Abstract: In order to study the influence factors and rules of adfreezing strength at the interface between frozen soil and structure, according to the traditional definition of adfreezing strength at the interface, a measuring system for determining the adfreezing strength by pile-pressing method is developed. Based on this system, a series of experimental studies on the adfreezing strength at the interface are carried out under various influence factors. The experimental results show that the adfreezing strength at the interface between frozen soil and structure exhibits brittle failure and strain softening, and the residual adfreezing strength is characterized by periodic fluctuation and decay. The adfreezing strength is significantly affected by the temperature and roughness of the interface, and they are linear and logarithmic functions respectively in the test temperature range. Using the micro-earth pressure sensor embedded at the side of the compression pile, the variation laws of the compressive stress at the interface with the freezing time, shear displacement and distribution along the pile are revealed, and then they are compared with and verified by those of the interface temperature and adfreezing strength.

Key word: adfreezing strength; pile-pressing method; measuring system; frozen soil; interface

0 引言

冻土与结构接触面冻结强度是合理设计人工冻结加固区盾构管片、正确选取冻结施工参数、确保盾构机顺利穿越冻土区的重要依据, 也是多年冻土区冻土与基础接触面冻结强度特性、受力变形规律、基础承载力、抗拔性能分析的前提和关键, 揭示接触面冻结强度影响因素及其形成内在机理, 构建合理的冻结强度预估模型是解决此类问题的关键。

有关冻结强度定义, 虽说法不统一, 但本质上都是一致, 即冻土与结构接触面剪切强度。崔托维奇^[1]将冻结强度定义为土与基础材料冻结面上的抗剪强度。邱国庆等^[2]则将冻结强度定义为土与基础侧表面冻结

基金项目: 国家自然科学基金项目(51478226); 住房和城乡建设部科学技术计划项目(2017-K4-017); 江苏省青蓝工程项目([2016]15号)
收稿日期: 2018-02-14

***通讯作者** (E-mail: yangping@njfu.edu.cn)

在一起所能承受的最大剪应力。

有关冻土与结构接触面冻结强度试验研究,目前较多采用直剪试验、现场原位试验、室内模型试验、数值模拟等几种方法。

(1) 在冻土与结构接触面冻结强度直剪试验方面,较多借鉴常温土直剪试验方法,如将常规土工直剪仪放入具有精确低温恒温功能环境箱中开展试验研究^[3-4];吕鹏等^[5]、Liu 等^[6]、崔颖辉等^[7]、Lü 等^[8]对常规土工直剪仪剪切盒加装温控系统、增加动力加载系统,进行接触面动荷载直剪试验研究。为克服尺寸效应影响,赵联桢等^[9]、石泉彬等^[10]、Zhao 等^[11-13]研发大型多功能冻土直剪仪,进行冻土与结构接触面冻结强度单调和循环剪切试验研究;Liu 等^[14]、吕鹏等^[15]研发土工粗颗粒土大尺寸直剪试验系统,使用预制混凝土块模拟结构接触面进行冻结强度影响因素研究。

(2) 现场原位试验在冻结强度试验方面也有较多应用。Biggar 等^[16]在冻盐渍土地区进行灌注桩现场原位试验,研究冻结强度受温度及含盐量影响规律。刘鸿绪^[17]进行青藏高原冻土区桩基础现场原位观测,探究切向冻胀力沿桩侧表面分布规律。张军伟等^[18]进行青藏高原风火山地区桥梁钻孔灌注桩现场静载试验,研究不稳定冻土与钻孔灌注桩冻结强度及其变形特性。

(3) 室内模型试验通常使用缩小尺寸试件,如汪仁和等^[19-20]、程永锋等^[21]进行人工冻结条件下单桩抗拔和抗压室内模型试验,研究冻结强度沿桩身分布规律。Zhang 等^[22]进行动荷载条件下抗压桩试验,研究冻结强度随动荷载作用时间、振动频率、桩周土含水率等变化规律。Puswewala^[23]通过全尺寸抗压桩试验对比分析冻土区桩基承载力和冻结强度区别与实质。

(4) 数值模拟方法也是接触面冻结强度研究重要手段,如贾艳敏等^[24]构建面-面接触单元模拟冻土与桩接触面处黏结、滑移和开裂。徐春华等^[25]将冻土与桩接触界面以无厚度非线性接触面单元模拟。董盛时等^[26]用标准本构模型建模方法建立了冻结粉土接触面应力-位移-温度本构方程。杨平等^[27]采用损伤力学理论建立了冻土与结构接触面抗剪强度与压缩体应变损伤模型。

冻土学经典著作《冻土力学》^[1]对接触面冻结强度测定方法如是说明:冻结强度通常用压入或拔出已冻结于土中的竖杆的办法来测定。本文因此提出压桩法测定冻土与结构接触面冻结强度思路,进而研发冻结强度测定系统,并以该系统为试验平台探究冻土与结构接触面冻结强度影响因素及其变化规律。

1 测定系统研制及试验参数确定

1.1 压桩法试验装置及原理

冻土与结构接触面压桩法冻结强度测定试验系统如图 1 所示,具有土样压制、土样冻结、压桩剪切三大主要功能,主要包括不锈钢试样桶、钢管抗压桩、液压土样制样器、3 层有机玻璃保温罩、加载托架、数据采集仪及各类传感器等 6 大部件,同时配以低温环境箱和万能试验机。



图 1 压桩法冻结强度测定系统

Fig. 1 Pile-pressing test system for adfreeze strength

该压桩法冻结强度测定系统结构示意图及工作原理如图 2 所示,其具体工作原理为:钢管抗压桩外壁刻有不同深度凹痕以模拟不同表面粗糙度结构物,钢管抗压桩内壁不同高度、不同方向处嵌入热电偶温度传感器、微型土压力传感器以准确采集桩土接触面处温度和土压应力变化,在压桩试验过程中利用 3 层有机玻璃恒温保温罩配以高强塑料保温隔热垫板对土样和试模进行绝热保温,根据轴向加载压力得到接触面剪切强度,以此确定接触面冻结强度值。

1.2 试验参数确定

同条件下压桩法冻结强度试验表明:冻结强度随抗压桩直径增大而降低,且当抗压桩直径达到 70 mm 左右,冻结强度随抗压桩直径增大而降低的趋势变得平缓。利用导数为零求极值方法发现,当抗压桩直径 70 mm 时冻结强度取得最小值。同时考虑到优化试验,据此选定直径 70 mm 钢管抗压桩进行压桩法冻结强度测定试验。

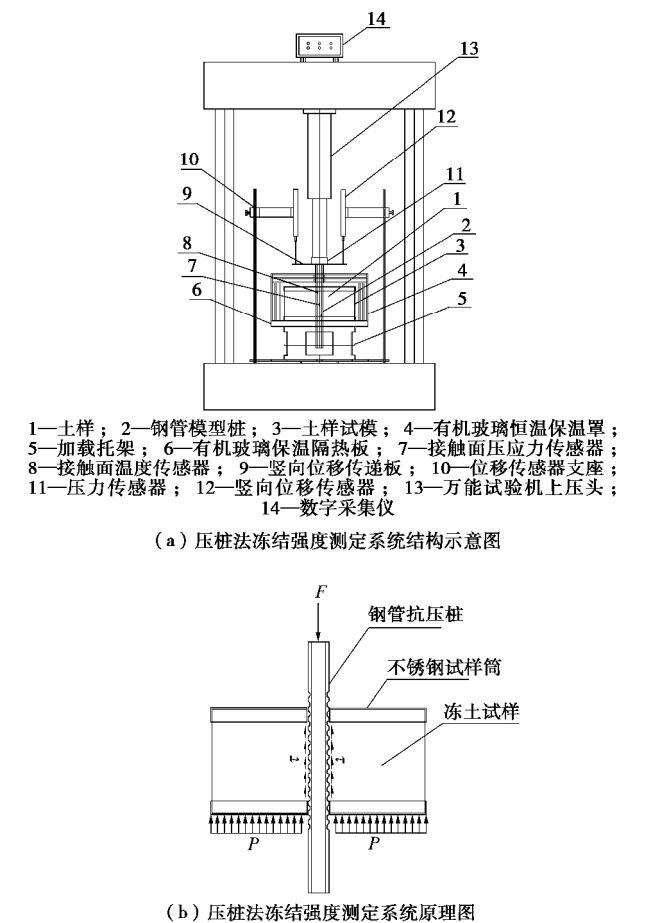


图 2 压桩法冻结强度试验系统结构示意图及原理图

Fig. 2 Structural diagram and mechanics schematic of the pile-pressing test system for adfreezing strength

参照煤炭行业标准^[28]并结合实际试验调试结果分析,确定试样冻结时间为 24 h。为便于不同冻结强度试验方法测定结果之间比较,参照本课题组直剪法冻结强度试验^[29-30],同时结合工程实际应用考虑冻结强度上限值要求,设定压桩法冻结强度试验加载速率为 7 mm/min,加载行程为 15 mm。

1.3 土料选取及试样制作要求

(1) 土料基本物理力学特性

冻土与结构接触面冻结强度测定试验以南京河西地铁施工区典型粉细砂为研究对象,其物理力学特性见表 1,级配曲线如图 3 所示。

表 1 粉细砂物理力学特性

Table 1 Physical and mechanical properties of silty fine sand					
含水率 $w/\%$	重度 $g/(kN \cdot m^{-3})$	孔隙比 e	压缩系数 a/MPa^{-1}	压缩模量 E_s/MPa	直剪快剪 $\varphi/(^\circ)$
26.0	19.8	0.721	0.145	12.98	30.2

(2) 土样制作及压实标准

根据粉细砂天然含水率 26%,对干土进行配水并搅拌均匀,密封后放入保湿器内养护 24 h 以上。将重

塑土样均匀分成三等份,并分 3 层装入不锈钢试样筒。每装入一层土,利用液压土样制样器压土板对土样进行压实。为使每层土样均达到规定压实度且均匀一致,要求每层土样压实时控制其压土板位置指示标尺定位误差为 $\pm 1\text{ mm}$;要求压土板对每层土样施加相同压力 (60 MPa),持荷相同时间 (60 s)。土样制作完成后,形成中心埋入外径 70 mm 钢管抗压桩的底面直径为 300 mm、高度为 150 mm 的圆柱体。

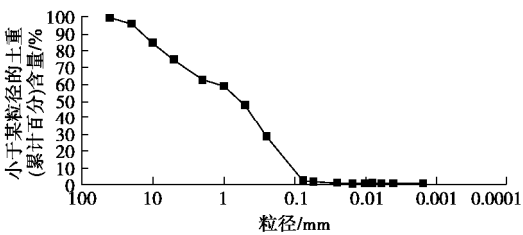


图 3 粉细砂级配曲线

Fig. 3 Grain-size distribution curve of silty fine sand

2 压桩法冻结强度测定试验

2.1 试验规划

考虑到地下工程人工冻结加固设计冻结壁温度通常为 -10°C 左右,盾构管片、混凝土桩、钢桩等材料表面粗糙度通常介于 0~1.4 mm,故设定压桩法冻结强度试验温度 T 分别为 -14°C 、 -10°C 、 -6°C 、 -2°C ,钢管抗压桩表面粗糙度 R 分别为 0, 0.3, 0.8, 1.4 mm。钢管抗压桩表面粗糙度定义参考冻土直剪仪定义方法^[9],定义粗糙度 R 为粗糙钢管抗压桩表面凸起梯形的边长,其表面粗糙度结构示意图如图 4 所示。按照四水平双因素试验共设计安排 16 组试验,同时为减小偶然误差,每组试验安排 3 次平行试验。

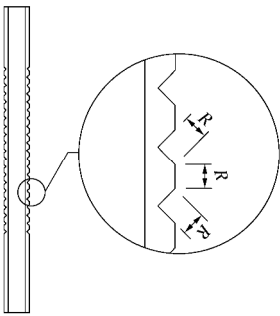


图 4 钢管抗压桩表面粗糙度示意图

Fig. 4 Roughness of stainless steel pressure-resistant pile

2.2 试验误差分析

(1) 恒温效果分析

全部试验安排在冻土实验室进行,通过冻土实验室恒温系统维持试验环境温度 $10^\circ\text{C} (\pm 0.2^\circ\text{C})$,并采取有效密闭措施减少空气对流。由于试样转移过程中无法避免热辐射、热对流和热传导等造成冻土试样冷

量损失。通过多次测试发现,在此过程中冻土试样表面温度通常会上升 0.5℃左右,试验实测最大升温值小于 0.6℃。万能试验机加载剪切试验过程中土样处于密闭保温状态,且加载时间较短,约 2 min,因此冻土试样表面温度上升有限,通常小于 0.1℃。

因冻土试样尺寸较大,土样内部温度变化滞后于表面,因此在整个冻土试样转移和加载过程中,虽然冻土试样表明温度有所上升,但冻土试样内部与抗压桩接触面处的温度变化却非常小;同时由于 3 层有机玻璃保温罩采用聚氨酯保温和多元丙烯酸多元醇聚合体制冷剂蓄冷双重措施,使得冻土试样在覆盖保温罩后得到有效保温。试验测试结果表明,整个试验过程冻土试样内部与抗压桩接触面处实测最大升温值均小于 0.1℃,满足接触面冻结强度试验设定的控温精度要求($\pm 0.1^{\circ}\text{C}$),故试验过程中土样温度变化对接触面冻结强度的影响可以忽略。

(2) 试验系统可靠性分析

为验证该试验系统可靠性,任选 3 种不同水平试验条件: $T_1=-14^{\circ}\text{C}$, $R_1=0.3\text{ mm}$; $T_2=-10^{\circ}\text{C}$, $R_2=0.8\text{ mm}$; $T_3=-6^{\circ}\text{C}$, $R_3=1.4\text{ mm}$,每种试验条件进行 6 组平行试验,其冻结强度测定结果如表 2。对表 2 进行数据统计分析得知,3 种不同水平试验条件下试验结果总体标准偏差分别为 $s_1=70.21$, $s_2=49.74$, $s_3=41.02$,其标准偏差与平均值的倍率关系分别为 $s_1/\bar{\epsilon}_{\max 1}=1.85\%$, $s_2/\bar{\epsilon}_{\max 2}=1.69\%$, $s_3/\bar{\epsilon}_{\max 3}=2.11\%$ 。由此判定,该试验系统误差较小,试验方法合理,试验数据稳定,试验系统稳定性较好。

表 2 接触面极限冻结强度试验结果统计表

Table 2 Test results of ultimate adfreeze strength at interface				
试验条件	接触面极限冻结强度/kPa			
$T_1=-14^{\circ}\text{C}$, $R_1=0.3\text{ mm}$	3884.18	3801.97	3773.09	3668.39
	3798.32	3812.12		
$T_2=-10^{\circ}\text{C}$, $R_2=0.8\text{ mm}$	2931.53	2856.81	2940.26	3004.52
	2948.78	2898.38		
$T_3=-6^{\circ}\text{C}$, $R_3=1.4\text{ mm}$	1898.55	1941.89	1895.59	1939.36
	2001.26	1971.25		

3 冻结强度变化规律及其影响因素

3.1 剪应力与剪切位移关系及变化规律

(1) 脆性破坏及应变软化特征

接触面冻结温度 -10°C 时不同粗糙度桩土接触面剪应力与剪切位移关系曲线如图 5,可见试验初始阶段剪应力随剪切位移增加而迅速增大,达到峰值剪应力后即刻出现陡降脆性破坏,后持续波动并逐渐衰减,表现为典型的应变软化特征。

对图 5 对比分析可以发现,整个压桩法加载剪切试验过程可分为 3 个阶段:即第 I 阶段为剪应力线性骤增阶段;第 II 阶段为剪应力陡降的脆性破坏阶段;第 III 阶段为剪应力周期性波动阶段。

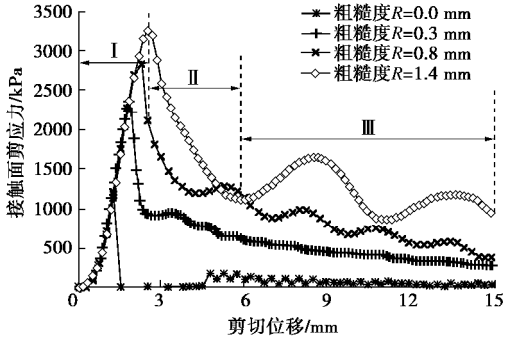


图 5 不同粗糙度条件下剪应力与剪切位移关系曲线

Fig. 5 Relationship between shear stress and displacement under different roughnesses

第 I 阶段:剪应力短暂缓增后迅速进入线性增长阶段,不同粗糙度条件下剪应力峰值虽不同,但其线性增长率却近似相同。究其原因:由于仪器接触间隙存在,剪应力表现为短暂缓增;由于冻土与桩完全冻结成一体、无相对位移,加载过程等同于冻土抗剪强度试验,因冻土抗剪强度大小取决于冻土温度、与粗糙度无关,故相同温度、不同粗糙度条件下剪应力线性增长率近似相同。

第 II 阶段:当剪应力达到极限状态后,由桩土接触面产生相对位移,桩土间冻结力瞬间消失,故呈现剪应力陡降的脆性破坏。进一步分析发现,粗糙度增加,剪应力陡降速率相应减缓。究其原因:当粗糙度较大时,桩土间咬合较深,桩土相对位移会受咬合部分冻土体制约,因此剪应力陡降速率较缓;当接触面光滑时,桩土间无咬合,桩土相对位移不受接触面制约,故其剪应力陡降后接近于零。

第 III 阶段:当接触面粗糙度 $R>0.0\text{ mm}$ 时,表面粗糙的钢管抗压桩沿冻土体表面凹痕错动滑移,因冻土表面凹痕由桩身侧面等间距刻痕挤压形成,故错动滑移呈现周期性,且其周期性变化频率随粗糙度增大而减缓。

当接触面粗糙度 $R=0.0\text{ mm}$ 时,剪应力达到峰值后陡降至零,一段剪切位移后突然变大,后又逐渐减小并趋于零。究其原因:在剪切破坏瞬间,因桩土间冻结力突然消失,故接触面剪应力也瞬间为零;随桩土相对剪切位移增加,由于桩土接触面间隙存在,桩身轴线逐渐发生偏转,使得桩土接触面压应力变大,造成接触面剪应力也相应变大;随桩土相对剪切位移继续增加,冻土接触面因受剪切与压融作用而逐渐破

坏, 桩土接触面剪应力也逐渐减小并趋于零。因此, 在实际工程中, 冻土区桩基表面应避免光滑, 以免出现残余承载力完全消失。

(2) 残余强度周期性波动及衰变特征

以接触面冻结温度 -10°C 、不同粗糙度条件下冻结强度试验结果为例, 当粗糙度 R 为0.3, 0.8, 1.4 mm时, 其残余强度波动周期分别为13, 33, 60 s。通过数据拟合(如图6(a)), 得出残余强度波动周期 t 与粗糙度 R 呈线性关系:

$$t = 42.61R + 0.02 \quad (1)$$

对残余强度波动峰值进一步分析可知, 各周期波动峰值随剪切位移增加而逐渐降低, 呈衰变特征。以上述冻结强度试验结果为例, 用单位剪切位移内残余强度波峰下降值表征残余强度衰变率(kPa/mm), 如图7所示。经数据拟合(如图6(b))得出残余强度衰变率 f 与粗糙度 R 呈对数函数关系:

$$f = 15.805 \ln R + 86.049 \quad (2)$$

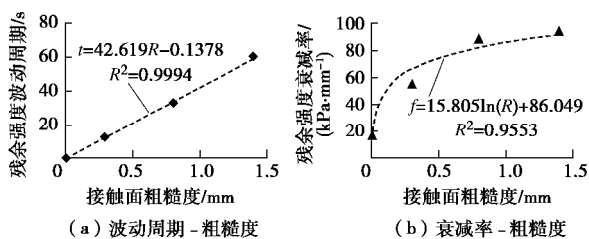


图6 残余强度与粗糙度拟合关系曲线

Fig. 6 Fitting curves between residual strength and roughness

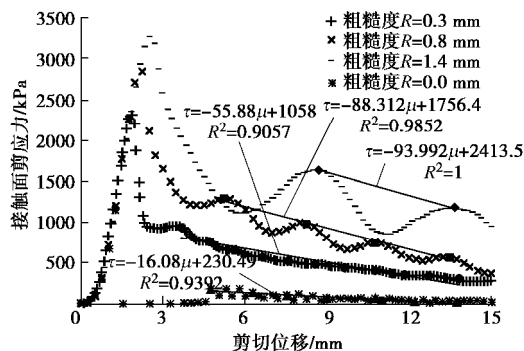


图7 不同粗糙度条件下的残余强度衰变率

Fig. 7 Decay rates of residual strength under different roughnesses

应当指出, 实际工程构件表面一般都不可能绝对光滑, 其粗糙度 R 值通常都大于零, 因此其构件与冻土接触面残余强度都呈周期性波动, 且均具衰变特征。

3.2 冻结强度影响因素分析

冻土与结构接触面冻结强度受多种因素影响, 基于压桩法冻结强度测定试验装置原理与特点, 主要分析研究接触面温度和粗糙度对接触面冻结强度的影

响。

(1) 接触面温度对冻结强度的影响

根据不同接触面粗糙度、温度条件下冻结强度试验结果(图8), 经数据拟合发现: 当接触面冻结温度介于 $-2^{\circ}\text{C} \sim -14^{\circ}\text{C}$ 时, 极限冻结强度与接触面温度呈典型线性关系, 即随着接触面温度降低, 极限冻结强度线性增大, 且随着接触面粗糙度增加, 极限冻结强度线性增大速率相应变快。究其原因: 温度降低导致桩土接触面冻黏结强度增大, 同时冻土自身强度提高使得桩土接触面咬合力增加, 而接触面冻黏结强度和咬合力同步增大致使极限冻结强度增大; 随接触面粗糙度增加, 冻土与结构接触面咬合深度增加, 致使其接触面咬合力增大, 故随接触面粗糙增加, 极限冻结强度随温度线性增大速率相应变快。

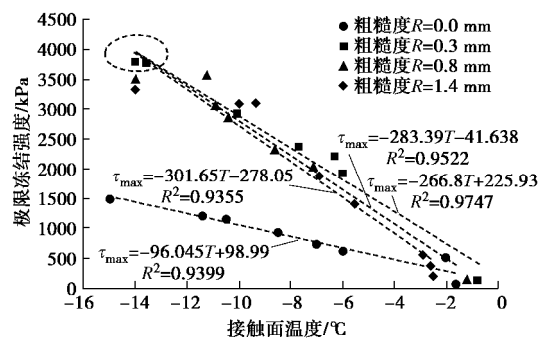


图8 极限强度与温度拟合关系曲线

Fig. 8 Fitting curves between ultimate strength and temperature

在此需特别指出: 由图8可发现, 当接触面温度降至 -14°C 时, 粗糙度为非零条件下极限冻结强度值均趋于相同值。这是因为: 当温度较低时, 冻土体自身抗剪和抗压强度均较高, 外荷载作用不足以使接触面处冻土体被压缩而形成错动滑移空间, 桩土只能沿接触面附近冻土内某一界面层剪切破坏, 故此刻极限冻结强度取决于冻土体自身抗剪强度; 因冻土体自身抗剪强度仅与冻结温度相关, 与接触面粗糙度无关, 因此, 当冻结温度较低(-14°C)时, 不同粗糙度条件下的极限冻结强度均趋于相同值。

通常情况下, 实际工程结构表面都不可能绝对光滑, 其粗糙度值均大于零, 因此当冻土温度较低时, 仅依靠增加接触面粗糙度来提高极限冻结强度的做法是不合理的。

(2) 接触面粗糙度对冻结强度的影响

以接触面温度 -10°C 、不同粗糙度条件下冻结强度试验结果为例, 经数据拟合发现极限冻结强度与粗糙度呈对数函数关系(如图9), 其关系式为

$$t_{\max} = 315.61 \ln R + 2988.2 \quad (3)$$

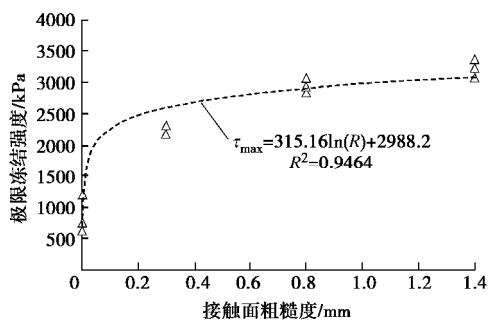


图9 极限冻结强度与粗糙度拟合关系曲线

Fig. 9 Fitting curves between ultimate adfreeze strength and roughness

由此可见,随着接触面粗糙度增大极限强度相应增大,且其增大速率先快后慢并渐趋平稳。

究其原因:极限剪切破坏时峰值强度由桩土接触面冻黏结强度和咬合力两部分构成;随粗糙度增大,桩土接触面咬合力增大,其峰值强度相应增大;当粗糙度增大到一定程度后,桩土接触面咬合过深,致使桩土接触面无法相对滑移,剪切破坏则由接触面滑移变为冻土体内部剪切破坏,此时接触面剪切强度则主要取决于冻土温度,与接触面粗糙度无关,故极限冻结强度随粗糙度增加而递增速率先快后慢并渐趋平稳。

4 接触面压应力测定及其变化规律

任何材料沿载荷方向产生伸长或收缩变形的同时,在垂直于载荷方向也会产生收缩或伸长变形。据此推断在压桩法冻结强度试验中,桩土接触面产生切向剪切拉伸变形的同时,在桩侧表面法向也会产生一定程度的压缩变形,由此引起桩侧表面法向压应力同步变化。为此,专门定制微型土压力传感器埋设在桩身侧面距土样底部 15, 75, 135 mm 上、中、下 3 个不同轴向高度处,3 个土压力传感器在桩身径向平面内三等分桩身圆周,用以精确测量桩侧表面法向压应力变化,以期探寻法向压应力变化特征和规律。

4.1 接触面压应力随冻结时间变化规律

图 10 为接触面温度 -10°C , 粗糙度 1.4 mm 条件下桩土接触面温度平均值和接触面压应力平均值随冻结时间变化曲线(由于冻土试样转移搬运及安装就位过程中温度通常上升 0.5°C 左右,故实际设定目标冻结温度 -10.5°C)。由该图可以看出,土样冻结全过程接触面温度变化可划分为 4 个阶段,即第 I 阶段:由正温到负温一次陡降阶段(0~3 h);第 II 阶段:潜热释放热交换、水冻结成冰阶段(3~7 h);第 III 阶段:负温二次陡降阶段(7~16 h);第 IV 阶段:冻结温度恒定阶段(16~24 h)。接触面压应力随冻结时间变化曲

线也可对应分为 4 个阶段,即第 I 阶段:压应力缓慢增长阶段(0~3 h);第 II 阶段:压应力骤增阶段(3~7 h);第 III 阶段:压应力波动调整阶段(7~16 h);第 IV 阶段:压应力恒定阶段(16~24 h)。通过对比发现,两组曲线不仅阶段划分数目一致,且各阶段所对应时间节点也完全相同。这种一致性充分说明,土样冻结过程中接触面压应力变化是由于土体低温冻胀引起的。

对图 10 进一步分析可发现,当冻结时间达到 16 h 后,接触面冻结温度和接触面压应力均趋向于恒定,表明此刻土样已经充分冻结,不再发生温度和压应力变化。由此,也进一步验证了前述试验规划时将土样冻结时间设定为 24 h 的合理性。

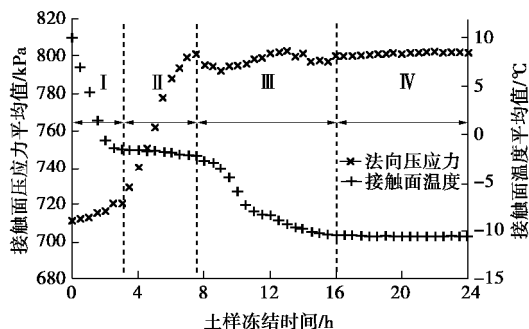


图10 接触面压应力及温度随冻结时间变化曲线

Fig. 10 Variation of compressive stress and temperature at interface with freezing time

4.2 剪切过程中接触面压应力变化规律

图 11 为接触面温度 -10°C , 粗糙度 0.3 mm 时接触面压应力随剪切位移变化曲线。由图 11 看出,剪切开始时刻,桩身中部接触面压应力较大,上、下部压应力较小;随剪切位移持续增加,桩身上、中、下部接触面压应力大小顺序逐渐发生变化,到加载剪切末期,桩身下部接触面压应力最大,中部其次,上部最小。

由图 11 可发现,整个剪切过程中,接触面压应力随剪切位移增加呈总体增大趋势,但其增长率在不同剪切位移阶段差别较大。以桩身上部接触面压应力曲线为例,根据曲线变化特征和接触面冻土体受力破坏状态,将接触面压应力曲线划分为 4 个阶段:起点至 A_1 点—接触面压应力缓慢增长的紧密接触阶段; A_1 点至 B_1 点—接触面压应力快速增长的弹性变形阶段; B_1 点至 C_1 点—接触面压应力缓慢增长的塑性扩展阶段; C_1 点至终点—接触面压应力渐趋平稳的剪切滑移阶段。接触面压应力曲线 4 个变化阶段与接触面冻土体紧密接触—弹性变形—塑性扩展—剪切滑移 4 种剪切变形破坏状态完全对应吻合。由此进一步证明了利用接触面压应力变化特征来揭示和验证接触面剪应力即冻结强度变化规律的可行性。

对图 11 进一步分析还可发现, 桩身不同高度处接触面压应力曲线 4 个阶段分界点所对应的剪切位移均不同步, 即 A_1 与 A_2 、 A_3 , B_1 与 B_2 、 B_3 , C_1 与 C_2 、 C_3 , 所对应的横坐标剪切位移 μ 值均不相等, 且越靠近桩身上部, 其分界点所对应的剪切位移越小。这一现象表明: 在压桩法试验加载过程中, 桩身不同高度处接触面冻土体变形破坏的先后次序不同; 靠近桩身上部的接触面冻土体由于受到周边约束较小, 故先期发生塑性变形和剪切滑移破坏; 远离桩身上部的接触面冻土体, 其变形和破坏存在相对滞后现象。

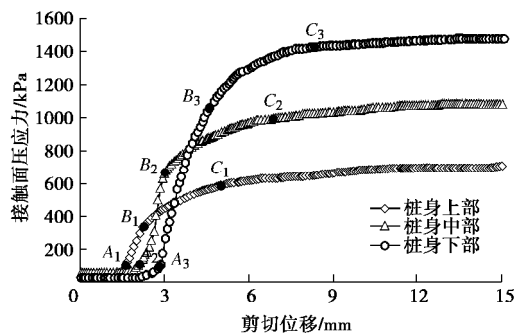


图 11 接触面压应力随剪切位移变化曲线

Fig. 11 Variation of compressive stress at interface with shear displacement

4.3 接触面压应力沿桩身分布规律

如图 12 为接触面温度 -10°C , 粗糙度 0.3 mm 时沿桩身轴向 3 个不同高度处接触面土压应力对比情况。冻结末期接触面压应力沿桩身纵向呈近似橄榄形分布, 即桩身中部压应力大, 上下端压应力小。这是由于桩身中部冻土体受周边约束大于桩身上下两端, 故在冻胀过程中产生的接触面压应力更大。

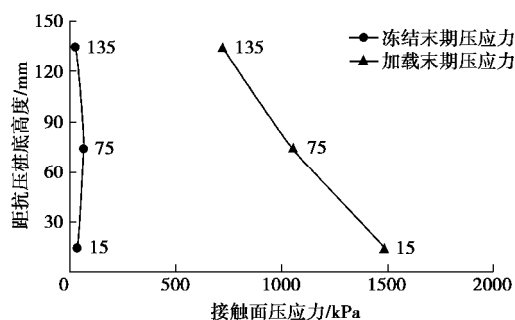


图 12 桩身不同高度处接触面压应力分布

Fig. 12 Distribution of compressive stress at interface at different heights of pile

加载末期接触面压应力沿桩身纵向呈线性分布, 且桩身上部压应力小、下部压应力大, 近似梯形分布。究其原因: 压桩法冻结强度试验是通过固定抗压桩顶端而抬升加载托架施加荷载的, 土样下部先期受到外荷载作用, 故桩下部侧摩阻力及由侧摩阻力引起的

法向压应力先期出现, 桩上部侧摩阻力相对较晚出现, 且其值也相应较小。该结论与前述接触面压应力随剪切位移变化规律 (如图 11) 也完全吻合一致。

因剪切加载末期接触面压应力沿桩身纵向呈线性分布, 据此推断接触面剪应力沿桩身纵向同样呈线性分布。为便于分析和简化计算, 可取桩身上、中、下端接触面剪应力平均值进行计算, 即视接触面剪应力沿桩身均匀分布。前述有关冻结强度变化规律及影响因素研究均假定剪应力沿桩身均匀分布, 而接触面压应力沿桩身分布规律则进一步验证了该假定的正确性。

5 结 论

利用压桩法冻结强度测定系统开展多影响因素条件下冻结强度试验, 探究接触面冻结强度和接触面压应力变化规律, 得到以下 5 点结论。

(1) 研制出压桩法冻结强度测定试验装置, 试验装置简单方便可靠, 可为接触面冻结强度试验和模型试验研究提供一种新的试验手段和试验方法。

(2) 通过剪应力与剪切位移关系曲线分析得知, 接触面冻结强度呈典型脆性破坏及应变软化, 残余强度呈周期性波动及衰变特征。

(3) 极限冻结强度受接触面温度和接触面粗糙度显著影响, 与接触面温度呈线性关系, 与接触面粗糙度呈对数函数关系。

(4) 接触面压应力变化是由土体低温冻胀引起的, 桩身上部接触面压应力分界点对应的剪切位移最小, 表明其先期发生塑性变形和剪切滑移破坏。

(5) 接触面压应力沿桩身分布情况会随着剪切位移增加发生变化, 在剪切加载初期沿桩身呈橄榄形分布, 在剪切加载末期呈梯形分布。

参考文献:

- [1] 崔托维奇. 冻土力学[M]. 张长庆, 等译. 北京: 科学出版社, 1985: 178 - 183. (TSYTOVICH H A. Frozen soil mechanics[M]. ZHANG Chang-qing, et al Trans. Beijing: Science Press, 1985: 178 - 183. (in Chinese))
- [2] 邱国庆, 刘经仁, 刘鸿绪. 冻土学辞典[M]. 兰州: 甘肃科学技术出版社, 1994: 115 - 117. (QIU Guo-qing, LIU Jing-ren, LIU Hong-xu. Geocryological glossary[M]. Lanzhou: Gansu Science and Technology Press, 1994: 115 - 117. (in Chinese))
- [3] JOONYONG L, YOUNGSEOK K, CHANGHO C. A study for adfreeze bond strength developed between weathered granite soils and aluminum plate[J]. Journal of the Korean

- Geo-Environmental Society, 2013, **14**(12): 23 – 30.
- [4] 吉延峻, 贾 昆, 俞祁浩, 等. 现浇混凝土-冻土接触面冻结强度直剪试验研究[J]. 冰川冻土, 2017, **39**(1): 86 – 91. (JI Yan-jun, JIA Kun, YU Qi-hao, et al. Direct shear tests of freezing strength at the interface between cast-in-situ concrete and frozen soil[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2017, **39**(1): 86 – 91. (in Chinese))
- [5] 吕 鹏, 刘建坤, 崔颖辉. 冻土-混凝土接触面动剪强度研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(增刊 2): 180 – 183. (LÜ Peng, LIU Jian-kun, CUI Ying-hui. A study of dynamic shear strength of frozen soil-concrete contact interface[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(S2): 180 – 183. (in Chinese))
- [6] LIU J K, CUI Y H, WANG P C, et al. Design and validation of a new dynamic direct shear apparatus for frozen soil[J]. Cold Regions Science and Technology, 2014, **106**: 207 – 215.
- [7] 崔颖辉, 刘建坤, 吕 鹏. 冻土动荷载直剪仪的研制[J]. 岩土力学, 2013, **34**(增刊 2): 486 – 490. (CUI Ying-hui, LIU Jian-kun, LÜ Peng. Development of dynamic load direct shear apparatus for frozen soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(S2): 486 – 490. (in Chinese))
- [8] LÜ P, LIU J K, CUI Y H. A study on dynamic shear strength on frozen soil-concrete interface[J]. Sciences in Cold and Arid Regions, 2013, **5**(4): 408 – 412.
- [9] 赵联桢, 杨 平, 王海波. 大型多功能冻土-结构接触面循环直剪系统研制及应用[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(4): 707 – 713. (ZHAO Lian-zhen, YANG Ping, WANG Hai-bo. Development and application of large-scale multi-functional frozen soil-structure interface cycle-shearing system[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(4): 707 – 713. (in Chinese))
- [10] 石泉彬, 杨 平, 王国良. 人工冻结砂土与结构接触面冻结强度试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(10): 2142 – 2151. (SHI Quan-bin, YANG Ping, WANG Guo-liang. Experimental study on adfreezing strength of the interface between artificial frozen sand and structure[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(10): 2142 – 2151. (in Chinese))
- [11] ZHAO L Z, YANG P, WANG J G, et al. Cyclic direct shear behaviors of frozen soil-structure interface under constant normal stiffness condition[J]. Cold Regions Science and Technology, 2014, **102**: 52 – 62.
- [12] ZHAO L Z, YANG P, WANG J G, et al. Impacts of surface roughness and loading conditions on cyclic direct shear behaviors of an artificial frozen silt-structure interface[J]. Cold Regions Science and Technology, 2014, **106/107**: 183 – 193.
- [13] ZHAO L Z, YANG P, ZHANG L C, et al. Cyclic direct shear behaviors of an artificial frozen soil-structure interface under constant normal stress and sub-zero temperature[J]. Cold Regions Science & Technology, 2016, **133**: 70 – 81.
- [14] LIU J K, LÜ P, CUI Y H, et al. Experimental study on direct shear behavior of frozen soil-concrete interface[J]. Cold Regions Science and Technology, 2014, **104/105**: 1 – 6.
- [15] 吕 鹏, 刘建坤. 冻土与混凝土接触面直剪试验研究[J]. 铁道学报, 2015, **37**(2): 106 – 110. (LÜ Peng, LIU Jian-kun. An experimental study on direct shear tests of frozen soil-concrete interface[J]. Journal of the China Railway Society, 2015, **37**(2): 106 – 110. (in Chinese))
- [16] BIGGAR K W, SEGO D C. The strength and deformation behaviour of model adfreeze and grouted piles in saline frozen soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2011, **30**(2): 319 – 337.
- [17] 刘鸿绪. 对切向冻胀力沿桩侧表面分布的探讨[J]. 冰川冻土, 1993, **15**(2): 289 – 292. (LIU Hong-xu. Discussion on the distribution of tangential frost heaving forces along the lateral surface of pile[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 1993, **15**(2): 289 – 292. (in Chinese))
- [18] 张军伟, 马 巍, 王大雁, 等. 青藏高原多年冻土区钻孔灌注桩承载特性试验研究[J]. 冰川冻土, 2008, **30**(3): 482 – 487. (ZHANG Jun-wei, MA Wei, WANG Da-yan, et al. In-situ experimental study of the bearing characteristics of cast-in-place bored pile in permafrost regions of the Tibetan Plateau[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2008, **30**(3): 482 – 487. (in Chinese))
- [19] 汪仁和, 王 伟, 陈永锋. 冻土中单桩抗压承载力模型试验研究[J]. 冰川冻土, 2005, **27**(2): 188 – 193. (WANG Ren-he, WANG Wei, CHEN Yong-feng. Model experimental study on compressive bearing capacity of single pile in frozen soil[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2005, **27**(2): 188 – 193. (in Chinese))
- [20] 汪仁和, 王 伟, 程永锋. 冻土中单桩抗拔承载力的模型试验研究[J]. 冰川冻土, 2006, **28**(5): 766 – 771. (WANG Ren-he, WANG Wei, CHEN Yong-feng. Model study of tensile bearing capacity of a single pile under frozen condition[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2006, **28**(5): 766 – 771. (in Chinese))
- [21] 程永锋, 鲁先龙, 刘华清, 等. 青藏铁路 110 kV 输电线路冻土桩基模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004,

- 23(增刊 1): 4378 - 4382. (CHENG Yong-feng, LU Xian-long, LIU Hua-qing, et al. Model test study on pile foundation of 110 kV transmission line of Qinghai-Tibet railway in frozen soils[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(S1): 4378 - 4382. (in Chinese))
- [22] ZHANG J M, ZHU Y L, ZHANG J Y. Adfreeze strength of model piles in frozen soil under dynamic loads[C]// Proceedings of the Seventh Permafrost International Conference, Collection Nordicana, 1998: 1217 - 1221.
- [23] PUSWEWALA U G A. Computational modelling of structure- frozen soil/ice interaction[D]. Manitoba: The University of Manitoba (Canada), 1991: 20 - 58.
- [24] 贾艳敏, 郭红雨, 郭启臣. 多年冻土区灌注桩桩 - 冻土相互作用有限元分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增刊 1): 3134 - 3140. (JIA Yan-min, GUO Hong-yu, GUO Qi-chen. Finite element analysis of bored pile-frozen soil interactions in permafrost[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(S1): 3134 - 3140. (in Chinese))
- [25] 徐春华, 徐学燕, 邱明国, 等. 多年冻土地区工程桩桩侧冻结力数值分析[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2007, 39(4): 542 - 545. (XU Chun-hua, XU Xue-yan, QIU Ming-guo, et al. Numerical analysis of adfreezing force of engineering pile in permafrost[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2007, 39(4): 542 - 545. (in Chinese))
- [26] 董盛时, 董兰凤, 温 智, 等. 青藏冻结粉土与混凝土基础接触面本构关系研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(6): 1629 - 1633. (DONG Sheng-shi, DONG Lan-feng, WEN Zhi, et al. Study of constitutive relation of interface between frozen Qinghai-Tibet silt and concrete[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(6): 1629 - 1633. (in Chinese))
- [27] 杨 平, 赵联桢, 王国良. 冻土与结构接触面循环剪切损伤模型[J]. 岩土力学, 2016, 37(5): 1217 - 1223. (YANG Ping, ZHAO Lian-zhen, WANG Guo-liang. A damage model for frozen soil-structure interface under cyclic shearing[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(5): 1217 - 1223. (in Chinese))
- [28] MT/T 593.1—2011 人工冻土试验取样及试样制备方法[S]. 2011. (MT/T 593.1—2011 Experimental sampling and sample preparation method for artificial frozen soil[S]. 2011. (in Chinese))
- [29] 石泉彬, 杨 平, 孙厚超. 直剪仪多功能改进与试验研究[J]. 河海大学学报, 2017, 45(5): 457 - 463. (SHI Quan-bin, YANG Ping, SUN Hou-chao. Improvement and experimental study on the multi function of frozen soil direct shear apparatus[J]. Journal of Hohai University, 2017, 45(5): 457 - 463. (in Chinese))
- [30] SHI Q B, YANG P, WANG G L. Experimental research on adfreezing strengths at the interface between frozen fine sand and structures[J]. Scientia Iranica, 2018, 25(2): 663 - 674.

勘 误

《岩土工程学报》2018 年第 12 期第 2231 页“大连理工大学海岸与近海岸工程国家重点实验室”有误, 更正为“大连理工大学海岸与近海工程国家重点实验室”, 特此勘误。

(本刊编辑部)

DOI: 10.11779/CJGE201901016

不同填料土工织物散体桩桩体单轴压缩试验

陈建峰¹, 花嘉嘉¹, 冯守中²

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 武汉广益交通科技股份有限公司, 湖北 武汉 430074)

摘要: 选用碎石、圆砾和砂3种填料, 以及5种不同强度的聚丙烯土工编织布套筒, 制备成15组尺寸为300 mm×600 mm, 填料压实度 $\lambda=0.9$ 的土工织物散体桩, 对桩体进行单轴压缩试验, 以研究不同填料土工织物散体桩在轴向荷载作用下的强度特性。研究表明: 不同填料桩体在单轴压缩下具有不同的破坏模式, 碎石填料局部刺破编织布套筒形成较大破口, 圆砾填料致套筒横向筋丝断裂、纵向筋丝分离, 而砂填料致套筒横向筋丝断裂较均匀且无明显破口。桩体强度与筋材和填料强度均呈正相关关系, 3种填料桩体轴向应力-应变曲线在加载初期因填料受到初始压密而略有上凹, 而后近似线性增长至桩体强度, 峰值强度后呈现应变软化现象; 综合本文试验数据及前期所做的单轴、三轴压缩试验数据, 修正了桩体强度理论计算公式, 得到的桩体强度修正值与试验值吻合较好。

关键词: 土工织物散体桩; 单轴压缩试验; 应力-应变曲线; 桩体强度; 填料

中图分类号: TU470

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0148-06

作者简介: 陈建峰(1972-), 男, 浙江余姚人, 工学博士, 教授, 主要从事加筋土结构与边坡支护、岩体力学与工程等方面的教学与研究工作。E-mail: jf_chen@tongji.edu.cn。

Uniaxial compression tests on geosynthetic-encased stone columns with different fills

CHEN Jian-feng¹, HUA Jia-jia¹, FENG Shou-zhong²

(1. Department of Geotechnical Engineering, School of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Wuhan Guangyi

Transportation Science and Technology Co., Ltd., Wuhan 430074, China)

Abstract: 15 samples of geosynthetic-encased stone columns (GESC) with a dimension of 300 mm×600 mm and degree of compaction of 0.9 are made using three types of fills of crushed stone, pebble and sand and five different strength woven sleeves made of polypropylene geotextiles. The uniaxial compression tests are performed on the samples to investigate the characteristics of strength of GESC. The results show that different failure modes happen to the GESC body with different fills under uniaxial compression. The crushed stone can partly puncture the woven sleeves to produce obvious holes and pebble is extruded to break the transverse polypropylene slices, while the longitudinal slices are separated. The sand evenly breaks the transverse slices with no obvious holes on sleeves. The strength of the GESC body has a positive relationship with the strength of the sleeves and the fills. The stress-strain curve of GESC body at preliminary loading stage is mildly concave down due to the initial densification, then increases linearly up to the peak stress, and subsequently decreases, showing strain-softening characteristics. Based on the present data and those of uniaxial and triaxial compression tests carried out by the authors before, the theoretical formula for the strength of the GESC body is amended, and the results of the modified formulas are proved to be in good agreement with the experimental ones.

Key words: geosynthetic-encased stone column; uniaxial compression test; stress-strain curve; strength of GESC; fill

0 引言

碎石桩具有透水性能好、抗液化能力强等优点, 被广泛应用于软土地基处理。但当软土强度很低(一般不排水抗剪强度小于15 kPa)时, 桩体在轴向荷载下极易发生鼓胀破坏^[1]。土工织物散体桩又称为加筋碎石桩, 其是用土工合成材料套筒包裹散体填料(碎石、砾石、砂等)桩体, 能显著提高散体填料桩体在

软土中的承载力, 并减小地基沉降量^[2-5]。

土工织物散体桩已在软土地基堤坝或路堤工程中得到应用^[6-9], 但目前还缺少土工织物散体桩复合地基的设计计算方法^[10]。然而按复合地基理论进行地基承载力计算时, 需要首先确定桩体本身的强度。土工织

基金项目: 国家自然科学基金项目(41572266, 41772289)

收稿日期: 2018-01-01

物散体桩不是刚性桩,但也非一般的柔性桩,其强度应与组成桩体的土工合成材料及散体填料的物理力学性质相关,这应该可以通过对桩体进行单轴压缩或三轴压缩试验得出这些量值之间的相关关系。

目前对土工织物散体桩桩体已开展了一些单轴压缩和三轴压缩试验。Wu 等^[11]对土工织物散体桩进行了三轴压缩试验,发现随着筋材强度的提高,桩体似黏聚力也得到提高;Gniel 等^[12]对土工织物散体桩进行单轴压缩试验,发现桩体刚度和承载力随着筋材刚度的增大均得到提高;Miranda 等^[13]对土工织物散体桩进行了三轴压缩试验,结果表明在低围压下土工织物对提高桩体承载力的效果较高围压下更为显著;陈建峰等^[14]对采用不同压实度碎石和不同强度聚丙烯编织布制备而成的土工织物散体桩进行单轴压缩试验,发现桩体强度与筋材强度呈较好的线性关系,而跟碎石的压实度没有相关关系;陈建峰等^[15]进而对采用同一压实度碎石和不同强度聚丙烯编织布制备而成的土工织物散体桩进行不同围压下的大三轴试验,得出桩体的似黏聚力随筋材强度呈较好的线性增长关系,而筋材对桩体碎石的内摩擦角影响不大。

上述研究均对一种散体填料的土工织物散体桩进行了单轴和三轴压缩试验,没有研究不同散体填料对桩体强度的影响。在实际应用中,土工织物散体桩桩体填料种类不限于碎石,另可采用砂和砾石等填料。本文选用 3 种相同压实度的碎石、圆砾和砂填料,以及 5 种不同强度的聚丙烯编织布套筒,对桩体进行大尺寸(300 mm×600 mm)单轴压缩试验,以研究不同填料土工织物散体桩在轴向荷载作用下的强度特性。

1 桩体材料力学性能

1.1 筋材

本文采用常州泰勒思达新材料有限公司试制的 5 种强度无缝聚丙烯土工编织布套筒。无缝套筒采用圆织机加工而成,其直径为 300 mm。对这 5 种聚丙烯编织布筋材进行了宽条拉伸试验,得到试验曲线如图 1 所示。表 1 列出了编织布强度、对应的拉伸率及拉伸模量。

表 1 筋材力学指标

Table 1 Mechanical properties of woven textiles			
筋材编号	拉伸强度 $T/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-1})$	对应伸长率 $e_r/\%$	拉伸模量 $/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-1})$
1	25.2	19.7	128
2	45.3	14.3	317
3	50.2	11.2	446
4	71.0	22.4	316
5	101.0	25.1	402

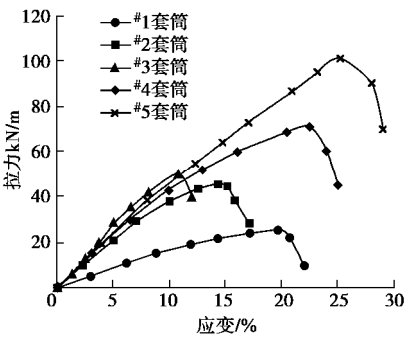


图 1 筋材拉伸试验曲线

Fig. 1 Tensile curves of woven textiles

1.2 填料

本文试验采用碎石、圆砾和砂 3 种填料,见图 2 所示。对这 3 种填料分别进行级配试验和最大、最小干密度试验,图 3 为级配试验曲线。土工织物散体桩桩体单轴压缩试验中,将 3 种填料压实度均控制为 $I=0.9$,故对该压实度下的 3 种填料进行了法向应力分别为 100, 200, 300, 400 kPa 下的大型直剪试验,得到如图 4 所示的填料抗剪强度与法向应力的关系曲线。

表 2 列出了通过上述试验获得的 3 种填料物理力学指标。可见,除最小干密度 r_{dmin} 外,碎石、圆砾和砂的物理力学指标依次降低。

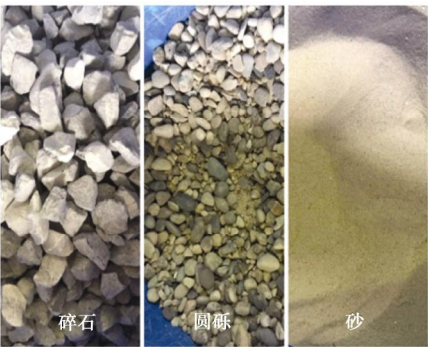


图 2 土工织物散体桩填料

Fig. 2 Fills of GESCs

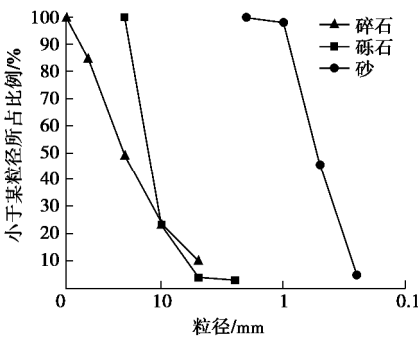


图 3 填料级配曲线

Fig. 3 Grading curves of fills

表 2 填料物理力学指标

Table 2 Physical and mechanical properties of fills							
填料	平均粒径 d_{50}/mm	不均匀系数 C_u	曲率系数 C_c	最大干密度 $r_{d\max}/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	最小干密度 $r_{d\min}/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	似黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\text{^\circ})$
碎石	21.8	7.3	1.7	2.05	1.39	10.9	44.7
圆砾	13.5	2.2	1.2	1.87	1.46	6.41	39.3
砂	0.6	1.4	1.0	1.81	1.42	2.53	31.0

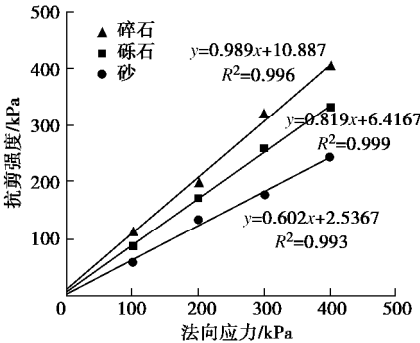


图 4 填料抗剪强度 - 法向应力曲线

Fig. 4 Shear strength-normal stress curves of fills

2 试验结果分析

2.1 试验概况

本文单轴压缩试验中，桩体高度 $H=600\text{ mm}$ ，半径 $R_0=150\text{ mm}$ ，桩体填料压实度 $\lambda=0.9$ 。根据干密度 $r_d=I r_{d\max}$ 和桩体体积来计算所需填料质量，将聚丙烯编织布套筒紧贴对开制样筒内壁放置，分 4 层放入填料并击实，每层压实高度约为 150 mm ，直至试样制备完成。图 5 为碎石填料桩体试样的制备。



图 5 土工织物散体桩试样的制备

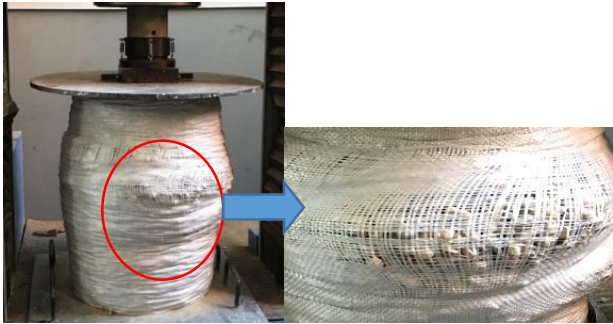
Fig. 5 Preparation of GESC sample

采用 WDW-600KN 型伺服控制电子万能试验机进行桩体的单轴压缩试验，加载速率控制为 3.6 mm/min 。在加载过程中，土工织物散体桩桩体轴向不断压缩，伴随径向变形不断增大。图 6 为 3 种填料土工织物散体桩桩体破坏情况。由图可见，碎石和圆砾填料桩体中部鼓出显著，而砂填料桩体径向膨胀通长比较均匀，原因是砂填料颗粒细小且比较均匀，颗粒间的摩擦力（摩擦角）小，在轴向压力下砂颗粒更易径向移动。

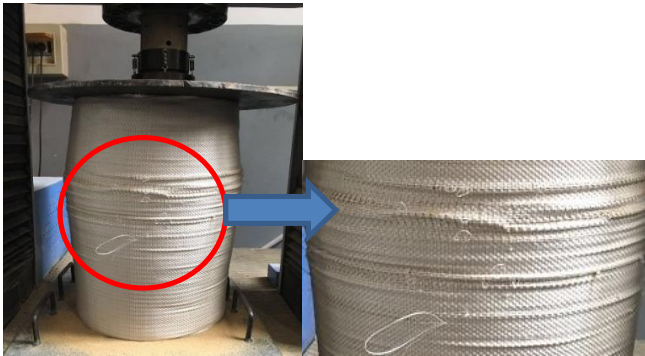
桩体在达到峰值应力（强度）时，3 种填料桩体均在中间部位开始破坏。碎石填料桩体中间部位筋丝裂开成较大的破口，如图 6（a）所示；圆砾填料桩体中间部位横向筋丝断裂，纵向筋丝分离呈纱网状，如图 6（b）所示；而砂填料桩体中间部位横向筋丝断裂较为均匀、分散，无明显破口，最终砂填料从各自的破口中漏出而导致桩体失效，如图 6（c）所示。这是由于碎石填料颗粒较大且有棱角，容易在套筒中产生应力集中而刺破编织布形成破口；而砂填料颗粒小，其均匀挤胀套筒而不形成明显的应力集中，导致横向筋丝较为均匀崩断。



(a) 碎石



(b) 圆砾



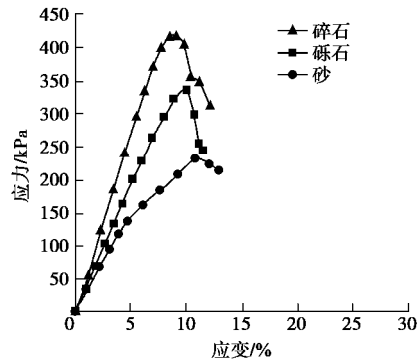
(c) 砂

图 6 土工织物散体桩桩体破坏情况

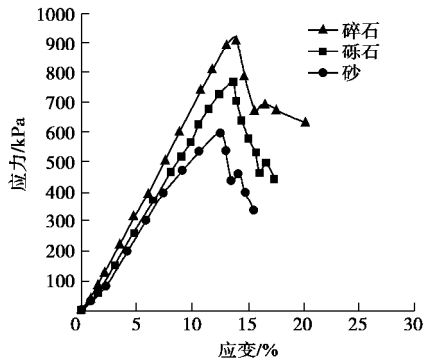
Fig. 6 Failure of GESC body

2.2 桩体轴向应力 - 应变关系和强度特性

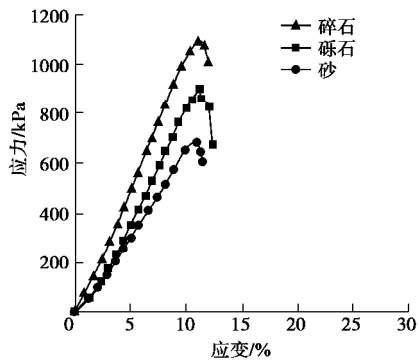
图 7 为不同筋材强度下 3 种填料桩体轴向应力 - 应变曲线。由图可见, 桩体应力 - 应变曲线在加载初期因填料受到初始压密而略有上凹, 而后近似线性增长至桩体强度, 峰值强度后则应力随应变降低, 呈现应变软化现象。



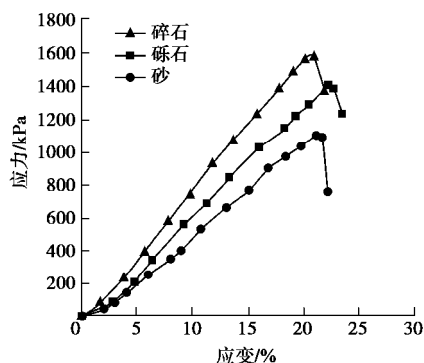
(a) $T=25.2 \text{ kN/m}$



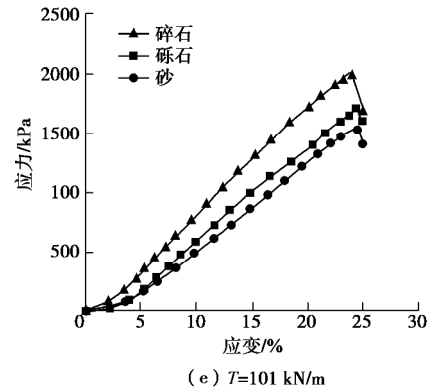
(b) $T=45.3 \text{ kN/m}$



(c) $T=50.2 \text{ kN/m}$



(d) $T=71.0 \text{ kN/m}$



(e) $T=101 \text{ kN/m}$

图 7 土工织物散体桩应力 - 应变曲线

Fig. 7 Stress-strain curves of GESC body

图 8 为不同填料桩体强度与筋材强度之间的关系。由图 8 可见, 对于同一种填料的桩体, 其强度与筋材强度呈较好的线性关系, 这与笔者^[14]对同一种不同压实度碎石填料土工织物散体桩进行单轴压缩试验所得出的结果一致; 而对于同一种筋材强度的桩体, 其强度则随砂、圆砾、碎石填料依次增大。这表明, 土工织物散体桩单轴压缩强度跟筋材强度和填料性质均相关, 其随筋材和填料强度的增大而增大。

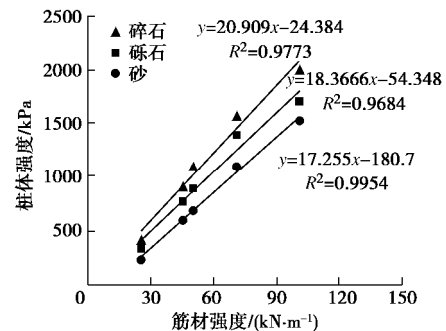


图 8 不同填料桩体强度与筋材强度关系

Fig. 8 Relationship between strength of GESCs with different fills and that of reinforcements

2.3 桩体强度分析

根据莫尔-库仑强度理论和极限平衡原理推导出土工织物散体桩强度理论公式如下^[15]:

$$p_0 = \left(p_{r1} + \frac{T}{R} \right) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{j}{2} \right) \quad (1)$$

式中 p_0 为桩体强度理论值 (kPa); p_{r1} 为围压 (kPa), 单轴压缩试验条件下, $p_{r1}=0$; T 为筋材强度 ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$); R 为桩体半径 (m), $R=(1+e_r)R_0$, 其中 e_r 为套筒筋材在拉伸强度下的伸长率, R_0 为桩体初始半径; j 为填料内摩擦角 ($^\circ$)。

根据式 (1) 计算本文 3 种不同填料和 5 种不同强度筋材的桩体强度理论值 p_0 。图 9 为理论值 p_0 与试验值的比较, 可见, 数据点位于 1:1 线之上, 表明理论值较试验值偏大一些。但这 3 种不同填料的偏大程度

还是略有差异,碎石填料偏大程度最大,圆砾填料其次,砂填料的理论值则与试验值最接近。其原因是,按理论公式(1),桩体强度是编织布在填料的纯挤胀压力下达到其拉伸强度 T 时得到的,但实际试验中填料对编织布都会有不同程度的损伤,如2.1节所述,碎石填料颗粒较大且有棱角,其刺破编织布形成破口而导致桩体破坏,故桩体破坏是在编织布小于其拉伸强度的应力下发生的;砂填料颗粒小,其均匀挤胀套筒而不形成明显的应力集中,致横向筋丝断裂较为均匀,故接近桩体理论强度的状态;而圆砾填料对编织布的损伤介于碎石和砂之间。

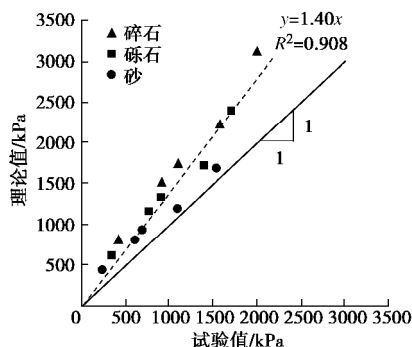


图9 桩体强度理论值和试验值的关系

Fig. 9 Comparison between theoretical and measured strengths of GESCs

将笔者前期所做的采用3种不同压实度($I=0.78, 0.84, 0.9$)碎石和4种不同强度筋材($T=33, 43, 52, 65$ kN/m)的共12组单轴压缩试验数据^[14],以及采用同一压实度($I=0.87$)碎石、4种不同围压($s_3=50, 100, 150, 200$ kPa)和4种不同强度筋材($T=33, 43, 52, 65$ kN/m)的共16组大三轴试验数据^[15],连同本文15组试验数据一起,与采用式(1)计算的相应理论值进行比较,如图10所示。由图10可见,同上述规律一致,桩体强度理论值均偏大于试验值,但随着数据点的增加,二者的线性关系较图9更好一些,线性相关性 R^2 达到0.913。

根据图10线性拟合公式,其试验均值是理论均值的 $1/1.51 \approx 0.66$ 倍,因此对式(1)进行修正,给出折减系数 $I=0.66$,即对理论值均乘以折减系数 $I=0.66$,修正公式为

$$p_p = I \left(p_{r1} + \frac{T}{R} \right) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{j}{2} \right), \quad (2)$$

式中, p_p 为桩体强度理论修正值(kPa)。

修正后的结果如图11所示,数据点均集中在1:1线上及附近。为判断强度理论修正值的离散程度,统计强度试验值与理论修正值比值的平均值 $m=0.986$,标准差 $s=0.123$,得到强度试验值与理论修正

值比值的变异系数 $COV=12.5\%$ 。一般岩土工程极限状态设计可靠度标定可接受的变异系数范围为 $COV \leq 30\%$ ^[16],因此本文得到的土工织物散体桩桩体强度理论修正值的离散程度不大,结果可信。

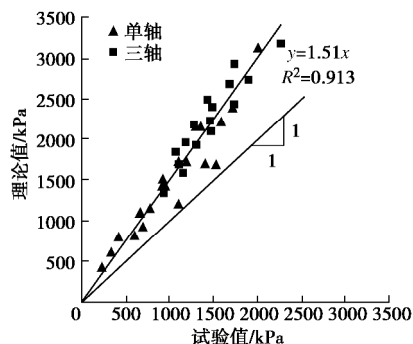


图10 桩体强度理论值和综合试验值的关系

Fig. 10 Comparison between theoretical and comprehensive measured strengths of GESCs

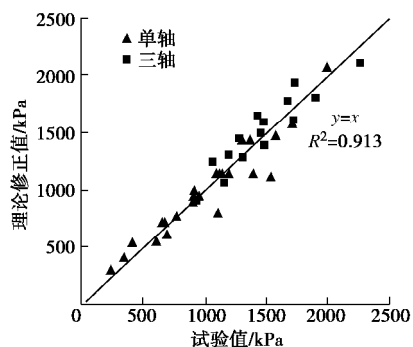


图11 桩体强度理论修正值和试验值的关系

Fig. 11 Comparison between modified theoretical and measured strengths of GESCs body

3 结 论

本文选用3种相同压实度的碎石、圆砾和砂填料,以及5种不同强度的无接缝聚丙烯编织布套筒,对桩体进行大尺寸单轴压缩试验,以研究不同填料土工织物散体桩在轴向荷载作用下的强度特性。本文得出如下3点结论。

(1)不同填料土工织物散体桩桩体在单轴压缩下具有不同的破坏模式。碎石和圆砾填料桩体中部鼓出显著,碎石填料局部刺破套筒编织布形成较大破口,圆砾填料致套筒横向筋丝断裂、纵向筋丝分离;而砂填料桩体通长鼓胀比较均匀,套筒横向筋丝较均匀断裂,且无明显破口。

(2)桩体强度与筋材和填料强度均呈正相关关系。3种填料桩体轴向应力-应变曲线在加载初期因填料受到初始压密而略有上凹,而后近似线性增长至

桩体强度, 峰值强度后呈现应变软化现象。

(3) 综合本文及前期所做的单轴、三轴压缩试验共 43 组数据, 修正了桩体强度理论计算公式, 得到的桩体强度修正值与试验值吻合较好。

参考文献:

- [1] RAITHEL M, KÜSTER V, LINDMARK A. Geotextile encased columns—a foundation system for earth structures, illustrated by a dyke project for a works extension in Hamburg[C]// Nordic Geotechnical Meeting. Linköping, 2004: 1 – 10.
- [2] MURUGESAN S, RAJAGOPAL K. Studies on the behavior of single and group of geosynthetic encased stone columns[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **136**(1): 129 – 139.
- [3] GNIEL J, BOUAZZA A. Construction of geogrid encased stone columns: a new proposal based on laboratory testing[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2010, **28**(1): 108 – 118.
- [4] 赵明华, 顾美湘, 张 玲, 等. 竖向土工加筋体对碎石桩承载变形影响的模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(9): 1587 – 1593. ((ZHAO Ming-hua, GU Mei-xiang, ZHANG Ling, et al. Model tests on influence of vertical geosynthetic-encasement on performance of stone columns[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(9): 1587 – 1593. (in Chinese)))
- [5] 陈建峰, 王 波, 魏 静, 等. 加筋碎石桩复合地基路堤模型试验[J]. 中国公路学报, 2015, **28**(9): 1 – 8. (CHEN Jian-feng, WANG Bo, WEI Jing, et al. Model tests of embankments on soft foundation reinforced with geosynthetic-encased stone columns[J]. China Journal of Highway and Transport, 2015, **28**(9): 1 – 8. (in Chinese))
- [6] RAITHEL M, KIRCHNER A, SCHADE C, et al. Foundation of constructions on very soft soils with geotextile encased columns-state of the art[C]// Proceedings of GeoFrontiers. Reston, 2005: 1 – 11.
- [7] LEE D Y, YOO C, PARK S, et al. Field load tests of geogrid encased stone columns in soft ground[C]// Proceedings of the Eighteenth International Offshore and Polar Engineering Conference. Vancouver, 2008: 521 – 524.
- [8] GNIEL J, BOUAZZA A. Improvement of soft soils using geogrid encased stone columns[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2009, **27**(3): 167 – 175.
- [9] ARAUJO G L S, PALMEIRA E M, CUNHA R P. Behaviour of geosynthetic-encased granular columns in porous collapsible soil[J]. Geosynthetics International, 2009, **16**(6): 433 – 451.
- [10] CHEN J F, LI L Y, XUE J F, et al. Failure mechanism of geosynthetic-encased stone columns in soft soils under embankment[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2015, **43**(5): 424 – 431.
- [11] WU C S, HONG Y S. A simplified approach for evaluating the bearing performance of encased granular columns[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2014, **42**(4): 339 – 347.
- [12] GNIEL J, BOUAZZA A. Construction of geogrid encased stone columns: a new proposal based on laboratory testing[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2010, **28**(1): 108 – 118.
- [13] MIRANDA M, COSTA A D. Laboratory analysis of encased stone columns[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2016, **44**(3): 269 – 277.
- [14] 陈建峰, 曾 岳, 冯守中, 等. 土工织物散体桩单轴压缩试验研究[J]. 中国公路学报, 2018, **31**(6): 181 – 187. (CHEN Jian-feng, ZENG Yue, FENG Shou-zhong, et al. Uniaxial compression test of geosynthetic-encased stone columns[J]. China Journal of Highway and Transport, 2018, **31**(6): 181 – 187. (in Chinese))
- [15] 陈建峰, 王兴涛, 曾 岳, 等. 土工织物散体桩桩体大三轴试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(12): 2212 – 2218. (CHEN Jian-feng, WANG Xing-tao, ZENG Yue, et al. Study on large triaxial compression tests of geosynthetic-encased stone column body[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(12): 2212 – 2218. (in Chinese))
- [16] BATHURST R J, ALLEN T M, WALTERS D L. Reinforcement loads in geosynthetic walls and the case for a new working stress design method[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2005, **23**(4): 287 – 322.

DOI: 10.11779/CJGE201901017

围压对 TBM 滚刀破岩影响的数值模拟研究

翟淑芳¹, 曹世豪¹, 周小平², 毕靖²

(1. 河南工业大学土木建筑学院, 河南 郑州 450000; 2. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045)

摘要: 采用一种新的无网格数值计算方法—广义粒子动力学法(GPD), 研究了水平方向围压为 0, 5, 10, 15, 20 MPa 条件下, 全断面隧道掘进机(TBM)滚刀的破岩过程及破岩模式, 分析了围压对岩体可掘性的影响。得到: ①围压的存在抑制中央裂纹的扩展; ②随着围压的增加, 赫兹裂纹的扩展方向发生偏转, 与水平面的夹角变小; ③相同贯入度下, 随着围压的增加, 滚刀法向力及其掘进指数均增加。利用 GPD 法分析了锦屏二级水电站隧道施工中, 含节理的岩层中高地应力对 TBM 滚刀破岩的影响, 成功模拟出高地应力下节理岩体的板裂化现象, 得到高地应力能够使岩体产生板裂化促进滚刀破岩。

关键词: 广义粒子动力学; 围压; 破岩; 板裂化; TBM

中图分类号: TU453

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0154-07

作者简介: 翟淑芳(1989-), 女, 博士, 讲师, 从事 TBM 破岩机理方面的研究工作。E-mail: zhaishufangcqu@126.com。

Numerical study on effects of confining stress on rock fragmentation by TBM cutters

ZHAI Shu-fang¹, CAO Shi-hao¹, ZHOU Xiao-ping², BI Jing²

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Henan University of Technology, Zhengzhou 450000, China; 2. Department of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China)

Abstract: A novel meshless numerical method known as general particle dynamics (GPD) is used to study the effects of confining stresses on rock fragmentation by TBM cutters. The processes and modes of rock fragmentation and the diggability by TBM cutters under confining pressures of 0, 5, 10, 15 and 20 MPa are studied. The following results are obtained: (1) The confining stress is adverse to the propagation of the central cracks during the process of rock fragmentation. (2) With the increasing confining stress, the propagation direction of the Hertz cracks between two cutters changes, and the angle of cracks decreases. (3) Under the same penetration, the crack initiation forces and the diggability index significantly increase with the increasing confining stress. Moreover, the GPD method is introduced to the tunnels in the Jinping II Hydropower Station, and the influences of high geostress on rock fragmentation are analyzed and plate cracking is discovered. The analysis results show that if the plate cracking is caused by high geostress, the geostress promotes the rock fragmentation by TBM cutters.

Key words: general particle dynamics; confining stress; rock fragmentation; plate cracking; TBM

0 引言

根据工程实践经验, 当隧道的长度与直径之比较大时, 隧道采用 TBM 施工比传统的矿山法效率更高, 安全性更好, 且更加经济。TBM 掘进过程中会遇到各种不良的地质状况, 如高地应力、节理发育、软弱夹层、岩溶、地下水等, 这些不良地质条件给 TBM 施工带来了很大困难。近些年来, 国内外的专家对 TBM 开挖过程中遇到的高地应力对 TBM 破岩特征及破岩效率的影响进行了研究。TBM 刀盘位于掘进机最前端, 与掌子面岩体直接接触, 是掘进机的主要受力部分, 其上的滚刀更是 TBM 破碎岩体的核心部件, 滚刀的破岩效率及工作状态决定了 TBM 施工效率, 因

此, 研究不同地应力条件对 TBM 滚刀破岩的影响具有重要意义。

国内外研究地应力对 TBM 滚刀破岩的影响时, 采用的研究手段主要包括工程现场原位试验、室内破岩试验和数值模拟。工程现场原位试验研究主要是指根据 TBM 隧道开挖现场记录的数据, 分析高地应力区 TBM 滚刀破岩特征及效率。龚秋明等^[1]通过在锦屏 II 级水电站工程现场进行的掘进试验得到: 较高的地应力将抑制 TBM 刀具破碎完整岩体, 但却促进含裂

基金项目: 河南工业大学博士科研启动基金项目(2018BS005); 河南工业大学科学研究基金青年支持计划项目(2018QNJH27)

收稿日期: 2018-04-10

隙岩体的破碎。Gehring^[2]根据工程现场掘进数据总结得到: 地应力的增加使岩体的可掘性降低, 岩体破碎所需的破岩力增加。

在室内破岩试验和数值模拟研究中, 国内外大多数学者通常采用滚刀贯入破岩试验来研究围压对 TBM 滚刀破岩的影响。Huang 等^[3]研究了围压的大小对岩体破裂时拉裂纹起裂应力的影响, 发现随着围压的增加, 最大拉应力的出现位置逐渐偏离滚刀贯入轴线; Chen 等^[4]发现围压的存在使岩体中产生的侧向裂纹更趋向于自由面方向扩展。

数值模拟方面, Ma 等^[5]利用基于微观力学的数字编码编写的程序, 研究了不同围压条件下滚刀破碎岩体的过程, 并且依据围压与岩体的单轴抗压强度之比定义了“紧箍系数”, 根据此系数将围压划分为 3 种不同的类别; 基于离散元软件 UDEC, 张魁等^[6]研究了围压条件下滚刀侵入岩体时裂纹的起裂与扩展过程, 得到随着围压的增加, 侧向裂纹沿水平方向扩展长度增加, 最优刀间距增加。

根据上述分析可以得到, 针对围压对滚刀破岩效率的影响, 不同学者的研究结果存在分歧, 目前仍没有达成共识, 主要包括两类观点: ①高地应力抑制滚刀破岩; ②随着地应力的增加, 地应力对滚刀破岩的影响为先抑制后促进。因此, 高地应力对滚刀破岩效率的影响有待进一步研究。

本文采用一种新的无网格数值计算方法——广义粒子动力学 (GPD), 研究不同围压对 TBM 滚刀破岩的影响。GPD 的原理在文献[7]中进行了详细的介绍, 在文献[8~10]中笔者成功地将该方法引入到模拟滚刀破岩问题。本文的侧重点是利用 GPD 方法研究不同围压条件下 TBM 滚刀破岩的过程。

1 广义粒子动力学 (GPD) 方法简介

1.1 本构关系

总应力张量 s^{ab} 由两部分组成, 一部分为体积应力 p , 另外一部分为偏应力张量 τ^{ab} :

$$s^{ab} = t^{ab} - p d^{ab}, \quad (1)$$

式中, $p = k(r/r_0 - 1)$, r 为实时点的密度, r_0 为初始密度, k 为体积弹性模量, d^{ab} 为 Kronecker 符号。

偏应力分量 t^{ab} 为

$$\hat{\mathcal{E}}^{ab} = \mathcal{E}^{ab} + t^{ag} \mathcal{R}^{bg} + t^{gb} \mathcal{R}^{ag}, \quad (2)$$

应变率为

$$\mathcal{E}^{ab} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v^a}{\partial x^b} + \frac{\partial v^b}{\partial x^a} \right), \quad (3)$$

旋转率为

$$\mathcal{R}^{ab} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v^a}{\partial x^b} - \frac{\partial v^b}{\partial x^a} \right), \quad (4)$$

式中, x^a 和 v^a 分别为沿 a 方向的空间坐标向量和速度向量。

应力率由应变率和剪切模量计算可得

$$\hat{\mathcal{E}}^{ab} = 2G \bar{\mathcal{E}}^{ab}, \quad (5)$$

式中, $\bar{\mathcal{E}}^{ab} = \mathcal{E}^{ab} - 1/3 d^{ab} \mathcal{E}^{gg}$, G 为剪切模量。

由此可得

$$\hat{\mathcal{E}}^{ab} = 2G \left(\mathcal{E}^{ab} - \frac{1}{3} d^{ab} \mathcal{E}^{gg} \right) + t^{ag} \mathcal{R}^{bg} + t^{gb} \mathcal{R}^{ag}. \quad (6)$$

1.2 控制方程

GPD 算法中, 质量守恒方程、动量守恒方程和能量守恒方程可表达为^[11]

$$\frac{dr}{dt} = -r \frac{\partial v^b}{\partial x^b}, \quad (7)$$

$$\frac{dv^a}{dt} = \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma^{ab}}{\partial x^b}, \quad (8)$$

$$\frac{de}{dt} = \frac{\sigma^{ab}}{r} \frac{\partial v^b}{\partial x^b}, \quad (9)$$

式中, e 为比内能, d/dt 为拉格朗日描述下的时间导数。

1.3 粒子损伤理论

通常情况下, 岩石材料表现出脆性特性。在模型中, 所有的粒子具有和材料模型相同的强度参数, 因此在 GPD 模型中, 粒子损伤的起裂和扩展均采用与材料模型相同的损伤模型。本文采用 Hoek-Brown 强度准则对损伤的开始和扩展进行判断, 当粒子应力满足 Hoek-Brown 强度准则时, 认为损伤从该粒子扩展。当损伤从某一个粒子开始时, 这个损伤粒子和周围相邻粒子的相互作用与材料未损伤时不同, 损伤粒子不再与其它粒子有相互作用, 并且会产生新的边界, 如图 1 所示。

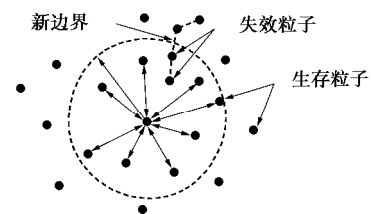


图 1 粒子离散化分布图

Fig. 1 Randomly distributed particle discretization

Hoek-Brown 强度准则可以表述为^[12]

$$s_1 = s_3 + (m s_3 s_c + s s_c^2)^{1/2}. \quad (10)$$

在本文的模拟研究中, Hoek-Brown 强度准则中的强度参数 m 和 s , 按照工程经验进行取值, 对于完整花岗岩 m 和 s 分别取 25 和 1.0; 对于节理岩体, m 和

s 分别取 2.1 和 0.003。

引进一个参数 f , 称为“相互作用因子”, 相互作用因子 f 是由粒子的损伤状态定义的, 可以反映粒子 i 和粒子 j 之间的相互作用水平。当粒子未发生破坏时, $f=1$; 粒子发生破坏时, $f=0$ 。为模拟滚刀作用下压碎区的形成和裂纹的起裂、扩展问题, 粒子采用弹脆性本构关系, 如图 2 所示。

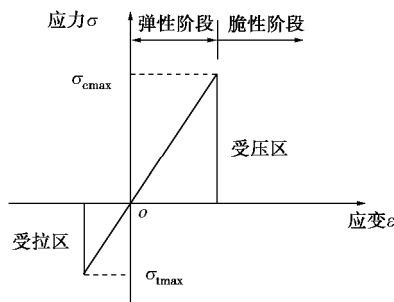


图 2 线性弹脆性法则

Fig. 2 Linear-elastic brittle law

$$D_m = 0, f = 1 \quad (s_{\text{particle}} < s_{\text{max}}), \quad (11)$$

$$D_m = 1, f = 0 \quad (s_{\text{particle}} \geq s_{\text{max}}), \quad (12)$$

式中, D_m 为损伤因子, f 为相互作用因子, s_{particle} 为粒子上的应力分量。

因此, GPD 算法的离散化方程可以表述为

$$\frac{dr_i}{dt} = \sum_{j \in U} m_j v_{ij}^b W_{ij,b} + f \cdot \sum_{j \in D} m_j v_{ij}^b W_{ij,b}, \quad (13)$$

$$\begin{aligned} \frac{dv_i^a}{dt} = & - \sum_{j \in U} m_j \left(\frac{s_i^{ab}}{r_i^2} + \frac{s_j^{ab}}{r_j^2} + P_{ij} \right) W_{ij,b} - \\ & f \cdot \sum_{j \in D} m_j \left(\frac{s_i^{ab}}{r_i^2} + \frac{s_j^{ab}}{r_j^2} + P_{ij} \right) W_{ij,b}, \quad (14) \end{aligned}$$

式中, U 为未损伤粒子, D 为损伤粒子。

2 TBM 滚刀破岩模型的建立

2.1 建立 GPD 模型

如图 3 所示, 建立双滚刀破岩模型, 模型尺寸为 $0.2 \text{ m} \times 0.1 \text{ m}$, 模型中忽略滚刀的切向滚动力和侧向力, 采用位移加载方式模拟滚刀的法向作用力; 法向作用力与上边界接触宽度为 15 mm , 加载速率为 0.01 m/s , 时间步长 $\Delta t = 3 \times 10^{-5} \text{ s}$, 取上边界为自由边界。模拟中采用的岩体材料的力学参数如表 1 所示。

表 1 岩体的力学参数^[13]

Table 1 Mechanical parameters of rock^[13]

密度 /($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性模量 /GPa	泊松比	单轴抗压强度 /MPa
2600	82.5	0.29	233

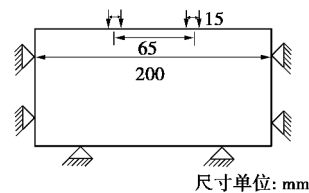


图 3 双滚刀侵入岩体的模型

Fig. 3 Model for intrusion into rock by TBM cutters

2.2 GPD 算法中围压施加方法

在 GPD 算法中, 给岩体施加围压的方式有两种:

①在描述岩体的实粒子周边布置虚粒子, 通过给虚粒子施加位移, 从而产生应变再转化为应力, 虚粒子将应力传递给内部实粒子, 达到施加围压的目的; ②通过直接给描述岩体的实粒子一个初始的应力值, 达到施加围压的目的。比较这两种施加围压的方法, 前者是通过应力传递的方式施加围压, 而应力传递需要一个过程, 在应力传递未完成前实粒子中的应力不均匀; 后者围压施加方法更直接, 且每个粒子点的应力都相同, 更符合实际工程中地应力的特征。本文采用方法①施加围压。

2.3 不同围压条件下花岗岩的强度特性

根据岩石力学试验, 随着围压的增加岩石的抗压强度增加。张流等^[14]采用以铅为围压介质的三轴试验装置在围压高达 750 MPa 的范围内测定了中国不同产地的花岗岩的应力-应变曲线, 得到了岩石抗压强度与围压的关系式为

$$C = C_0 + a s_3^n. \quad (15)$$

特征参数 $C_0 = 2.33 \text{ kb}$, $a = 7.14$, $n = 0.51$ 。由此可以得到不同围压下, 花岗岩的抗压强度值, 如表 2 所示, 表中数据的单位统一由千巴 (kb) 换算为兆帕 (MPa)。

表 2 不同围压下花岗岩的抗压强度

Table 2 Compressive strengths of granite under different confining pressures

围压/MPa	0	5	10	15	20
抗压强度/MPa	233	388	454	504	547

3 数值模拟分析

3.1 无围压条件下双滚刀破岩过程

图 4 给出了双滚刀破岩过程中压碎区的形成及裂纹的起裂、扩展过程。图中红色代表破坏粒子, 蓝色代表非破坏粒子。如图 4 (a) 所示, 滚刀向岩体加载时, 在滚刀的下方形成扇形压碎区, 压碎区的中间存在完整岩块, 这是因为这个区域有约束力存在, 处于静水压力状态^[15]。当滚刀贯入度 $P = 0.42 \text{ mm}$ 时, 较大的压碎区在刀盘下方直接形成, 通过粒子点的应力

分析, 得出压碎区由压破坏单元和拉破坏单元组成。其中压破坏单元集中于压碎区的内部, 拉破坏单元集中在压碎区的边缘处, 中央裂纹和赫兹裂纹均起裂于拉破坏单元。此后, 压碎区的面积不再增加, 压碎区的正下方出现长度大于 2 mm, 并且扩展方向垂直向下的裂纹, 称之为中央裂纹; 压碎区的侧边缘出现侧向裂纹, 这些不规则的锥形裂纹称之为赫兹裂纹^[15]。随着时间步的增加, 由于滚刀之间的相互作用, 两滚刀中间的赫兹裂纹会改变方向, 沿水平方向向着彼此扩展并最终连接, 形成岩片。双滚刀破岩过程主要分为 3 个阶段: ①压碎区形成阶段; ②裂纹区形成阶段; ③岩片形成阶段。从 TBM 破岩效率出发, 压碎区形成阶段会吸收大量的能量, 但它对破岩面积的贡献远不如裂纹区, 所以在 TBM 滚刀破岩过程中, 裂纹区的扩展长度是重点控制的因素。

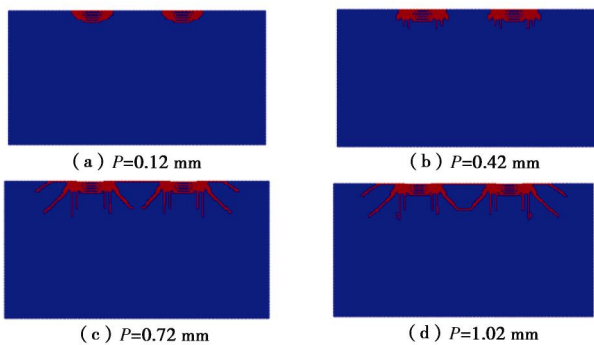


图 4 双滚刀破岩过程

Fig. 4 Processes of interaction of two cutters

3.2 围压条件下 TBM 滚刀破岩模式

在图 3 的双滚刀作用模型中, 给定每个粒子不同的初始水平应力如 5, 10 MPa 等, 研究围压条件下滚刀破岩过程。图 5 给出了水平方向围压为 5 MPa 时, 双滚刀的破岩过程。与无围压情况下双滚刀破岩过程相比较, 可以看出: ①中央裂纹的扩展长度明显减小; ②赫兹裂纹的扩展方向与水平面之间的夹角明显减小; ③两滚刀之间的破岩深度明显变小。由此可以得到, 水平围压由 0 逐渐增加至 5 MPa 时, 围压的增加会抑制压碎区边缘裂纹的起裂和中间裂纹的扩展、影响侧向裂纹起裂角的大小, 同时破岩深度减小, 这与 Liu 等^[16]通过理论推导及室内试验得到的结论一致。

图 6 (a)、(b) 为围压 5 MPa 的水平方向应力和最大主应力分布图。从图 6 (a) 可以看出, 在初始时刻, 每个粒子的初始水平应力为 5 MPa, 水平方向应力场是对称的, 在两滚刀下方存在应力集中。图 6 (b) 为最大主应力分布图, 最大主应力场是对称的, 随着距离加载点的距离的增加, 应力逐渐较小。

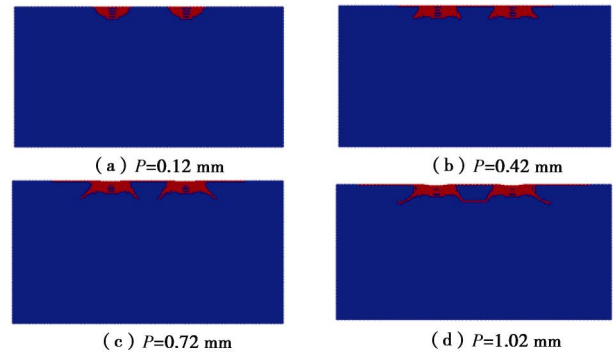


图 5 围压为 5 MPa 时滚刀破岩过程

Fig. 5 Processes of rock fragmentation at confining stress of 5 MPa

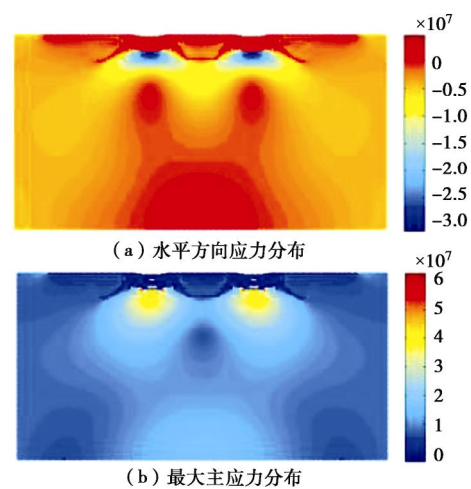
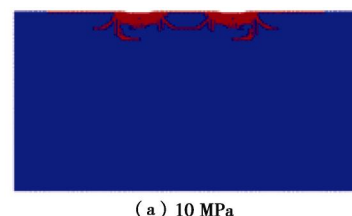


图 6 围压为 5 MPa 时应力分布情况

Fig. 6 Distribution of stress under confining stress of 5 MPa

图 7 为滚刀贯入度达到 1.02 mm 时, 围压分别为 10, 15, 20 MPa 的情况下, 不同围压下岩石破坏模式, 表 3 给出了不同围压时双滚刀破岩特征参数。综合不同围压时滚刀破岩模式, 可以得到裂纹扩展具有以下特征: ①随着围压的增加, 滚刀下方压碎区的深度明显变小, 即地应力的增大, 会使相同滚刀力下的滚刀贯入深度减小。②围压的存在抑制中央裂纹的扩展, 且最强抑制作用发生在围压为 5 MPa。③随着围压的增加, 赫兹裂纹的扩展方向发生明显的偏转, 与水平面的夹角变小, 扩展方向趋向水平方向。④随着围压的增加, 两滚刀相互作用下的破岩深度逐渐变小。⑤随着围压的增加, 压碎区深度、面积均变小, 粉末状岩石占的比重变小, 且随着地应力的增加, 这种现象更加明显。



(a) 10 MPa

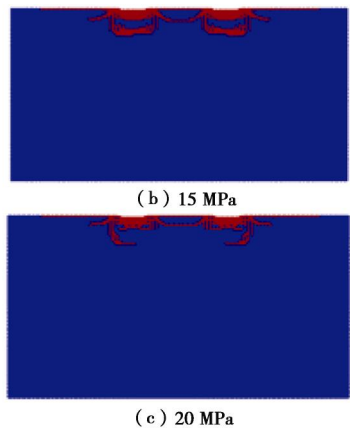


图 7 围压分别为 10, 15, 20 MPa 时滚刀破岩模式

Fig. 7 Patterns of rock fragmentation at confining stress of 10, 15, 20 MPa

表 3 不同围压下岩石破坏特征参数

Table 3 Failure parameters of rock under different confining pressures

围压值 /MPa	压碎区深度 /mm	中央裂纹长 度/mm	破岩深度 /mm
0	9	40	15
5	8	0	13
10	8	9	10
15	7	8	8
20	7	8	6

3.3 围压对岩体可掘性的影响

岩体的可掘性是描述岩体在开挖工具作用下的反映的重要参数，它是一个综合参数，既可反映岩体条件，又体现隧道 TBM 的掘进反映。根据掘进机的施工，Hamilton 等^[17]将单刀推力与每转进尺的比值定义为岩体的可掘性指数（FBI）。由此，将可掘性指数推广到贯入试验中，可定义法向力可掘性指数为

$$BI_{FN} = F_n / P \tag{16}$$

式中， F_n 为法向力， P 为滚刀贯入度。

下面分析不同围压下花岗岩法向力可掘性指数的变化规律，表 4 分别列出了时间刻为 0.012, 0.042, 0.072, 0.102 s 时，不同围压条件下，随着滚刀贯入度的增加，滚刀法向力及其可掘性指数的变化情况。得到：① 不同围压下，随着滚刀贯入度的增加，滚刀法向力均呈非线性增加，且滚刀法向力掘进指数均减小，即随着滚刀贯入度的增加，岩体的可掘性较好，岩体越容易破碎；② 相同滚刀贯入度下，围压越大，滚刀法向力及其掘进指数均越大，即围压越大，岩体的可

表 4 不同围压下法向力及法向力可掘性指数大小

Table 4 Normal forces and field penetration indices of normal forces under different confining pressures

围压 /MPa	0.12 mm		0.42 mm		0.72 mm		1.02 mm	
	法向力 /kN	可掘性指数 /(kN·mm ⁻¹)	法向力 /kN	可掘性指数 /(kN·mm ⁻¹)	法向力 /kN	可掘性指数 /(kN·mm ⁻¹)	法向力 /kN	可掘性指数 /(kN·mm ⁻¹)
5	35	291.7	45	107.1	53	73.6	59	57.8
10	37	308.3	48	114.3	56	77.8	62	60.8
15	40	333.3	50	119	58	80.6	64	62.7
20	50	416.7	62	147.6	72	100	80	78.4

掘性较差，岩体越难破碎。

将表 4 中数据进行拟合分析得到图 8，可以看出不同围压时，滚刀贯入度和可掘性指数呈幂函数关系，拟合较好。围压为 5, 10, 15, 20 MPa 时，岩体特征可掘性指数分别为 57.4, 60.7, 62.4, 77.6 kN/mm，指数变化范围为 -0.79~ -0.76。

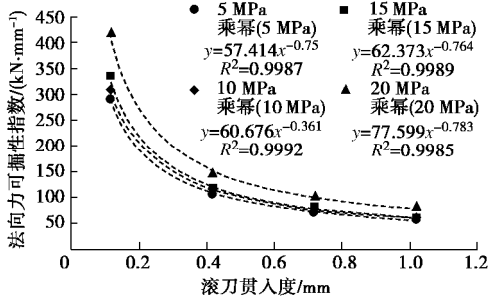


图 8 不同围压下滚刀法向力可掘性指数与贯入度的关系

Fig. 8 Relationship between diggability index and penetration for normal force under different confining pressures

4 工程实例分析

锦屏二级水电站是雅砻江干流锦屏大河湾上重要的梯级电站，由 7 条隧洞组成，其中有 3 条隧洞采用 TBM 掘进机开挖的方式掘进。在锦屏 II 级水电站引水隧洞工程区进行地应力测试，测试结果显示地应力随着埋深的增加逐渐增加，实测地应力最高可达 69.44MPa。锦屏二级水电站 1 号引水隧洞沿线主要由大理岩、石灰岩组成，鉴于本文主要分析 TBM 在高地应力大理岩中的破岩过程，表 5 仅列出了引水隧洞区的大理岩的力学参数及有代表性的一组岩体特征。

针对大理岩的岩体特征建立 GPD 数值模型进行分析，如图 9 (a) ~ (d) 所示，用 GPD 算法模拟研究 TBM 滚刀作用下地应力为 20 MPa 时，45° 节理岩体的破碎过程。在 GPD 模拟过程中采用将对应位置的粒子挖空的方式布置节理。初始阶段，两滚刀下方出现面积较小的压碎区，压碎区边缘开始出现中央裂纹和赫兹裂纹。随着加载时间步的增加，在节理和较高地应力的共同作用下，左滚刀下方压碎区的边缘出现垂直于节理面扩展的裂纹；右滚刀下方左侧的中央裂纹沿着加载方向扩展较长距离，赫兹裂纹几乎没有扩展；右滚刀下方右侧的中央裂纹沿着加载方向扩展较

短距离, 赫兹裂纹扩展一小段后, 改变扩展方向开始沿水平方向扩展。随着加载时间步的进一步增加, 在节理和较高地应力的作用下, 两滚刀压碎区下方均出现沿水平方向扩展的劈裂裂纹, 且右侧滚刀下方劈裂裂纹数量明显多于左侧滚刀。随着加载步的进一步增加, 左侧滚刀下方的劈裂裂纹扩展至节理面, 大大增加了左侧滚刀的破岩面积; 右侧滚刀下方的劈裂裂纹继续沿水平方向扩展。

表 5 大理岩物理力学参数及岩体特征

Table 5 The mechanical parameters of marble						
重度 ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	单轴抗压 强度/MPa	单轴抗拉 强度/MPa	弹性模 量/GPa	泊松 比	地应力 /MPa	节理 倾角/($^{\circ}$)
280	120	6.0	50	0.23	20	45

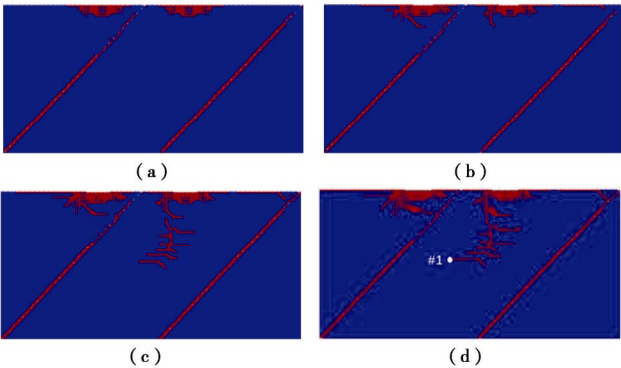


图 9 大理岩中地应力为 20 MPa 时 GPD 模拟结果

Fig. 9 Simulated results of marble at geostress of 20 MPa

当地应力为 20 MPa 时, 滚刀下方压碎区面积较小, 这意味着滚刀破岩时消耗的能量减少; 地应力为 20 MPa 时, 劈裂裂纹的产生和扩展不仅增加了滚刀的破岩面积, 也增大了滚刀损伤岩体的深度。总结得到: 如果地应力水平足够高, 且能够使岩体产生水平向的劈裂裂纹, 即在岩体中出现板裂化的现象, 那么此时的高地应力将有利于岩石破碎, 可以提高 TBM 破岩效率。

图 10 (a)、(b) 显示了地应力为 20 MPa 时最大主应力和最小主应力分布图, 图 10 (c) 给出了劈裂裂纹尖端的监测点#1 (如图 9 (d) 所示) 的应力分布图。可以得到: ①压碎区的下方, 最大主应力和最小主应力均为正值, 推断出压碎区内单元破坏是由压应力引起的; ②水平劈裂裂纹扩展时最小主应力为负值, 监测点#1 的最小主应力为拉应力, 该点的破坏是由于最小主应力达到岩体的抗拉强度造成的, 该点为拉破坏点, 即劈裂裂纹为拉裂纹。

在锦屏引水隧道施工时, 由于高地应力的影响, 在大理岩中出现沿层面拉裂, 掌子面发生了成片掉块, 垮塌严重等现象, 与数值分析结果一致。图 11 为排水洞 K10+716—721 m 处洞壁围岩非剧烈板裂化片帮破

坏现象的实拍照片, 图 (a) 为高应力作用下岩体的板裂化片帮坑, 图 (b) 为板裂化片帮脱落后岩板。最大破坏深度 0.5~0.6 m。岩板最大厚度约 10 cm, 最小约 0.5 cm, 平均厚度 3~6 cm。

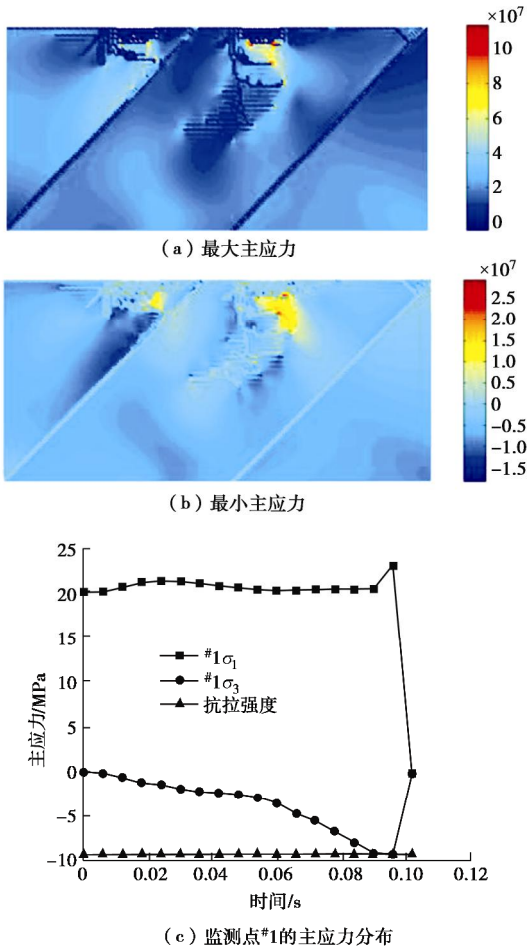


图 10 地应力为 20 MPa 时主应力分布

Fig. 10 Distribution of main stress at geostress of 20 MPa

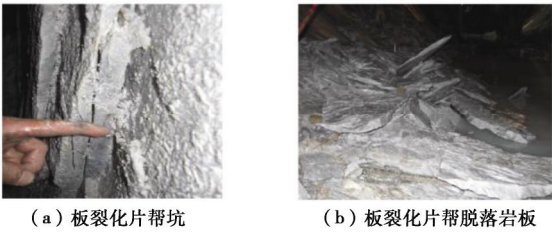


图 11 大理岩中高地应力岩体板裂化现象^[1]

Fig. 11 Fracturing phenomena of marble under high stress

5 结 论

本文采用 GPD 法, 研究了无围压及水平围压为 5, 10, 15, 20 MPa 条件下, TBM 滚刀破岩过程及破岩模式, 分析了围压对岩体可掘性的影响。研究了锦屏二级水电站隧道工程施工过程中, 高地应力对 TBM 滚刀破岩的影响, 成功模拟出高地应力下岩体的板裂化现象。得到以下 5 点结论。

(1) 随着围压的增加, 滚刀下方压碎区的深度变小, 即地应力的增大, 会使相同滚刀力下的滚刀贯入深度减小。

(2) 围压的存在抑制中央裂纹的扩展, 且最强抑制作用发生在围压为 5 MPa 时。围压为 5 MPa 时, 无中央裂纹扩展; 围压大于 5 MPa 时, 中央裂纹扩展长度均小于无围压的情况。

(3) 随着围压的增加, 赫兹裂纹的扩展方向发生明显的偏转, 与水平面的夹角变小, 扩展方向趋向水平方向。

(4) 相同滚刀贯入度下, 围压越大, 滚刀法向力及其掘进指数越大, 即随着围压的增加, 岩体的可掘性越差, 岩体越难破碎。

(5) 在锦屏二级水电站 TBM 施工中, 在地应力较高的地区, 若地应力能够使岩石产生板裂化现象, 则此时地应力有利于滚刀破岩。

参考文献:

- [1] 龚秋明, 余祺锐, 侯哲生, 等. 高地应力作用下大理岩岩体的 TBM 掘进试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(12): 2522 - 2532. (GONG Qiu-ming, SHE Qi-rui, HOU Zhe-sheng, et al. Experimental study of TBM penetration in marble rock mass under high geostress[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(12): 2522 - 2532. (in Chinese))
- [2] GEHRING K. Design criteria for TBMs with respect to real rock pressure[C]// Proceedings of the Tunnel Boring Machines: Trends in Design and Construction of Mechanized Tunneling. Hagemberg, 1995: 43 - 53.
- [3] HUANG H, DAMJANAL B, DETOURNAY E. Normal wedge indentation in rocks with lateral confinement[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1998, **31**(2): 81 - 94.
- [4] CHEN L H, LABUZ J F. Indentation of rock by wedge-shaped tools[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2006, **43**(7): 1023 - 1033.
- [5] MA H S, YIN L J, JI H G. Numerical study of the effect of confining stress on rock fragmentation by TBM cutters[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2011, **48**(6): 1021 - 1033.
- [6] 张 魁, 夏毅敏, 谭 青, 等. 不同围压条件下 TBM 刀具破岩模式的数值研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(11): 1780 - 1787. (ZHANG Kui, XIA Yi-min, TAN Qing, et al. Numerical study on models of breaking rock by TBM cutter under different confining pressure[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **32**(11): 1780 - 1787. (in Chinese))
- [7] ZHOU X P, BI J, QIAN Q H. Numerical simulation of crack growth and coalescence in rock-like materials containing multiple pre-existing flaws[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2015, **48**(3): 1097 - 1114.
- [8] ZHAI S F, ZHOU X P, BI J, et al. Validation of GPD to Model Rock Fragmentation by TBM Cutters[J]. International Journal of Geomechanics, 2017, **17**(6): 06016036.
- [9] ZHAI S F, ZHOU X P, BI J, et al. The effects of joints on rock fragmentation by TBM cutters using General Particle Dynamics[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, **57**: 162 - 172.
- [10] ZHOU X P, ZHAI S F, BI J. Two-dimensional numerical simulation of rock fragmentation by TBM cutting tools in mixed-face ground[J]. International Journal of Geomechanics, 2018, **18**(3): 1 - 17.
- [11] LUCY L B. A numerical approach to the testing of the fission hypothesis[J]. Astronomical Journal, 1977, **82**: 1013 - 1024.
- [12] HOEK E, BROWN E T. Empirical strength criterion for rock masses[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1980, **106**: 1013 - 1035.
- [13] ZHAO J. Construction and utilization of rock caverns in Singapore part a: the Bukit Timah granite bedrock resource[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1996, **11**(1): 65 - 72.
- [14] 张 流, 王绳祖, 施良骥. 我国六种岩石在高围压下的强度特征[J]. 岩石力学与工程学报, 1985, **4**(1): 10 - 19. (ZHANG Liu, WANG Sheng-zu, SHI Liang-qi. Strength character of six types of rocks of China under pressure[J]. Journal of Mechanics of Engineering of Rock, 1985, **4**(1): 10 - 19. (in Chinese))
- [15] PANG S S, GOLDSMITH W. Investigation of crack formation during loading of brittle rock[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1990, **23**(1): 53 - 63.
- [16] LIU J, CAO P, LI K H. A study on isotropic rock breaking with TBM cutters under different confining stresses[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2015, **33**(6): 1379 - 1394.
- [17] HAMILTON W H, DOLLINGER G L. Optimizing tunnel boring machine and cutter design for greater boreability[C]// Rapid Excavation and Tunneling Conference Proceedings. Atlanta, 1979: 280 - 296.

DOI: 10.11779/CJGE201901018

低温环境下南海海底泥流的流变试验及模型

郭兴森¹, 年廷凯^{1, 2, 3}, 范宁¹, 焦厚滨¹, 贾永刚³

(1. 大连理工大学海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024; 2. 中国矿业大学深部岩土力学与地下工程国家重点实验室, 江苏 徐州 221008; 3. 中国海洋大学山东省海洋环境地质工程重点实验室, 山东 青岛 266100)

摘要: 海底泥流是海底斜坡失稳后演化的流态化滑坡体, 常对海洋工程设施造成严重破坏, 而目前针对这种泥流的流变特性研究较少, 特别是考虑海底低温环境。基于南海北部陆坡软黏土原状样制备泥流, 采用 RST 流变仪开展具有不同温度与含水率的泥流流变试验, 引入 Herschel-Bulkley 模型对流变参数进行深入探讨, 建立考虑低温效应与含水率变化的海底泥流综合流变模型。进一步, 通过相态转化、布朗运动与颗粒作用的理论, 解释并分析了海底泥流的流变特征及其变化机理。研究表明: 与常温条件相比, 低温环境下泥流的剪应力与表观黏度显著提高, 且随着剪切速率的增加差距变大, 平均变化量可超过 35%。这一成果可为海底泥流运动过程数值模拟与海底滑坡灾害预测提供科学依据。
关键词: 南海; 海底泥流; 低温流变试验; 综合流变模型; 流变机理

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0161-07

作者简介: 郭兴森(1994-), 男, 博士研究生, 主要从事海洋土力学与海底滑坡等方面的研究工作。E-mail: gxs@mail.dlut.edu.cn。

Rheological tests and model for submarine mud flows in South China Sea under low temperatures

GUO Xing-sen¹, NIAN Ting-kai^{1, 2, 3}, FAN Ning¹, JIAO Hou-bin¹, JIA Yong-gang³

(1. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China; 2. State Key Laboratory for Geomechanics and Deep Underground Engineering, China University of Mining and Technology, Xuzhou 221008, China; 3. Shandong Provincial Key Laboratory of Marine Environment and Geological Engineering, Ocean University of China, Qingdao 266100, China)

Abstract: The submarine mud flow, a fluidized landslide mass developed from the unstable submarine slope, is easy to cause a serious damage to the offshore engineering facilities. At present, there are rarely researches to discuss the rheological properties of this mud flow, particularly lacking of its characteristic studies considering the low temperatures around the seafloor. For this purpose, the mud flow is prepared by using undisturbed soft clay sampled from the South China Sea, and many rheological tests under different temperatures and water contents are conducted by the RST rheometer. Then, the Herschel-Bulkley model is introduced to analyze the rheological parameters, and the integrated rheological model for the submarine mud flow is proposed. Further, the rheological characteristics and mechanisms of the submarine mud flow are analyzed by the phase transformation, the Brownian motion and the interparticle interaction. The research results show that the shear stress and apparent viscosity of the mud flow under the low temperatures significantly increase as compared with those under the room temperature, and this change percentage will further rise with the increase of the shear strain rate, and the average value of the change is more than 35%. This study may provide a scientific basis for the numerical simulation of submarine mud flows and the prediction of landslide hazards.

Key words: South China Sea; submarine mud flow; low temperature rheological test; integrated rheological model; rheological mechanism

0 引言

海底滑坡作为一种常见的海洋地质灾害, 可对影响区域内的能源管道、缆线、油气生产平台等海洋工程设施造成严重破坏^[1-2]。随着国家海洋战略的提出, 海底滑坡受到的关注与日俱增, 加深对滑坡体运动特

基金项目: 国家重点研发计划项目(2016YFE0200100, 2018YFC0309203); 国家自然科学基金项目(51879036, 41427803); 深部岩土力学与地下工程国家重点实验室基金项目(SKLGDUK1307); 山东省海洋环境地质工程重点实验室基金项目(MEGE1603)

收稿日期: 2017-10-16

*通讯作者(E-mail: tknian@dlut.edu.cn)

征研究^[3], 可为海底滑坡预警、运移范围预测、冲击管线评估以及资源综合开发与利用提供科学依据^[4]。

海底泥流是海底斜坡失稳后, 经复杂的水土交换作用与长距离运移演化的流态化滑坡体, 具有高含水率、低剪切强度、剪切稀化等特点, 属于超软土范畴内的流泥^[5], 也普遍被认为是一种非牛顿流体^[6]。目前, 国内外学者很少针对海底泥流开展流变特性研究, 主要关注河口、水库、湖泊、海湾泥沙以及泥石流样本的流变特性。考虑的影响因素包括含水率、密度、盐度、pH 值等。Berlamont 等^[7]认为泥沙流变特性展现了流动、阻力与自身结构的变化, 指出高浓度泥沙流变特性测试的复杂性与困难性; Coussot 等^[8]研究了高岭土、黏土以及泥石流样本的流变特性, 认为 pH 值、含水率、电解质浓度对流变特性影响明显; 王裕宜等^[9]通过大型平板旋转式流变仪, 对云南蒋家沟泥石流流体进行现场测试, 发现在低剪切速率时高浓度黏性泥石流流体具有应力过冲现象与剪切稀化特征; Si^[10]研究了高岭土、硅砂、水不同组构混合物碎屑流的流变特性, Zakeri 等^[11]将其研究成果用于模拟海底滑坡及其对管线的冲击, 但尚未考虑低温条件下海底泥流的流变特性。

南海北部大陆边缘发育了宽阔平坦的陆架与沿海盆方向水深迅速加大的陆坡^[12], 随着水深加大, 海水温度降低。邹大鹏等^[13]提到南海北部海底沉积物存在着不同的表层温度, 大陆架表面可达 25℃, 接近于 1000m 水深处约为 2℃, 大多数海底表层沉积物处于 0~4℃。显然, 不同位置处海底沉积物温度差异较大, 可能对沉积物流变特性产生重要影响。然而, 受试验条件与研究范畴等制约, 目前软黏土强度与泥流流变特性研究, 多在常温条件下进行^[7,9-11], 未考虑低温环境与真实组构情况对海底泥流流变特性的影响。

基于上述现状, 将南海北部陆坡区软黏土原状样重塑形成 3 种不同含水率的海底泥流, 考虑深水区的海底低温环境, 采用 RST 流变仪开展多组流变试验, 并引入 Herschel-Bulkley 模型, 建立考虑低温效应与含水率变化的海底泥流流变模型。

1 试验设计

1.1 试验仪器与测试原理

试验设备采用美国 Brookfield 公司生产的 RST 流变仪, 搭配桨式转子, 如图 1 所示。配备的桨式转子常被广泛用于非牛顿流体的流变特性测试, 适用于黏土泥流材料^[14], 并定量评估流变行为^[15]。鲁双等^[16]通过微固结高岭土的流变强度测试, 验证了 RST 流变仪与其测试方法的可靠性。RST 流变仪强度测试理论

为剪切柱体理论。测试时将转子插入土样, 使用智能软件 Rheo3000 控制转子旋转, 并通过内部传感器采集转子转动力矩, 进而获得剪应力。对饱和软黏土而言, 不排水剪切强度与所测剪应力近似相等^[17]。剪应力、剪切速率、表观黏度的计算公式分别为^[16]

$$s_u \approx \tau = \frac{2M}{\pi D^2(H + D/3)} \quad (1)$$

$$\dot{\gamma} = \frac{r}{R-r} \omega \quad (2)$$

$$h = \frac{\tau}{\dot{\gamma}} \quad (3)$$

式中 τ 为剪应力 (Pa); s_u 为不排水剪切强度 (Pa); M 为扭矩 (N·m); H 和 D 分别为转子的高度和直径 (m); $\dot{\gamma}$ 为剪切速率 (s^{-1}); r 和 R 分别为转子和模型筒的半径 (m); ω 为角速度 (rad/s); h 为表观黏度 (Pa·s)。

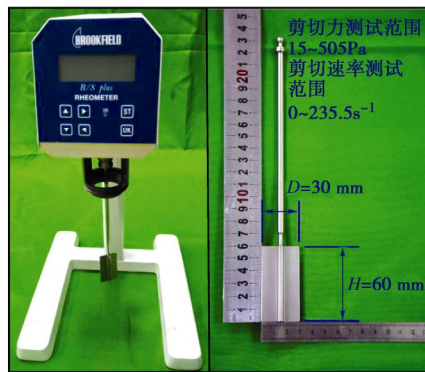


图 1 RST 流变仪及 V60-30 型桨式转子

Fig. 1 RST rheometer and V60-30 paddle rotor

1.2 试验土样

利用南海共享航次计划 (NORC2015-05), 采用重力式柱状取样法, 试验土样取自南海北部陆坡区台湾浅滩陆坡 (东经 118°49.014', 北纬 21°50.010', 水深 1885 m), 取样深度为海底表层垂直向下至 2.4 m。该区域油气资源丰富, 海洋地质灾害发育, 具备海底滑坡形成的地形与自然条件^[18], 极具研究价值。

依据土工试验规程 (SL237—1999), 该土样为高液限黏土, 天然状态为流塑态, 物理力学性质指标见表 1。可知, 作为在天然环境 (高压、低温) 下形成的结构性软黏土, 其具有高灵敏度、高含水率、高液限等特点。采用 Hydro2000Mu 马尔文粒度仪得到土样的黏粒约占 34%, 粉粒约占 55%, 局部含有砂粒。基于 NOVA Nan450 型场发射扫描电镜, 对原状样进行微观结构分析, 分别放大 3000 与 10000 倍, 如图 2 所示。土样中有明显的海洋生物残骸 (红圈), 虽孔隙率较高, 但较大颗粒周围被片状黏粒包裹, 呈现松散团粒状, 聚结在一起, 形成粒际作用^[9], 强度较高,

反映出该软黏土的特殊物理力学性质。

表 1 试验土样的物理力学指标

Table 1 Physical and mechanical indexes of test soil samples				
天然含水率/%	塑限/%	液限/%	塑限指数	液性指数
72.8~85.8	27.5	50.3	22.8	1.8~2.5
有机质含量/%	土粒相对密度	不排水强度/kPa	灵敏度	孔隙比
2.0	2.7	8.2~16.9	10.5~19.1	2.0~2.3

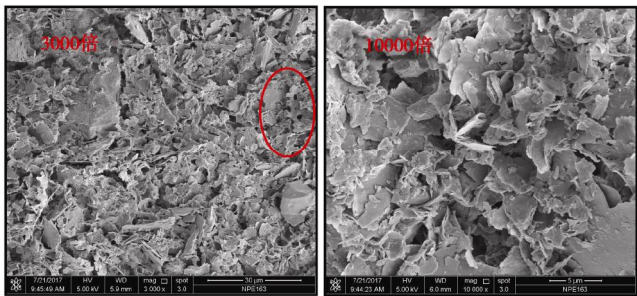


图 2 原状土微观电镜扫描

Fig. 2 SEM images of undisturbed samples

从表 1 可看出，在颗粒粒径、成分、形成环境等方面，南海北部陆坡表层结构性软黏土重塑形成的海底泥流，与以往研究的河口、水库、湖泊、海湾泥沙以及泥石流样本等^[7-10, 16]有显著差异。该海底泥流具备深海土层演化形成的真实性、特殊性以及代表性。

1.3 试验方案

Einsele^[19]认为海底沉积物的含水率大于液限时，有流动的趋势。考虑到土样天然含水率与转子测试量程，经过多次试测，取泥流的含水率为 90.0%~123.8%。另外，海底管线直径一般在 0.1~1.0 m，海底泥流流速最大可以达到 30 m/s^[20]，故剪切速率区间取为 0~100 s⁻¹。

试验土样烘干后，去除贝壳等杂质，充分搅拌保证均匀性；加水配制成 3 种含水率的土样，见表 2；用搅拌枪匀速搅拌 10 min，放入模型筒中备用；将土样振动密实排出气泡，覆盖保鲜膜密封，移入 DW-40 高精度低温恒温试验箱中，静置 3 h，以便土样达到恒定的试验温度。土样在 0.5℃、4.5℃、8℃、12℃、22℃ 制备完成后，进行流变测试，如图 3 所示。

具体步骤：将模型筒取出，利用 TE-1310 温度测试仪测试土样温度；插入桨式转子后采用应变控制模式，以 0.2 s⁻¹ 的剪切速率增量^[16]测试 500 s，采集试验数据；再次测定土样的温度，最后取平均值。

表 2 试验土样信息表

Table 2 Information of test soil samples		
土样编号	含水率/%	密度/(kg·m ⁻³)
#1	90.0	1468
#2	100.2	1423
#3	123.8	1356

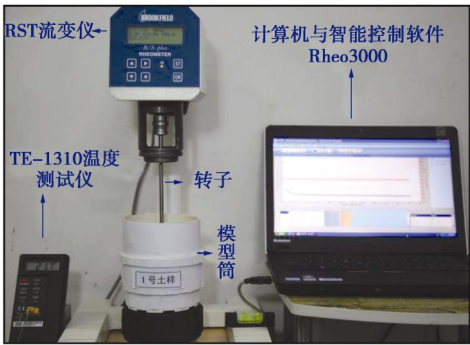


图 3 流变试验测试图示

Fig. 3 Rheological tests

2 试验结果与分析

2.1 试验结果

在 5 种温度环境下，通过流变试验得到了 15 条海底泥流的流变曲线，如图 4 所示。

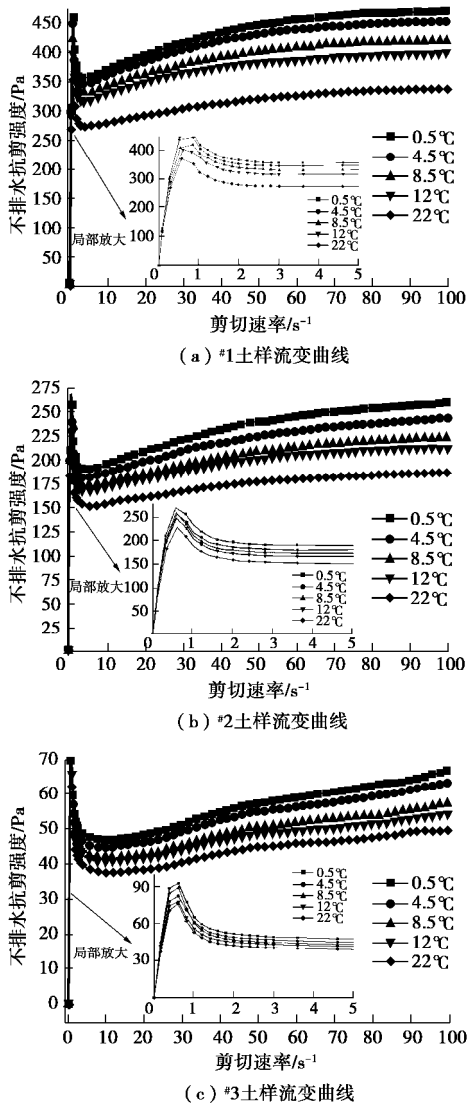


图 4 海底泥流流变曲线

Fig. 4 Rheological curves of submarine mud flows

在 $0 \sim 100 \text{ s}^{-1}$ 的剪切速率范围内, 根据试验实测点, 计算了 3 组土样在低温 0.5°C 与室温 22°C 的剪应力与表观黏度变化量, 将结果加权平均后得出: 低温条件下含水率为 90.0%, 100.2%, 123.8% 的 3 种海底泥流, 剪应力与表观黏度分别提高了 36.3%, 32.7%, 27.8%。还发现, 在 $0 \sim 100 \text{ s}^{-1}$ 剪切速率范围内, 随着剪切速率的增加, 剪应力与表观黏度的差距将加大。

因此, 极其必要探究温度与含水率对泥流流变特性的影响机理, 并建立考虑低温与含水率的流变模型, 尤其是在泥流运动速度快、剪切速率大的极端工况。

2.2 流变曲线的变化规律

(1) 海底泥流相态转化

海底泥流作为一种非牛顿流体中黏塑性流体^[6], 其可承受一定的剪应力只发生变形而不产生流动。对比土样的测试结果, 均可将流变曲线分为 3 个阶段。以^{#2} (含水率为 100.2%) 海底泥流流变曲线为例进行分析, 如图 5 (图 4 (b) 的局部放大图) 所示。

a) 固态: 弹塑性变形阶段, 在极低剪切速率下, 剪应力随剪切速率先线性增长至 τ_1 , 然后再非线性增长至最大值 τ_2 , 海底泥流在该阶段先表现出弹性变形的特征, 后表现出塑性变形的特征, 属于固相特性。

b) 固液转化: 固液转化阶段, 在较低剪切速率下, 剪应力随剪切速率先线性降低至 τ_3 , 再非线性降低至极小值 τ_4 , 该阶段可认为固液相态并存阶段, 表现出兼具固体与流体的特性, 即为应变软化阶段。认为从 τ_2 开始出现流态并逐渐发展为完全流动行为。

c) 流态: 流态化阶段, 该阶段剪应力随剪切速率不断的增长, 为常规运动阶段。

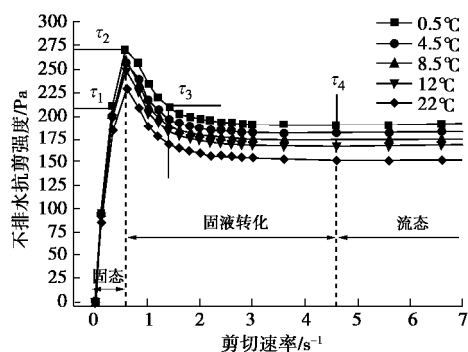


图 5^{#2} 海底泥流流变曲线局部放大图

Fig. 5 Enlargement of rheological curves of mud flow No. 2

(2) 加荷作用影响

值得注意的是, 流变试验应变控制模式明显地出现了上述 3 个阶段, 而前人研究的应力控制模式^[16]则没有明显的阶段性, 其原因主要与加载速率有关。应力控制模式为缓慢施加剪应力, 而应变控制模式为突然施加类似于冲击荷载的剪切力, 屈服应力的响应

定会增加, 与杨闻宇^[21]、王裕宜等^[22]研究的结果相似。另外, 对比图 4, 5 三种不同含水率土样 t_2/t_4 值不同 ($t_2/t_4=1.32 < 1.51 < 1.99$), 究其原因为土样对冲击荷载的抵抗能力不同。含水率越低, 则黏度越大, 强度越高, 抵抗能力越强。而同一含水率的土样随温度降低 t_2/t_4 值有变小趋势, 亦是温度降低, 黏度增大, 强度增高, 抵抗能力变强引起的。因此, 流变曲线在低剪切速率的反应规律, 应结合上述两种原因来理解。

2.3 流变机理分析

(1) 剪切稀化特征

非牛顿流体的黏度, 随着剪切速率的变化而变化, 可将其定义为表观黏度。表观黏度指在某一速度梯度下剪应力与剪切速率的比值, 如式 (3) 所示, 其反映泥流内部结构抵抗变形与阻碍流动的一种特性。由图 6 (a) 可知, 随着剪切速率的增加, 表观黏度迅速下降, 所有土样均表现出剪切稀化行为, 与前人的研究相同^[7-10, 15-16]。表观黏度与剪切速率在双对数坐标下, 可近似为线性增加, 见图 6 (c)。

由曲线还可验证 2.2 节流变曲线的变化规律。在单对数坐标轴下, 低剪切速率范围内, 表观黏度快速下降, 反弯点为固液转化起始点, 而后变化梯度逐渐放缓, 平直段为流态化阶段, 见图 6 (b)。易知, 含水率越低、温度越低, 剪切速率越小, 表观黏度越大。

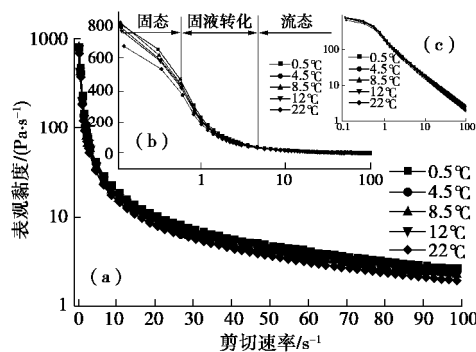


图 6^{#1} 泥流表观黏度与剪切速率关系

Fig. 6 Relationship between apparent viscosity and shear rate of mud flow No. 1

(2) 布朗运动

随着温度的降低, 3 组土样均出现了剪应力、表观黏度增大的现象, 如图 4~6 所示。众所周知, 作为典型的牛顿流体, 水的黏度随温度降低会快速增加 ($25^\circ\text{C} \rightarrow 0^\circ\text{C}$, 黏度提高 78.3%)。表观黏度反映了泥流抵抗变形和流动的能力, 随着温度降低, 布朗运动即各种粒子热运动将减弱, 泥流中固相颗粒与液体水分子的动能均会减少, 流动的阻力将会增大^[23], 即表现为惰性变得更强, 从而使海底泥流的流动变得更加困难, 表现出宏观的剪应力、表观黏度增大现象。

(3) 粒际作用

细颗粒与含有离子水结合会形成絮团, 细颗粒含量稍高后, 絮团连结成絮网结构, 便有一定的承载能力。有研究表明^[24], 土颗粒粒径小于 0.03 μm 最易出现絮凝现象, 大于 0.05 μm 絮凝现象已非常微弱。对比图 4, 5 可知, 含水率不同, 海底泥流中自由水含量则不同, 土颗粒 (尤其是黏粒、粉粒) 间的距离也就不同, 所形成的絮网结构与进而形成缔合空间网的程度就有所差异。即含水率降低, 絮网结构与缔合空间网连接程度都将大大增加, 这就解释了含水率不同, 泥流剪应力与表观黏度差异的现象。不同含水率的泥流, 剪应力与表观黏度随温度变化的幅度不同, 亦是因缔合的空间网架不同, 对阻碍流动的程度不同, 同时网架对水分子的束缚能力也有差异, 进而造成表观黏度与剪应力增幅的差异。

3 海底泥流流变模型的建立

3.1 常用的流变模型

非牛顿流体的流变模式可见图 7^[15]。海底泥流常见的流变模型有剪切变稀流体的 Power-Low 模型, 黏塑性流体的 Bingham 模型与 Herschel-Bulkley 模型(其后称 H-B 模型)。其中 H-B 模型的表达式为

$$t = t_y + K\dot{\gamma}^n$$
 (4)

式中 t_y 为屈服应力 (Pa); K 为稠度系数 ($\text{Pa}\cdot\text{s}^n$); n 为流变指数, 当 $n=1$ 时为 Bingham 模型。

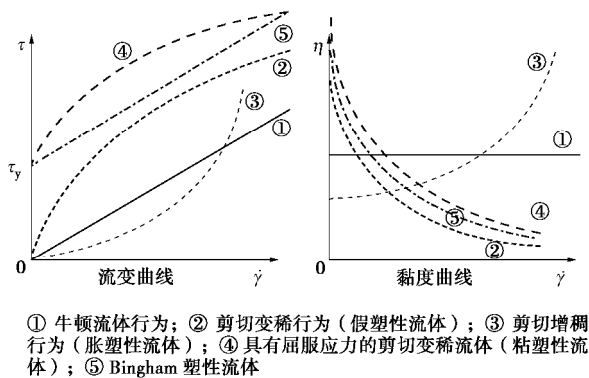


图 7 流变模式^[15]

Fig. 7 Rheological modes^[15]

3.2 流变模型拟合

由 2.3 节可知, 海底泥流属于具有剪切稀化特征的黏塑性流体, 故拟合选用经典三参数 H-B 模型^[7,25], 其可退化为两参数 Bingham 模型。考虑到研究对象为运动中的流态化滑坡体, 故不考虑低剪切速率下的固液转换^[25], 仅采用流态化阶段进行模型拟合与分析。因流变指数随温度变化极小, 首先将流变曲线经 H-B 模型拟合后, 得到流变指数; 对处于不同温度条件下

相同含水率土样的流变指数加权平均, 作为一个定值; 然后再次拟合流变曲线。所有土样的拟合结果见表 3。

表 3 流变曲线参数拟合

Table 3 Parameter fitting of rheological curves						
编号	温度 /℃	屈服 应力 τ_y/Pa	稠度 系数 $K/(\text{Pa}\cdot\text{s}^n)$	流变 指数 n	拟合度 R^2	拟合 区间 $\dot{\gamma}/\text{s}^{-1}$
1-1	0.5	264.112	60.998	0.275	0.981	4~100
1-2	4.5	262.938	56.218		0.983	4~100
1-3	8.5	260.998	47.078		0.982	4~100
1-4	12	255.140	42.330		0.985	4~100
2-1	0.5	137.068	28.646	0.320	0.992	4~100
2-2	4.5	134.106	25.436		0.993	4~100
2-3	8.5	133.609	21.070		0.987	4~100
2-4	12	131.012	19.272		0.988	4~100
3-1	0.5	43.133	0.599	0.794	0.986	4~100
3-2	4.5	41.276	0.563		0.985	4~100
3-3	8.5	39.191	0.464		0.975	4~100
3-4	12	38.083	0.412		0.977	4~100

3.3 流变参数定量分析

(1) 低温对流变参数的影响

将表 3 拟合的流变参数结合低温条件进行分析, 可清晰地看出: 随着温度降低, 稠度系数与屈服应力都呈线性增大趋势。据此, 建立低温条件与流变参数的关系, 得到了屈服应力变化规律见式 (5), 稠度系数变化规律见式 (6)。温度对稠度系数的影响相当明显, 稠度系数越大^[26], 表明泥流的表观黏度越大, 抵抗变形与流动的能力越强; 屈服应力越大, 泥流抵抗变形的能力亦越强, 二者均与试验结果相吻合。

$$t_y = At + B$$
 (5)

$$K = Ct + D$$
 (6)

式中 t 为温度 (℃); A 为屈服应力的温度调整系数 ($\text{Pa}/^\circ\text{C}$); B 为 0℃海底泥流的屈服应力 (Pa); C 为稠度系数的温度调整系数 ($\text{Pa}\cdot\text{s}^n/^\circ\text{C}$); D 为 0℃海底泥流的稠度系数 ($\text{Pa}\cdot\text{s}^n$)。参数 A, B, C, D 与泥流材料的组构有关, 参数拟合如表 4 所示。

表 4 低温条件与流变参数关系的拟合结果

Table 4 Fitting results between low temperatures and rheological parameters							
土样	含水率 /%	A	B	R^2	C	D	R^2
#1	90.0	-0.740	265.511	0.853	-1.693	62.451	0.985
#2	100.2	-0.483	137.030	0.937	-0.847	29.002	0.985
#3	123.8	-0.449	43.280	0.992	-0.017	0.620	0.970

(2) 含水率对流变参数的影响

a) 流变指数

流变指数^[26]表示非牛顿流体的非线性程度。对于具有剪切稀化特征的非牛顿流体,其取值范围通常为 0~1.0,数值越大表征泥流的非线性越强,抵抗变形的能力越弱^[26]。流变指数不随温度变化,由 3.2 节的拟合前提可知,其与含水率的关系为

$$n = 0.014e^{3.26w} \quad (R^2 = 0.973) \quad (7)$$

式中, w 为含水率。

b) 屈服应力

将表 4 中考虑温度效应的屈服应力参数 A, B , 分别结合含水率分析,拟合为

$$A = -0.45 - 1.16e^{-16.88w} \quad (R^2 = 0.970) \quad (8)$$

$$B = 29355e^{-5.28w} \quad (R^2 = 0.995) \quad (9)$$

其结果呈现指数变化规律。可知,泥流的含水率越高,其粒间作用越小,屈服应力越低,含水率的影响非常显著^[14, 23]。

c) 稠度系数

将表 4 中考虑温度效应的稠度系数参数 C, D 分别结合含水率分析,拟合为

$$C = -762371e^{-14.12w} \quad (R^2 = 0.976) \quad (10)$$

$$D = -8.62 + 15448.49e^{-5.97w} \quad (R^2 = 0.992) \quad (11)$$

其规律亦呈指数变化。可知,泥流的含水率越高,泥流越稀,稠度系数自然越低,含水率影响仍相当明显^[23]。

3.4 综合流变模型

将式 (7)~(11) 归纳、整理后,可得到考虑低温效应与含水率变化的海底泥流综合流变模型。首先将式 (8)、(9) 代入屈服应力计算公式 (5),得到

$$t_y = (-0.45 - 1.16e^{-16.88w})t + 29355e^{-5.28w} \quad (12)$$

再将式 (10)、(11) 代入稠度系数计算式 (6),得到

$$K = -762371e^{-14.12w}t + (-8.62 + 15448.49e^{-5.97w}) \quad (13)$$

最后将式 (7)、(12)、(13) 代入式 (4),得到综合流变模型:

$$t = [(-0.45 - 1.16e^{-16.88w})t + 29355e^{-5.28w}] + [-762371e^{-14.12w}t + (-8.62 + 15448.49e^{-5.97w})] \cdot g^{0.014e^{3.26w}} \quad (14)$$

使用该模型时,首先根据海底泥流的含水率计算出 H-B 模型的流变指数,然后基于式 (14) 结合目标温度,得到模型的屈服应力与稠度系数,进而建立起综合流变模型。需指出的是,该海底泥流流变模型剪切速率的适用范围为 $4 \sim 100 \text{ s}^{-1}$; 温度取值为 $0.5^\circ\text{C} \sim 12^\circ\text{C}$; 含水率为 $90.0\% \sim 123.8\%$ 。

4 结 论

考虑真实海底温度环境,基于 RST 流变仪,探究了具有代表性的南海北部陆坡区 3 种不同含水率海底泥流的流变特性。得出以下 3 点结论。

(1) 采用 RST 流变仪的应变控制模式,开展流变测试,得出了温度与含水率变化条件下,海底泥流的流变特性与变化规律,以及海底泥流在低剪切速率下的相态转化过程。

(2) 与 22°C 室温相比, 0.5°C 低温条件下海底泥流的剪应力与表观黏度显著增加,且随着剪切速率增加进一步加大,平均可提高 35% 以上;通过布朗运动与粒间作用理论,很好地解释了不同温度、含水率条件下海底泥流的流变特征及其变化机理。

(3) 引入 H-B 模型,对海底泥流的流变参数进行深入探讨,建立了考虑低温效应与含水率变化的海底泥流综合流变模型,其可为低温环境海底泥流运动过程数值模拟与海底滑坡灾害预测提供支持。

参考文献:

- [1] MOSHER D C, MOSCARDELLI L, SHIPP R C, et al. Submarine mass movements and their consequences[J]. Advances in Natural & Technological Hazards Research, 2010, 41(3): 1 - 12.
- [2] 王立忠, 缪成章. 慢速滑动泥流对海底管道的作用力研究[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(7): 982 - 987. (WANG Li-zhong, MIAO Cheng-zhang. Pressure on submarine pipelines under slowly sliding mud flows[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(7): 982 - 987. (in Chinese))
- [3] CANALS M, LASTRAS G, URGELES R, et al. Slope failure dynamics and impacts from seafloor and shallow sub-seafloor geophysical data: case studies from the COSTA project[J]. Marine Geology, 2004, 213(1): 9 - 72.
- [4] 胡光海, 刘忠臣, 孙永福, 等. 海底斜坡土体失稳的研究进展[J]. 海岸工程, 2004, 23(1): 63 - 72. (HU Guang-hai, LIU Zhong-chen, SUN Yong-fu, et al. Advances in the research on sediment failure on submarine slope[J]. Coastal Engineering, 2004, 23(1): 63 - 72. (in Chinese))
- [5] 叶国良, 郭述军, 朱耀庭. 超软土的工程性质分析[J]. 中国港湾建设, 2010(5): 1 - 9. (YE Guo-liang, GUO Shu-jun, ZHU Yao-ting. Analysis of engineering properties of super soft soil[J]. China Harbor Construction, 2010(5): 1 - 9. (in Chinese))
- [6] BOUKPETI N, WHITE D J, RANDOLPH M F, et al. Strength of fine-grained soils at the solid-fluid transition[J].

- Géotechnique, 2012, **62**(3): 213 – 226.
- [7] BERLAMONT J, OCKENDEN M, TOORMAN E, et al. The characterisation of cohesive sediment properties[J]. Coastal Engineering, 1993, **21**(1/2/3): 105 – 128.
- [8] COUSSOT P, PIAU J M. On the behavior of fine mud suspensions[J]. Rheologica Acta, 1994, **33**(3): 175 – 184.
- [9] 王裕宜, 詹钱登, 严璧玉. 泥石流流体的流变特性与运移特征[M]. 长沙: 湖南科学技术出版社, 2014. (WANG Yu-yi, ZHAN Qian-deng, YAN Bi-yu. Debris-flow rheology and movement[M]. Changsha: Hunan Science and Technology Press, 2014. (in Chinese))
- [10] SI G. Experimental study of the rheology of fine-grained slurries and some numerical simulations of downslope slurry movements[D]. Oslo: University of Oslo, 2007.
- [11] ZAKERI A, HØEG K, NADIM F. Submarine debris flow impact on pipelines part I: experimental investigation[J]. Coastal Engineering, 2008, **55**(12): 1209 – 1218.
- [12] 李亚敏, 罗贤虎, 徐行, 等. 南海北部陆坡深水区的海底原位热流测量[J]. 地球物理学报, 2010, **53**(9): 2161 – 2170. (LI Ya-min, LUO Xian-hu, XU Xing, et al. Seafloor in-situ heat flow measurements in the deep-water area of the northern South China Sea[J]. Chinese Journal of Geophysics, 2010, **53**(9): 2161 – 2170. (in Chinese))
- [13] 邹大鹏, 卢博, 阎贫, 等. 南海北部海底沉积物在温度变化下的三种声速类型[J]. 地球物理学报, 2012, **55**(3): 1017 – 1024. (ZOU Da-peng, LU Bo, YAN Pin, et al. Three types of sound velocity of seafloor sediments in the northern South China Sea under temperature variations[J]. Acta phys Sinica, 2012, **55**(3): 1017 – 1024. (in Chinese))
- [14] BARNES H A, NGUYEN Q D. Rotating vane rheometry: a review[J]. Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics, 2001, **98**(1): 1 – 14.
- [15] SANTOLO A S D, PELLEGRINO A M, EVANGELISTA A. Experimental study on the rheological behaviour of debris flow[J]. Natural Hazards & Earth System Science, 2010, **10**(12): 2507 – 2514.
- [16] 鲁双, 范宁, 年廷凯, 等. 基于流变仪测试超软土强度的试验方法[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(增刊 1): 91 – 95. (LU Shuang, FAN Ning, NIAN Ting-kai, et al. Test method for testing strength of super soft soil based on rheometer[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(S1): 91 – 95. (in Chinese))
- [17] BOUKPETI N, WHITE D J, RANDOLPH M F. Analytical modelling of the steady flow of a submarine slide and consequent loading on a pipeline[J]. Géotechnique, 2012, **62**(2): 137 – 146.
- [18] 寇养琦. 南海北部大陆边缘海底滑坡的初步研究[J]. 南海地质研究, 1993(5): 43 – 56. (KOU Yang-qi. Preliminary study on submarine landslide from northern continental of South China sea[J]. Geological Research of South China Sea, 1993(5): 43 – 56. (in Chinese))
- [19] EINSELE G. Deep-reaching liquefaction potential of marine slope sediments as a prerequisite for gravity mass flows? (Results from the DSDP)[J]. Marine Geology, 1990, **91**(4): 267 – 279.
- [20] 李宏伟, 王立忠, 国振, 等. 海底泥流冲击悬跨管道拖曳力系数分析[J]. 海洋工程, 2015, **33**(6): 10 – 19. (LI Hong-wei, WANG Li-zhong, GUO Zhen, et al. Drag force of submarine landslides mudflow impacting on a suspended pipeline[J]. Ocean Engineering, 2015, **33**(6): 10 – 19. (in Chinese))
- [21] 杨闻宇. 剪切载荷作用下高浓度黏性泥沙流变特性的实验研究[D]. 上海: 上海交通大学, 2014. (YANG Wen-yu. Experimental study on rheological behavior of high viscosity cohesive sediment under shear load[D]. Shanghai: Shanghai Jiao Tong University, 2014. (in Chinese))
- [22] 王裕宜, 詹钱登, 韩文亮, 等. 黏性泥石流流体的应力应变特性和流速参数的确定[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2003, **14**(1): 9 – 13. (WANG Yu-yi, ZHAN Qian-deng, HAN Wen-liang, et al. Viscous debris flow stress strain characteristics and velocity parameters of geological disasters and prevention of[J]. China Sinica, 2003, **14**(1): 9 – 13. (in Chinese))
- [23] DAVISON J M, CLARY S, SAASEN A, et al. Rheology of various drilling fluid systems under deepwater drilling conditions and the importance of accurate predictions of downhole fluid hydraulics[C]// SPE Annual Technical Conference and Exhibition. SPE, 1999.
- [24] 费祥俊, 康志成. 细颗粒浆体、泥石流浆体对泥石流运动的作用[J]. 山地学报, 1991, **9**(3): 143 – 152. (FEI Xiang-jun, KANG Zhi-cheng. Effects of fine-grained slurry and debris flow on debris flow movement[J]. Journal of the Mountain, 1991, **9**(3): 143 – 152. (in Chinese))
- [25] MAJOR J J, PIERSON T C. Debris flow rheology: Experimental analysis of fine-grained slurries[J]. Water Resources Research, 1992, **28**(3): 841 – 857.
- [26] 陈育民, 高星, 刘汉龙. 砂土液化流动变形的简化方法[J]. 岩土力学, 2013, **34**(6): 1567 – 1573. (CHEN Yu-min, GAO Xing, LIU Han-long. Simplified method for flow deformation of sand liquefaction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(6): 1567 – 1573. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201901019

南宁地铁区域饱和圆砾土大型动三轴试验研究

马少坤^{1, 2}, 王 博¹, 刘 莹^{1, 2}, 邵 羽^{1, 3, 5}, 王洪刚¹, 王艳丽⁴

(1. 广西大学土木建筑工程学院, 广西 南宁 530004; 2. 广西大学工程防灾与结构安全重点实验室, 广西 南宁 530004;
3. 广西新发展交通集团有限公司, 广西 南宁 530029; 4. 长江科学院水利部岩土力学与工程重点实验室, 湖北 武汉 430010;
5. 广西路桥工程集团有限公司, 广西 南宁 530029)

摘 要: 以南宁地铁区域圆砾层土质为研究对象, 对饱和状态下的圆砾土开展了一系列大型排水动三轴试验, 分析了相对密实度、动应力幅值和振动次数对饱和圆砾土累积应变、应力-应变滞回圈和孔压的影响。研究表明, 饱和圆砾土累积轴向应变 e -振动次数 N 曲线在动应力幅值较小时为稳定型曲线, 呈双曲线增长规律, 其参数 a 与初始相对密实度 D_r 呈线性关系; 动应力幅值较大时为破坏型曲线, 呈幂函数增长规律。饱和圆砾土应力应变滞回圈形状呈双直线型, 其面积在动应力幅值较小时随着振动次数的增加先增大后减小, 其割线模量随着振动次数的增加先减小后增大。饱和圆砾土的孔压在动应力幅值较小时随着振动次数的增加先增大再减小, 且循环加载后期 $D_r=0.5$ 试样的孔压大于 $D_r=0.3$ 和 $D_r=0.7$ 试样的孔压, 这与不同初始相对密实度条件下粗粒土的破碎特性有关。

关键词: 饱和圆砾土; 大型动三轴试验; 动力特性; 相对密实度

中图分类号: TU435 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)01-0168-07

作者简介: 马少坤(1972-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事地下工程的教学与研究工作。E-mail: mashaokun@sina.com。

Large-scale dynamic triaxial tests on saturated gravel soil in Nanning metro area

MA Shao-kun^{1, 2}, WANG Bo¹, LIU Yin¹, SHAO Yu^{1, 3, 5}, WANG Hong-gang¹, WANG Yan-li⁴

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Guangxi University, Nanning 530004, China; 2. Key Laboratory of Disaster Prevention and Structural Safety, Guangxi University, Nanning 530004, China; 3. Guangxi Xinfazhan Communications Group Co., Ltd., Nanning 530029, China; 4. Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of the Ministry of Water Resources, Yangtze River Scientific Research Institute, Wuhan 430010, China; 5. Guangxi Road and Bridge Engineering Group Co., Ltd., Nanning 530029, China)

Abstract: The gravel soil in Nanning metro area is taken as the research object, and a series of large-scale drained dynamic triaxial tests are conducted on saturated gravel. The effects of the relative density, dynamic stress amplitude and number of loading cycles on the accumulation strain, stress-strain hysteresis loops and pore pressure of saturated round gravel are analyzed. The experimental results show that when the dynamic stress amplitudes are small, the curves of accumulated axial strain with number of loading cycles are stable with the increasing rule of hyperbolic function. A linear relation between the parameter a in the hyperbolic function and the relative density D_r is found. However, the curves exhibit failure type and the increasing rule conforms to power function under a large dynamic stress amplitude. The stress-strain hysteresis loops of saturated round gravel exhibit double-lined type. When the dynamic stress amplitude is small, with the increasing number of loading cycles, the area of hysteresis loops firstly increases and then decreases, the secant modulus firstly decreases and then increases, and the pore pressure firstly increases and then decreases. In the later period of cyclic loading, the pore pressure is high when $D_r=0.5$ in comparison to the situation $D_r=0.3$ or 0.7 , and this result relates to the gravel breaking characteristics at different initial relative densities.

Key words: saturated gravel; large-scale dynamic triaxial test; dynamic characteristic; relative density

0 引 言

周期荷载以及动力荷载作用下的地基性状是岩土工程在 21 世纪的发展方向之一^[1]。然而与细粒土的研

基金项目: 国家自然科学基金项目(51678166, 51508113, 51779017); 广西岩土力学与工程重点实验室开放基金项目(16-KF-01); 中央级公益科研院所基本科研业务费项目(CKSF2017023/YT, CKSF2016272/YT); 广西自然科学基金创新研究团队项目(2016GXNSFGA380008)

收稿日期: 2017-12-29

*通讯作者(E-mail: wyldhh@126.com)

究相比,粗粒土——特别是砾类土的动力特性研究起步较晚,还不够全面。由于粗粒土受粒径大小、级配、母岩强度、颗粒形状、密实程度、组构、加载条件、应力路径、边界条件、加载时间、饱和度等因素的影响较大,破碎特性复杂^[2],难以建立成熟的粗粒土动本构模型,所以目前对于砾类土和堆石料等粗粒土的动力特性研究主要通过动三轴试验来进行。

凌华等^[3]对坝料进行了不排水三轴试验,发现室内试验得出的最大动弹模比原位土体低,而最大阻尼比则略高;张振东等^[4]对两种不同固结比的堆石料进行了试验研究,认为堆石料颗粒破碎率随固结比的增加而增加。张超等^[5]对尾矿料进行中型三轴不排水试验发现,相对密实度小于 0.7 时尾矿料抗液化强度随相对密度的增加而明显增加。Sun 等^[6]研究了振动频率对铁路道渣层永久变形的影响,发现频率小于 20 Hz 时道渣变形最终会保持稳定;Indraratna 等^[7]发现对每个动偏应力都存在“最优”围压使路基材料劣化速度最慢;Tang 等^[8]提出了适用于单级加载和多级加载的长期累积塑性应变变化预测公式;冷伍明等^[9]研究了动应力幅值、围压和含水率对重载铁路粗粒土填料累积变形的影响,提出了基于累积变形发展趋势的路基粗粒土变形稳定界限状态和判别准则。

综上所述,国内外学者以围压、固结比、动应力幅值等为主要影响因素,针对坝料或者路基材料在动荷载作用下的破碎特性、变形规律和模量变化等进行了研究,并取得了丰富的成果。而目前地铁运营往复荷载作用下粗粒土动力特性的研究少有提及,故本文以南宁圆砾土作为研究对象,通过大型动三轴试验对不同相对密实度和动应力下圆砾土受地铁运营往复荷载作用的动力特性进行研究。

1 试验设计

1.1 试验仪器及材料

试验仪器及材料如图 1 所示。



(a) TAJ-1500 动静三轴仪 (b) 试验土样

图 1 试验仪器及土样

Fig. 1 Testing instrument and soil sample

试验仪器采用长江科学研究院的 TAJ-1500 型液伺服粗粒土静、动三轴试验机,动三轴试样尺寸为 $\Phi 300 \text{ mm} \times H750 \text{ mm}$ 。试验所用圆砾土取自南宁地铁二号线安吉站,磨圆度较好,以次圆状为主,部分滚圆状或次棱角状,颜色呈浅黄色或深灰色。

由于南宁地区各区域的圆砾土级配存在差异,为了使研究更有对比性和参考性,参考南宁市白沙大桥北岸交通整治工程中的圆砾土静三轴试验研究^[10],调整土样级配如图 2 所示。调整后级配土样的最大干密度为 1.881 g/cm^3 ,最小干密度为 1.576 g/cm^3 ,不均匀系数 C_u 为 55.4;曲率系数 C_c 为 0.7,属级配不良砾。

试样按照《土工试验规程》(SL237—1999)的要求分 4 层制成以保证试样均匀性。

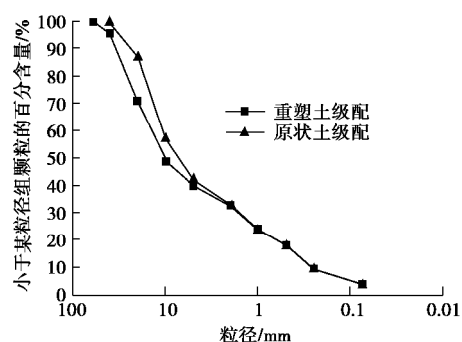


图 2 试验土样颗粒级配曲线

Fig. 2 Grain-size distribution curves of test samples

1.2 试验条件

设计勘察资料显示南宁地铁隧道埋深最浅处为 3 m 左右,最大埋深达 64 m (南宁地铁三号线青秀山站),因不同埋深的固结比存在差异,同时考虑到等压固结时土粒骨架易于滑动,孔压变化较明显^[11],故参考 Sun 等^[6]、冷伍明等^[9]选取固结方式为等压固结。隧道常见埋深为 10 m 左右,大都位于常水位以下,故试样设为饱和状态,取试验围压为 200 kPa。南宁轨道交通一号线勘察资料显示沿线 259 个初步勘察钻孔中有 72 个钻孔处完全穿越砂砾石层,砂砾石层大都为圆砾层,呈稍密至中密状态,局部密实,故对饱和圆砾土分别取相对密实度 0.3, 0.5, 0.7 进行试验。因排水条件下试样应变发展更快,且实际工程中粗粒土层更倾向于排水条件,故参照 Sun 等^[6]的试验方法,采用排水动三轴试验。张曦等^[12]在上海地铁二号线进行现场连续动态监测发现列车荷载作用下土体有 2.4~2.6, 0.4~0.6 Hz 两种响应频率,其监测区域列车速度为 30~40 km/h。国内地铁旅行速度通常为 40 km/h,区间速度为 60 km/h,最高时速为 80 km/h,参考 Indraratna 等^[13]的方法计算 $f=V/L$,以速度 $V=72 \text{ km/h}$,地铁每节车厢长 $L=20 \text{ m}$ 计算,可得频率为 1 Hz。参

考文献[12, 13], 取振动波形选为正弦波形, 试验频率为 1 Hz。

中国有 A、B、C 三种轴重不同的地铁车辆, 且随着城市的发展, 部分地段的载客量也会有所变化, 从而使地基所受动应力发生变化。为研究动应力幅值对饱和圆砾土动力特性的影响, 参考 Tang 等^[8]方法, 在不同相对密度的试件上先后加载三级动应力, 其幅值为 s_{di} , 每级动应力幅值下振动次数设定为 3000 次或加载至试件破坏, 如图 3 所示。

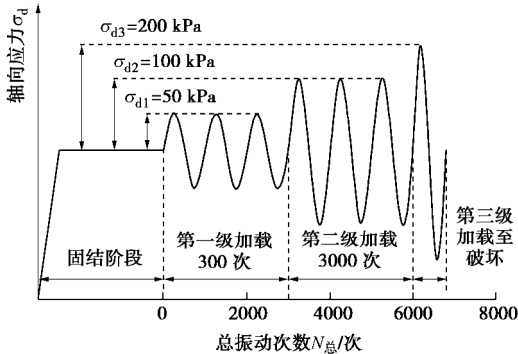


图 3 轴向荷载施加方法

Fig. 3 Exerting method of axial loading

综合以上分析, 拟定如表 1 所示大型动三轴排水试验方案。

表 1 动三轴排水试验方案

Table 1 Schemes of drained dynamic triaxial tests			
试验 编组	围压 s'_{3c} /kPa	相对密实 度 D_r /%	动应力 s_d /kPa
D1	200	30	50, 100, 200
D2	200	50	50, 100, 200
D3	200	70	50, 100, 200

2 动力作用下累积轴向应变分析

图 4 为试样累积轴向应变 e 随总振动次数 N_t 的变化曲线。由图 4 可知在动应力幅值较小时 (s_{d1} 或 s_{d2}) 3000 次振动已使饱和圆砾土累积轴向应变 e 基本稳定, 累积轴向应变 e 与振动次数 N 关系曲线呈稳定型变形发展趋势; 而动应力幅值较大 (s_{d3}) 时, 累积轴向应变急剧增大, $e-N$ 关系曲线呈破坏型变形发展趋势。动应力幅值增大, 累积轴向应变 e 显著增加。

相同动应力幅值作用下, 饱和圆砾土试样累积轴向应变随着初始相对密度增加而显著减小, 由此可见, 对地铁隧道周围土体采用高压注浆等挤压措施提高土体相对密度, 能够有效减小地铁运营期间隧道沉降。

如图 5 所示, 分别对稳定型和破坏型两种累积轴向应变 e -振次 N 曲线进行拟合, 发现饱和圆砾土长期变形在动应力幅值较小时符合双曲线公式, 而动应

力幅值较大时符合 Monismith 等^[14]提出的幂函数型公式, 周文权等^[15]对粗粒土的不排水三轴试验研究也有类似结论。

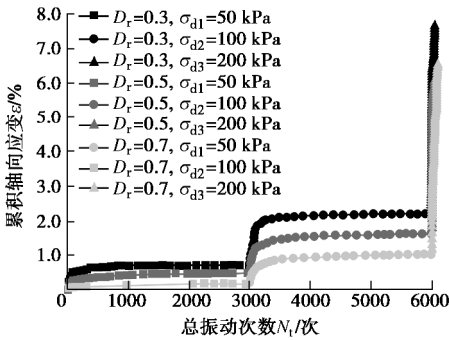
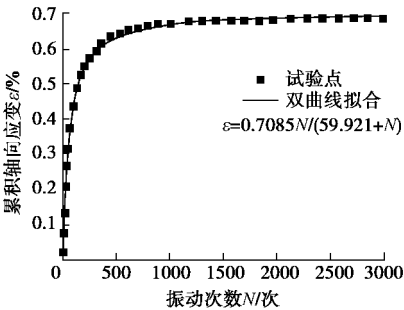
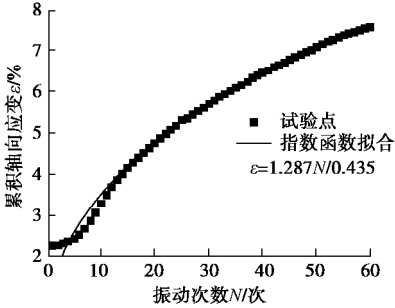


图 4 $\epsilon-N$ 关系曲线

Fig. 4 $\epsilon-N$ relationship



(a) $D_r=0.3, \sigma_{d1}=50$ kPa



(b) $D_r=0.3, \sigma_{d3}=200$ kPa

图 5 典型 $\epsilon-N$ 拟合曲线

Fig. 5 Representative curves of $\epsilon-N$ relationship

双曲线和幂函数曲线拟合公式为

$$e = aN / (N + b) \quad , \quad (1)$$

$$e = AN^b \quad . \quad (2)$$

式中 e 为累积轴向应变; N 为振动次数, 取各级动应力开始作用时振动次数为 0 次; a, b 为双曲线参数, 与相对密度、动应力幅值等因素相关; A, b 为幂指数曲线参数。

考虑试样多级加载方式的影响, 试验中 100, 200 kPa 动应力作用下的试样并非从初始状态开始变形的, 而是已有一定的起始应变 e_0 , 为了评估多级加载产生的影响大小并使后续的一些分析更加准确, 参考 Erlingsson 等^[16]、Tang 等^[8]的方法, 计算得出各级动

应力起始阶段的等效振动次数 N^{eq} 。由表 2 可见在较小的动应力幅值下加载 3000 次产生的动应变相当于在较大的动应力幅值下加载少量振次, 动应力幅值较小时作用所产生的应变, 对较大动应力幅值下的试验结果影响较小。

表 2 $\varepsilon - N$ 拟合公式及 N^{eq} 计算值

Table 2 Fitting fomulas of $\varepsilon - N$ and calculated values of N^{eq}

分组 ($D_r, \sigma_d/\text{kPa}$)	拟合公式	起始 应变 $\varepsilon_0/\%$	N^{eq}
(0.3, 50)	$e=0.709N/(N+59.922)$	0	0
(0.3, 100)	$e=2.223N/(N+29.693)$	0.70	14
(0.3, 200)	$e=1.287N^{0.435}$	2.26	4
(0.5, 50)	$e=0.450N/(N+74.400)$	0	0
(0.5, 100)	$e=1.574N/(N+31.130)$	0.51	15
(0.5, 200)	$e=1.168N^{0.399}$	1.63	3
(0.7, 50)	$e=0.176N/(N+316.290)$	0	0
(0.7, 100)	$e=1.005N/(N+71.650)$	0.20	16
(0.7, 200)	$e=0.731N^{0.463}$	1.09	2

通过表 2 对双曲线公式进行分析, b 值随 D_r 增大而增大, 但规律不明显。同时发现式 (1) 中参数 a 与 D_r 呈线性关系, 如图 6 所示。动应力增大, 参数 a 增大, b 减小。

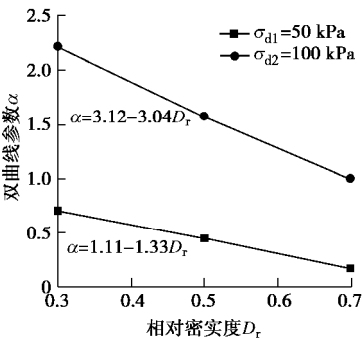


图 6 a 与 D_r 关系

Fig. 6 $a - D_r$ relationship

又由表 2 对幂函数公式进行分析, 发现饱和圆砾土的 b 值为 $0.399 \sim 0.463$, 随着相对密度的增加呈先减小再增大的趋势。而 Li 等^[17]统计了众多学者对细粒土的研究成果后认为式 (2) 中的 b 值主要受土类和密度影响, 其变化范围为 $0.06 \sim 0.34$, 可见粗粒土的长期变形预测公式与细粒土有一定差异, 需要更多基础性研究。

3 动力作用下应力 - 应变滞回圈分析

为了更好地观察不同的相对密实度和动应力幅值下应力应变滞回圈的变化规律, 取特定振动次数下滞回圈如图 7 所示。排水三轴试验中应力应变滞回圈随

着振动次数的增加逐步向轴向应变增加的方向移动, 但在不同的动应力幅值下其变化趋势迥异。在动应力幅值较小的情况下, 如图 7 (a)、(b) 所示, 滞回圈趋于紧密, 其移动距离随着振动次数的增加而逐渐变小, 振动次数 2000 次和 3000 次的滞回圈已近乎重合; 而动应力幅值较大时, 如图 7 (c) 所示, 滞回圈随着振次的增加而间距加大, 宽度变大, 倾斜程度加大, 且各滞回圈中动应力的峰值逐渐降低, 反映出在较大动应力作用下土体已无法承受当前动应力。

从图 7 还可发现应力应变滞回圈的移动距离随着动应力幅值的增大而增大, 随着相对密实度的增加而减小, 这也说明随着相对密实度的增大, 塑性应变减小。滞回圈的面积随着动应力的增大而增大。

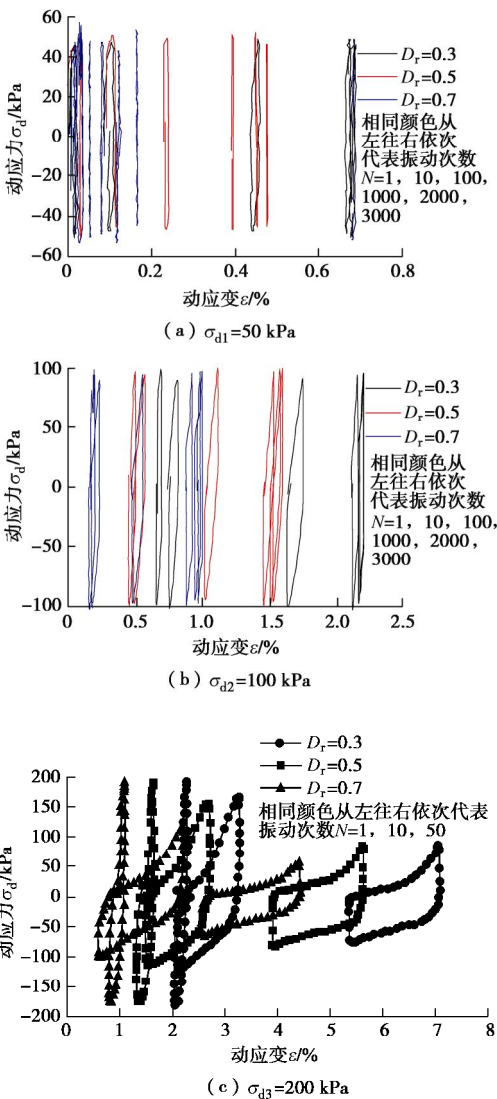


图 7 滞回圈的演化

Fig. 7 Evolution of hysteresis loops

为了更准确地分析滞回圈形态的变化规律, 提取应力应变滞回圈特征点数据, 计算其割线模量 E , 如图 8 所示。试验中饱和圆砾土受动应力作用形成的滞

回圈大多为双直线型。

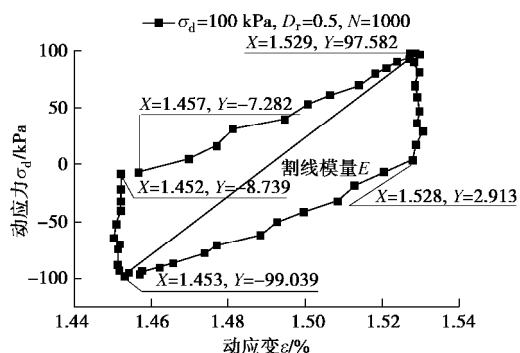
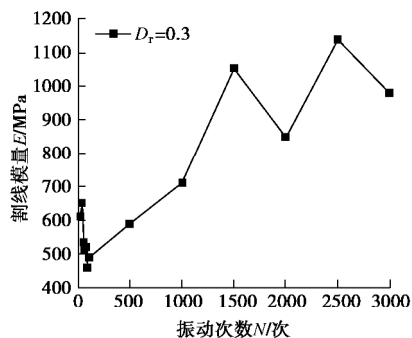


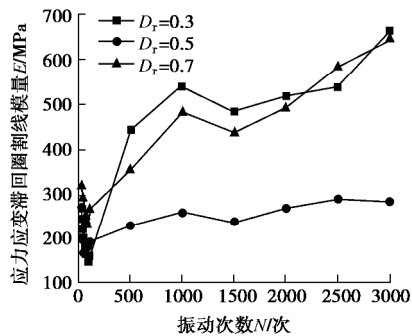
图8 割线模量简图

Fig. 8 Schematic illustration of secant modulus

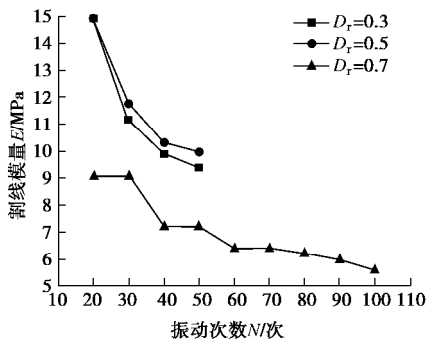
计算得出部分振动次数下应力-应变滞回圈的割线模量 E 并通过表2所示等效振动次数 N^{eq} 对 N 进行修正, 得出饱和圆砾土应力-应变滞回圈割线模量随振动次数 N 的变化曲线如图9所示, 其中动应力为50



(a) $\sigma_{d1}=50$ kPa



(b) $\sigma_{d2}=100$ kPa



(c) $\sigma_{d3}=200$ kPa

图9 $E-N$ 关系曲线

Fig. 9 $E-N$ relation curves

kPa, $D_r=0.5$ 或 0.7 时的试样滞回圈形状极不规则, 无法分析其模量, 这是因为动应力较小而相对密实度较大时试样变形较小, 此时颗粒破碎足以使试样的变形突变, 滞回圈呈钩形或锯齿形。故只取 $D_r=0.3$ 的应力-应变滞回曲线割线模量进行分析。

由图9(a)、(b)可见应力-应变滞回圈的割线模量 E 随着振次 N 的增加先减小再增大。图9(c)试件受到较大动应力作用而在较短振次内破坏, 振动前期土体的割线模量 E 随着振次的增加而减小。

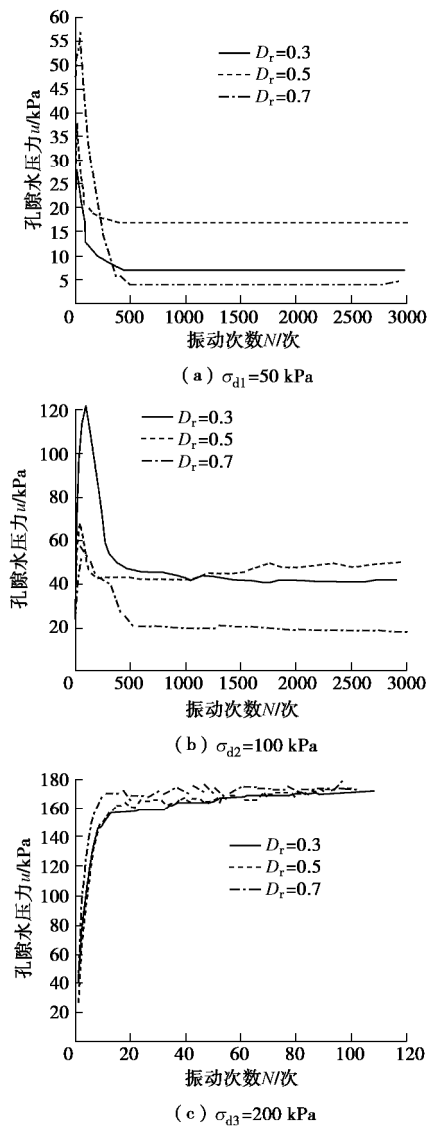
值得注意的是图9(b)显示循环加载后期 $D_r=0.3$, 0.7 两种情况下割线模量较为接近且明显大于 $D_r=0.5$ 的割线模量。

4 动孔压分析

饱和圆砾土的动孔压 u 随着动应力大小的改变也呈现两种趋势, 如图10所示。在动应力较小的情况下, 动孔压随着振动次数的增加在初期短暂上升然后下降, 最终趋于稳定。这是因为振动初期土体所受动应力导致了孔隙水压力的累积, 但粗粒土在排水条件下能很快排出部分孔隙水, 导致了循环加载后期孔隙水压力的消散。而在动应力幅值较大的情况下, 孔隙水排出速度与孔压累积速度相差过大, 孔压急剧增大到与围压接近的程度, 类似于不排水动三轴试验现象。

从图10还可看出, 当动应力幅值逐级增大时, 动孔压峰值显著增加。值得注意的是在循环加载后期土体孔压基本稳定, 而在动应力幅值较小的条件下初始相对密实度 $D_r=0.5$ 的试样稳定孔压比 $D_r=0.3$, 0.7 的试样孔压更高, 如图10(a)、(b)所示。这与细粒土相关的动力特性有明显差异。

饱和圆砾土在动力作用下稳定后的孔压随着相对密实度的增加呈现先增加再减小的变化趋势, 而软黏土的动孔压随着固结度的增加单调减小^[18]。两者产生差异的原因与粗粒土的颗粒破碎特性有关。田海等^[19]对不同相对密度的贝壳砂进行三轴排水剪切试验就发现: 颗粒破碎随着相对密度的增加呈先增大再减小的趋势。由此可以推测本试验中饱和圆砾土在初始相对密实度居中时产生了相对较大的颗粒破碎, 较细的颗粒相对增加, 对排水通道造成了较强的堵塞效果, 最终的孔隙水压力也就较大。图10(a)、(b)中孔压先升高再减小的现象也解释了图9(a)、(b)所示应力-应变滞回圈割线模量先减小再增大的现象。总应力不变的条件下, 振动初期孔压升高导致有效应力减小, 模量随之减小; 后期孔压下降导致有效应力增加, 模量随之增加。

图 10 $u-N$ 关系曲线Fig. 10 $u-N$ relation curves

5 结 论

通过对不同相对密度的南宁饱和圆砾土进行大型排水动三轴试验, 并分析了相对密度、动应力、振动次数等因素对土体的变形、应力应变滞回圈和孔压的影响, 得出了以下 4 点结论。

(1) 饱和圆砾土累积轴向应变随相对密度的增大而减小, 随动应力的增大而增大。

(2) 动应力幅值较小时, 饱和圆砾土累积轴向应变与振次符合双曲线关系并最终达到稳定, 并发现双曲线参数 α 与相对密度呈线性关系; 动应力幅值较大时, 饱和圆砾土累积轴向应变与振次符合幂函数关系并趋于破坏, 其参数 b 取值与细粒土有明显差异。

(3) 饱和圆砾土的应力-应变滞回圈面积随着振动次数的增加先增大后减小, 应力-应变滞回圈割线模量随着振动次数的增加先减小后增大。

(4) 饱和圆砾土的孔压随着振动次数的增加先短暂增大再减小, 最终趋于稳定; 较小的动应力幅值作用较大的振动次数后, 土体相对密度 $D_r=0.5$ 时的孔压比 $D_r=0.3, 0.7$ 时更大, 这与不同相对密度条件下粗粒土的破碎特性有关。

参考文献:

- [1] 龚晓南. 21 世纪岩土工程发展展望[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(2): 238 - 242. (GONG Xiao-nan. Prospects for the development of geotechnical engineering in the 21th century[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, 22(2): 238 - 242. (in Chinese))
- [2] 黄茂松, 姚仰平, 尹振宇, 等. 土的基本特性及本构关系与强度理论[J]. 土木工程学报, 2016, 49(7): 9 - 35. (HUANG Mao-song, YAO Yang-ping, YIN Zhen-yu, et al. An overview on elementary mechanical behaviors, constitutive modeling and failure criterion of soils[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(7): 9 - 35. (in Chinese))
- [3] 凌 华, 傅 华, 蔡正银, 等. 坝料动力变形特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(12): 1920 - 1924. (LING Hua, FU Hua, CAI Zheng-yin, et al. Experimental study on dynamic deformation behaviors of dam materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(12): 1920 - 1924. (in Chinese))
- [4] 张振东, 李国英. 循环荷载作用下堆石料颗粒破碎特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(8): 1510 - 1516. (ZHANG Zhen-dong, LI Guo-ying. Experimental study on particle breakage behaviors of rockfill under cyclic loadings[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(8): 1510 - 1516. (in Chinese))
- [5] 张 超, 杨春和, 白世伟. 尾矿料的动力特性试验研究[J]. 岩土力学, 2006, 27(1): 35 - 40. (ZHANG Chao, YANG Chun-he, BAI Shi-wei. Experimental study on dynamic characteristics of tailings material[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(1): 35 - 40. (in Chinese))
- [6] SUN Q D, INDRARATNA B, NIMBALKAR S. Effect of cyclic loading frequency on the permanent deformation and degradation of railway ballast[J]. Géotechnique, 2014, 64(9): 746 - 751.
- [7] INDRARATNA B, LACKENBY J, CHRISTIEL D. Effect of confining pressure on the degradation of ballast under cyclic loading[J]. Géotechnique, 2005, 55(4): 325 - 328.
- [8] TANG L, YAN M H, LING X Z, et al. Dynamic behaviors of railway's base course materials subjected to long-term

- low-level cyclic loading: experimental study and empirical model[J]. *Géotechnique*, 2016, **67**(6): 1 - 9.
- [9] 冷伍明, 周文权, 聂如松, 等. 重载铁路粗粒土填料动力特性及累积变形分析[J]. *岩土力学*, 2016, **37**(3): 728 - 736. (LENG Wu-ming, ZHOU Wen-quan, NIE Ru-song, et al. Analysis of dynamic characteristics and accumulative deformation of coarse-grained soil filling of heavy-haul railway[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, **37**(3): 728 - 736. (in Chinese))
- [10] 唐开顺, 谢雄耀, 杨磊. 圆砾土大型三轴试验力学特性研究[J]. *地下空间与工程学报*, 2014, **10**(3): 580 - 585. (TANG Kai-shun, XIE Xiong-yao, YANG Lei. Research on mechanical characteristics of gravel soil based on large-scale triaxial tests[J]. *Chinese Journal of Underground Space and Engineering*, 2014, **10**(3): 580 - 585. (in Chinese))
- [11] 张茹, 何昌荣, 费文平, 等. 固结应力比对土样动强度和动孔压发展规律的影响[J]. *土木工程学报*, 2006, **28**(1): 101 - 105. (ZHANG Ru, HE Chang-rong, FEI Wen-ping, et al. Effect of consolidation stress ratio on dynamic strength and dynamic pore water pressure of soil[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, **28**(1): 101 - 105. (in Chinese))
- [12] 张曦, 唐益群, 周念清, 等. 地铁振动荷载作用下隧道周围饱和软黏土动力响应研究[J]. *土木工程学报*, 2007, **40**(2): 85 - 88. (ZHANG Xi, TANG Yi-qun, ZHOU Nianqing, et al. Dynamic response of saturated soft clay around a subway tunnel under vibration load[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2007, **40**(2): 85 - 88. (in Chinese))
- [13] INDRARATNA B, NIMBALKAR S, RUJIKIATKAMJORN C. From theory to practice in track geomechanics— Australian perspective for synthetic inclusions[J]. *Transportation Geotechnics*, 2014, **1**(4): 171 - 187.
- [14] MONISMITH C L, OGAWA N, FREEME C R. Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading[J]. *Transportation Research Record*, 1975: 1 - 17.
- [15] 周文权, 冷伍明, 蔡德钧, 等. 循环荷载作用下路基粗粒土填料临界动应力和累积变形特性分析[J]. *铁道学报*, 2014, **36**(12): 84 - 89. (ZHOU Wen-quan, LENG Wu-ming, CAI De-gou, et al. Analysis on characteristics of critical dynamic stress and accumulative deformation of coarse grained soil subgrade filling under cyclic loading[J]. *Journal of the China Railway Society*, 2014, **36**(12): 84 - 89. (in Chinese))
- [16] ERLINGSSON S, RAHMAN M. Evaluation of permanent deformation characteristics of unbound granular material using multi-stage cyclic-load triaxial tests[J]. *Journal of the Transportation Research Board*, 2014(1): 178 - 195.
- [17] LI D, SELIG E T. Cumulative plastic deformation for fine-grained subgrade soils[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1996, **122**(12): 1006 - 1013.
- [18] 丁智, 张涛, 魏新江, 等. 排水条件对不同固结度软黏土动力特性影响试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(5): 893 - 899. (DING Zhi, ZHANG Tao, WEI Xin-jiang, et al. Experimental study on effect of different drainage conditions on dynamic characteristics of soft clay under different degree of consolidation[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(5): 893 - 899. (in Chinese))
- [19] 田海, 孔令伟, 赵翀. 基于粒度熵概念的贝壳砂颗粒破碎特性描述[J]. *岩土工程学报*, 2014, **36**(6): 1152 - 1159. (TIAN Hai, KONG Ling-wei, ZHAO Chong, et al. Characterization of partial breakage with grading entropy on shell sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2014, **36**(6): 1152 - 1159. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201901020

含水率变化下压实路基土动态回弹模量试验研究与预估模型

刘维正¹, 曾奕珺¹, 姚永胜^{*2}, 张军辉²

(1. 中南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410075; 2. 长沙理工大学公路养护技术国家工程实验室, 湖南 长沙 410114)

摘要: 路基土动态回弹模量 M_R 是路面设计和使用性能评价采用的关键参数, 运营期间受含水率变化影响显著。以压实红黏土为研究对象, 制备了 6 个不同含水率和 3 种不同压实度的试样, 采用滤纸法测试了不同状态下的基质吸力, 并通过动三轴试验研究了含水率、压实度、动偏应力和围压对动态回弹模量的影响。试验结果表明: M_R 随压实度、围压的增大而增大, 随动偏应力增大呈非线性减小; M_R 随含水率增大急剧降低, 从最佳含水率增加 4.5% 时, 不同压实度下 M_R 均降低约 50%, 动偏应力和压实度对 M_R 的影响随含水率增大逐渐减弱; M_R 随含水率和饱和度的变化规律与土性显著相关, 而不同土样的 M_R 随基质吸力变化趋势基本一致。进而引入基质吸力, 建立了综合考虑含水率和应力水平影响的压实路基土 M_R 预估模型, 通过本文和文献试验数据证实了该模型的适用性, 并基于 13 种土样的试验结果建立了模型参数与物性指标之间的经验关系。

关键词: 动态回弹模量; 路基土; 基质吸力; 预估模型; 回归分析

中图分类号: TU471

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0175-09

作者简介: 刘维正(1982-), 男, 湖南邵阳人, 博士, 副教授, 从事特殊土路基稳定与加固方面的研究工作。E-mail: liuwz2011@csu.edu.cn。

Experimental study and prediction model of dynamic resilient modulus of compacted subgrade soils subjected to moisture variation

LIU Wei-zheng¹, ZENG Yi-jun¹, YAO Yong-sheng², ZHANG Jun-hui²

(1. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China; 2. National Engineering Laboratory of Highway

Maintenance Technology, Changsha University of Science & Technology, Changsha 410114, China)

Abstract: The dynamic resilient modulus (M_R) of subgrade soils is the key parameter used in pavement design and performance evaluation, and is significantly affected by variation of moisture content during operation. The compacted lateritic soil is used, and the test specimens are prepared using six different moisture contents and three degrees of compaction. The repeated loading triaxial tests are conducted to investigate the effects of moisture content, degree of compaction, dynamic deviator stress and confining pressure on dynamic resilient modulus, and the soil suctions of different specimens are measured using the contact filter paper method right after cyclic loading tests. The test results indicate that M_R increases with the increasing confining pressure and degree of compaction, and decreases nonlinearly with the increasing dynamic deviator stress. The values of M_R decrease greatly with the increasing moisture content, as moisture content increases by 4.5% from the optimum moisture content, they decrease to about 50% of the initial values, and the influences of dynamic deviator stress and compactness on M_R decrease with the increasing moisture content. In addition, the relationships for both M_R - moisture content and M_R - degree of saturation are highly soil type-dependent, while the variation of M_R with soil suction is similar for different soils. Thus by incorporating the soil suction into confining stress, a new prediction model for the resilient modulus taking into account both the stress state and the moisture content is proposed. The suitability of the proposed model is validated through the experimental data from this study and the existing literatures. Then the empirical relationships between model parameters and physical properties of soils are developed based on the statistical regression analysis performed on 13 different soils, and a good agreement between the measured and predicted values of M_R obtained using the regression model parameters is found. This study may provide a simple and reliable method for

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51478054; 512085172); 湖南省自然科学基金优秀青年基金项目 (2018JJ1026)

收稿日期: 2018-01-21

*通讯作者 (E-mail: yaoyongsheng23@163.com)

determining the reasonable resilient modulus of compacted subgrade soils in pavement structure design.

Key words: dynamic resilient modulus; subgrade soil; matric suction; prediction model; regression analysis

0 引言

动态回弹模量 (M_R) 最早由 Seed 等于 1962 年提出^[1], 定义为动态偏应力与回弹或可恢复应变之比。作为表征行车荷载作用下路基压实土抗变形能力的主要力学指标, 路基土动态回弹模量直接影响路面结构层疲劳开裂的预测及设计厚度的确定, 目前已成为国内外现行路面设计方法采用的关键参数^[2-3]。然而路基土通常处于地下水位以上且暴露于大气中, 运营期间受气候季节性变化影响, 路基内部含水率呈周期性变化^[4-5]。室内与现场试验均表明路基土 M_R 受含水率变化影响较大, 具有强烈的湿度依赖性^[6-9]。因此, 设计过程中路基土 M_R 的合理取值需考虑含水率变化效应, 以期路面结构分析与性能评价提供可靠参数。

路基土 M_R 受应力水平、湿度状态、压实度、土组类型和土体结构等因素影响, 最初主要以围压、动偏应力为变量建立预估模型^[10-11]。随着含水率对路基土 M_R 影响引起人们重视, 国内外不少学者对路基土 M_R 随含水率 w 的变化规律开展了试验研究, 并建立了路基土的 $M_R - w$ 经验关系^[12-13]。但 $M_R - w$ 的关系仅适用特定的试验用土, 受土组类型影响较大, 导致很难建立以 w 为变量的路基土 M_R 普适性模型^[14-15]。事实上, 路基土常处于非饱和状态, 不同于饱和土的特征在于存在基质吸力 y , 基质吸力对非饱和土的强度和变形有重要影响, 且与含水率的关系可通过土水特征曲线 (SWCC) 进行表示^[16]。因此, 基质吸力可作为表征含水率对路基土 M_R 影响的间接参数。基于此, 一些学者采用先进的动三轴试验通过控制基质吸力测试路基土 M_R 随 y 变化的规律, 并考虑到基质吸力对刚度的贡献, 分别以 y 为独立应力变量和围压的应力分量建立了不同的路基土 M_R 预估模型^[7, 14-15, 17-20]。这些模型对于本身试验或与之性质相似的土样能提供可靠的预测结果, 但用于其他土样时, 需要大量的试验确定可靠的模型参数。此外, 控制基质吸力的 M_R 动三轴试验需要专业设备, 且对于细粒土达到某一设定含水率的平衡状态需要几天到几周时间, 耗时费力。因此对于工程设计与实践者, 建立常规试验可得的土性参数与模型参数之间的关系, 从而构建 $M_R - y$ 实用模型, 用于预测不同含水率下不同路基土 M_R , 显得尤为必要。目前已有一些研究采用最大干密度、塑性指数、细颗粒含量等土的物性指标, 建立了与 M_R 预估模型参数的回归经验关系^[9, 21-23], 但这些 M_R 预估模型中很少含有基质吸力, 不能反映非饱和路基

土的变形性状的本质特征。

本文以南方地区广泛分布的红黏土为试验土样, 采用动三轴试验测试不同湿度和应力状态下的动态回弹模量变化规律, 并采用滤纸法测试动三轴试验后的基质吸力; 再结合已有文献中的相关试验数据, 分析不同类型路基土 M_R 与含水率、饱和度、基质吸力相互间的关系, 建立综合考虑湿度 (基质吸力) 和应力 (围压与偏应力) 影响的路基土 M_R 预估模型, 并采用 SPSS 软件统计回归分析模型参数与常规土性指标之间的关系, 为合理选取路基动态回弹模量设计参数提供可靠且简便实用的方法。

1 试验材料与方法

1.1 土样基本物性指标

试验土样取自长沙芙蓉北路提质改造工程南段工地, 为花岗岩风化形成的红黏土。依据现行的《公路土工试验规程》, 通过室内试验得到试验土样颗粒相对密度、界限含水率、击实特性、颗分等基本物理性质指标如表 1 所示。

表 1 试验土样基本物理性质指标

Table 1 Basic physical properties of test soil

G_s	w_L /%	w_p /%	I_p	r_{dmax} /(g·cm ⁻³)	w_{opt} /%	粒径分布/%	
						<0.075	<0.005
						mm	mm
2.72	70.8	35.2	35.6	1.72	18.5	76.1	42.6

注: G_s 为颗粒相对密度, w_L 为液限, w_p 为塑限, I_p 为塑性指数, r_{dmax} 为最大干密度, w_{opt} 为最佳含水率。

1.2 动态回弹模量试验

为分析含水率对压实红黏土动态回弹模量的影响, 考虑到红黏土作为特殊填料其压实标准可适当降低, 本文分别在压实度为 87%, 90% 和 93% 的条件下制备了不同含水率 w (w_{opt} , $w_{opt} \pm 1.5\%$, $w_{opt} \pm 3.0\%$, $w_{opt} + 4.5\%$) 的试样, 总计为 3 个不同压实度和 6 组不同含水率。试件直径为 100 mm, 高 200 mm, 使用对开模具, 分 3 层静压成型。试验过程中, 试样实际含水率和压实度分别与目标值误差不超过 1%。

此次动三轴试验采用深圳瑞格尔仪器有限公司生产的动三轴试验系统, 根据美国 AASHTO T307-99 规范给出的路基土回弹模量试验方法进行加载试验^[24]。加载波形为半正弦波, 频率为 1 Hz, 加载时间为 0.1 s, 间歇时间为 0.9 s。试件首先在围压 $S_c = 41.4$ kPa、动偏应力 $S_d = 24.8$ kPa 下预先加载 1000 次, 以消除加载帽

或底座与试件之间的接触变形, 然后分别在不同围压 (13.8, 27.6, 41.4 kPa) 和不同动偏应力 (12.4, 24.8, 37.2, 49.7, 62.0 kPa) 共 15 级荷载下加载 100 次, 再根据每级荷载作用下最后 5 次加载的回弹变形平均值 e_R , 按下式计算不同压实度和含水率试样的动态回弹模量:

$$M_R = S_d / e_R \quad (1)$$

1.3 基质吸力测试

考虑到滤纸法可测得的基质吸力范围大, 且该方法操作简便、结果准确, 本文根据 ASTM D5298-10 试验规程^[25], 采用型号为 WhatmanNO.42 的滤纸测试动三轴试验后的试件基质吸力, 具体试验步骤如下:

(1) 不同湿度和压实度的试件经过动三轴试验后, 立即将试件均匀地切割成 4 块土样, 并用刮刀将每块土样两端处理平整。

(2) 将 3 张迭合的滤纸放置于两块切割平整的土样间, 且与土样完全接触, 通过中间滤纸量测土样的基质吸力, 外面两张用来保护中间滤纸免于被土样吸附及污染, 保证量测的准确性。

(3) 将待测试样移入密封良好的储罐中, 恒温恒湿条件下进行至少 10 d 的吸力平衡过程, 待试块与滤纸之间的水汽交换趋于稳定后, 量测滤纸的含水率 w , 并由校正曲线^[26]计算相应的基质吸力 y :

$$\lg y = 4.945 - 0.0673w \quad (w < 47\%) \quad , \quad (2a)$$

$$\lg y = 2.909 - 0.0229w \quad (w \geq 47\%) \quad . \quad (2b)$$

(4) 每个三轴试件可测量 2 个基质吸力, 取其平均值, 然后结合三轴试件含水率的测试值, 确定对应状态下的土-水特征曲线。

2 试验结果及分析

2.1 土-水特征曲线模型及参数标定

土-水特征曲线为土的含水率与吸力之间的关系曲线, 表征了基质吸力变化时土体持水能力大小, 曲线形状主要受土粒的矿物成分、孔隙的大小及分布、孔隙的结构、土的应力历史和温度等因素的影响。目前已有不少描述土-水特征曲线的数学模型, 其中应用最为广泛的为 Van Genuchten 模型和 Fredlund-Xing 模型, 两者表达式分别如下:

$$\frac{q - q_r}{q_s - q_r} = \frac{1}{\left[1 + (y/a)^b\right]^c} \quad , \quad (3a)$$

$$S_r = \frac{q}{q_s} = \left[1 - \frac{\ln(1 + y/y_r)}{\ln(1 + 10^6/y_r)}\right] \frac{1}{\left[\ln(e + (y/a)^b)\right]^c} \quad . \quad (3b)$$

式中 S_r 为饱和度; q 为体积含水率; q_s 为饱和状态体积含水率; q_r 为残余体积含水率; y 为基质吸力; y_r 为

残余含水率对应的基质吸力; a, b, c 为模型参数, 其中 a 与进气值 y_e 相关, y_e 是划分土体处于部分饱和 (饱和区) 与非饱和状态 (过渡区) 的重要参数, b 和 c 控制土水特征曲线过渡区的斜率。

可见两模型表达形式相似, 但当土体含水率低于残余含水率时, Van Genuchten 模型常高估实际含水率的数值, 而 Fredlund-Xing 模型符合土体完全干燥时含水率接近于零的理论情况, 与实际情况吻合^[27]。故本文采用 Fredlund-Xing 模型 (式 3 (b)) 对不同压实度和含水率下实测的基质吸力进行分析, 拟合曲线如图 1 所示, 拟合参数列于表 2, 可为下文动态回弹模量预测分析提供依据。

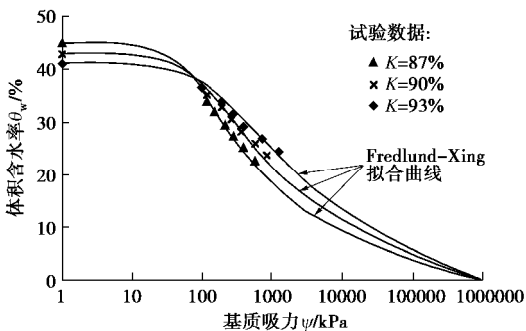


图 1 不同压实度红黏土试样的土水特征曲线

Fig. 1 Soil-water characteristic curves (SWCC) of lateritic soil specimens with different degrees of compaction

表 2 压实红黏土土-水特征曲线拟合参数

Table 2 Fitting parameters of SWCC of compacted lateritic clay

压实度 <i>K</i> /%	模型参数			进气值	
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>y_r</i> /kPa	<i>y_e</i> /kPa
87	80.0	1.522	0.582	1050.2	62.9
90	107.5	1.395	0.513	1271.7	72.8
93	154.9	1.286	0.460	1922.8	82.2

由图 1 可知压实度 (干密度) 越大, 土体含水率在吸力增大过程中变化相对较缓, 压实度小的试样在较小吸力作用下, 饱和度降低较快。这表现为压实度大的土-水特征曲线模型参数 b, c 值小于压实度小的试样 (如表 2 所示), 过渡区土-水特征曲线斜率较小。同一饱和度条件下, 干密度越大, 试样对应的吸力越大, 反之, 则吸力越小。表明了干密度大的试样持水能力强于干密度小的试样。

2.2 动态回弹模量影响规律分析

(1) 应力水平的影响

图 2 为试验土样在最佳含水率 (18.5%)、不同压实度下 M_R 随动偏应力和围压的变化曲线。由图 2 可知, M_R 随动偏应力为增加呈非线性减小, 在同一围压下, 减小幅度的范围 2.4%~18.3%; M_R 随围压增加而增加, 在同一动偏应力下, 增加幅度范围为 5.6%~

15.3%，其中压实度 87%，90%和 93%的土样平均增加幅度值分别为 12.6%，9.6%和 8.4%。可见，动偏应力和围压对压实红黏土 M_R 均有较大影响，相对而言，动偏应力影响程度大一点；围压对 M_R 的影响程度随压实度的提高而减小。这是因为黏性土颗粒间的黏聚强度相对摩擦强度起主导作用，偏应力增加引起的剪切位移对细粒土结构的破化效应要大于围压增加对土体刚度的增强效应，从而导致动偏应力对 M_R 影响程度相对围压要大。此外，随着压实度的提高，土粒间排列更紧密，围压对土体摩擦强度的增强作用减弱。

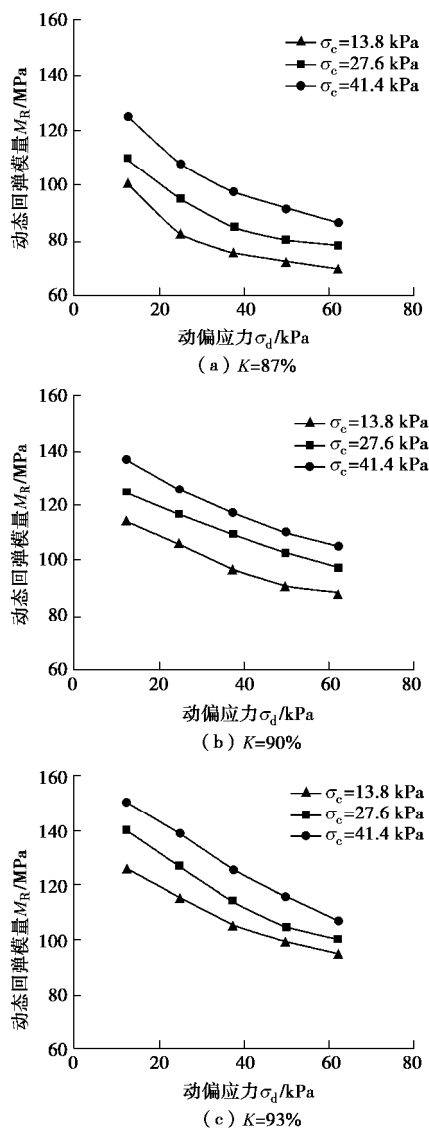


图2 应力水平对压实红黏土动态回弹模量的影响规律

Fig. 2 Influences of stress level on dynamic resilient modulus of compacted lateritic clay

(2) 含水率的影响

图3为试验土样在围压 $\sigma_c = 27.6$ kPa、不同压实度下 M_R 随含水率和动偏应力的变化曲线。可以看出：随着含水率增大，动态回弹模量非线性减小；含水率从 15.5% 增加至 23.0%，不同压实度和动偏应力下 M_R 均降低约 60%， M_R 绝对值的减小随动偏应力增大而

减小， $\sigma_d = 13.8$ kPa 和 $K = 93\%$ 时 M_R 值减小最多，为 123.9 MPa；含水率从 w_{opt} 增大到 $w_{opt} + 1.5\%$ 时，动态回弹模量变化相对较小，但随着含水率继续增大，从 w_{opt} 增大到 $w_{opt} + 4.5\%$ 时，不同压实度下 M_R 均降低约 50%，最大减小约 70 MPa。此外，随着含水率的增大，动偏应力对动态回弹模量影响程度逐渐减弱。分析认为，黏性土的抗剪强度主要由黏聚力承担，而土体的黏聚力受颗粒间引力、基质吸力和胶结作用所控制。当含水率达到最优含水率后进一步增大，增加的水分主要以自由水的形式存在于孔隙，一方面导致弱结合水膜变厚，颗粒间距增大，相互引力减小；另一方面导致饱和度增大，液面张力作用显著降低，基质吸力急剧减小；同时红黏土中的游离氧化铁等矿物因自由水增加而溶解导致土颗粒及其颗粒间胶结物质软化溶蚀，胶结作用减弱。因此，非饱和压实细粒土随含水率增加，抵抗变形能力减弱，动态回弹模量急剧下降。

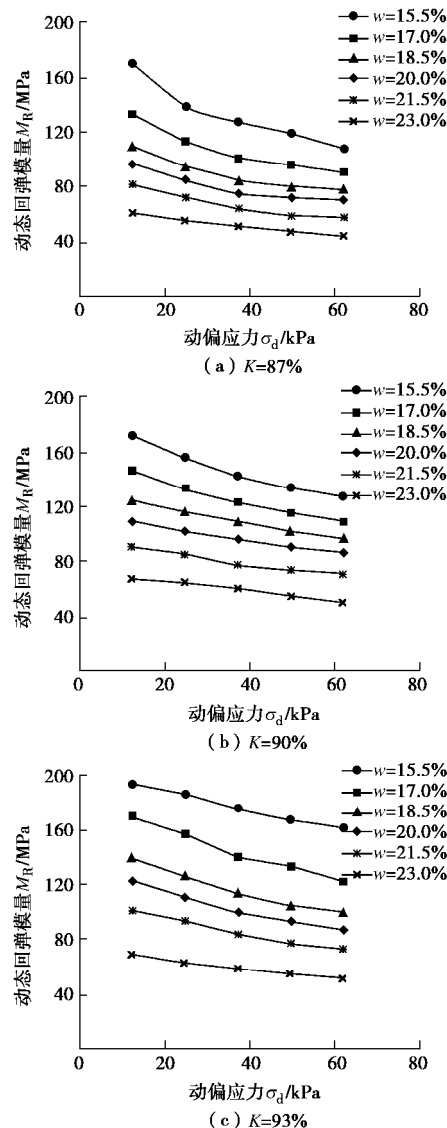


图3 含水率对压实红黏土动态回弹模量的影响规律

Fig. 3 Influences of moisture content on dynamic resilient modulus of compacted lateritic clay

针对应力水平 (s_c 和 s_d) 对 M_R 的影响, 现行《公路路基设计规范》^[28] 采用一个通用模型进行描述, 模型表达式如下:

$$M_R = k_1 p_a \left(\frac{q}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{t_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (4)$$

式中 q 为体应力, $q = 3s_c + s_d$; $t_{oct} = (\sqrt{2}/3)s_d$; p_a 为大气压强, 取 100 kPa; k_1, k_2, k_3 为模型参数。

采用式 (4) 对本文 M_R 的试验结果进行拟合, 得到不同压实度和含水率下的 k_1, k_2, k_3 值如表 3 所示。再根据《公路路基设计规范》^[28] 推荐的当量应力水平 $q = 70$ kPa 和 $t_{oct} = 13$ kPa, 计算得到的代表性动回弹模量 M_{Rrep} 列于表 3, 其随含水率的变化规律如图 4 所示。可见 M_{Rrep} 随含水率增大急剧降低, 表现为显著的湿度敏感性; 且随含水率增大, 压实度对 M_{Rrep} 的影响程度不断降低。

表 3 不同压实度和含水率下代表性动态回弹模量

Table 3 Representative M_R with different degrees of compaction and moisture contents

压实度 $K/\%$	含水率 $w/\%$	k_1	k_2	k_3	R^2	M_{Rrep} /MPa
87	15.5	1878.4	0.17	-2.63	0.89	128.0
	17.0	1495.9	0.31	-2.56	0.94	97.8
	18.5	1221.7	0.29	-2.53	0.98	80.2
	20.0	1220.3	0.30	-2.59	0.99	72.9
	21.5	892.3	0.37	-2.36	0.99	58.9
	23.0	658.5	0.36	-2.25	0.99	43.3
90	15.5	1950.7	0.24	-1.60	0.89	147.9
	17.0	1648.5	0.29	-2.27	0.92	112.3
	18.5	1286.6	0.23	-1.84	0.85	94.2
	20.0	1118.9	0.22	-1.76	0.92	83.5
	21.5	1059.0	0.34	-2.08	0.89	72.4
	23.0	767.4	0.33	-2.16	0.99	52.4
93	15.5	2230.7	0.19	-1.35	0.97	178.6
	17.0	1949.8	0.19	-2.03	0.99	142.1
	18.5	1600.2	0.21	-2.14	0.99	114.2
	20.0	1368.2	0.20	-1.82	0.98	102.8
	21.5	1139.7	0.15	-1.83	0.99	86.7
	23.0	854.2	0.27	-2.05	0.99	62.9

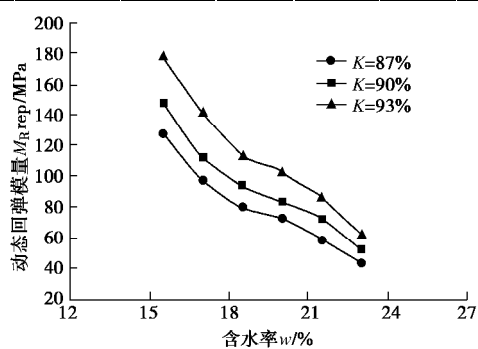


图 4 代表性动态回弹模量随含水率的变化规律
Fig. 4 Variation of M_{Rrep} with moisture content

虽然表 3 中采用应力相关模型的拟合系数较高, 范围为 0.85~0.99, 但该模型不能显式地考虑含水率的影响。为探索建立显式包含湿度变化影响变量的动态回弹模量预估模型, 结合本文试验数据和已有文献中的数据进一步分析 M_R 随含水率的变化规律。图 5 为不同土样的代表性动态回弹模量与含水率、饱和度 and 基质吸力的关系曲线, 其中 TSC, KLC, TLC, SLCL, OLC 的 M_{Rrep} 数据均来自于文献[29], 其塑性指数 I_p 分别为 6, 10, 12, 14 和 26, 其余物性指标见表 4。由图 5 (a) 可见, 不同土样 M_{Rrep} 随含水率 w 的变化规律不一致, 表现为与土性显著相关, 随着塑性指标的增大, M_{Rrep} 随 w 的变化程度越大; 图 5 (b) 中 M_{Rrep} 随饱和度 S_r 的变化规律在最佳含水率湿侧表现为较大的离散性; 图 5 (c) 为不同土样的 M_{Rrep} 随基质吸力 y 的变化规律, 虽然吸力为 0 (完全饱和状态) 时 M_{Rrep} 大小不同, 但随 y 的增大, 不同土样的 M_{Rrep} 随 y 变化

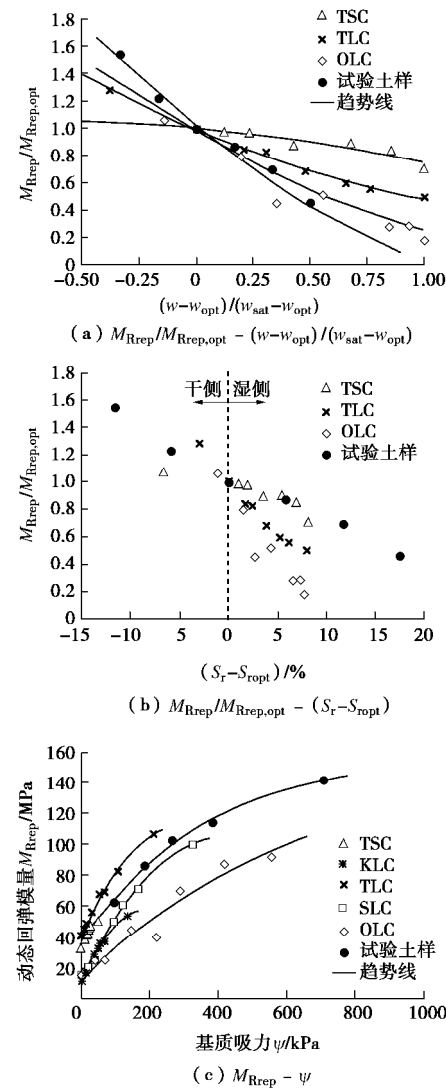


图 5 不同土样的代表性动态回弹模量与含水率、饱和度和基质吸力的关系曲线
Fig. 5 Relationships among M_{Rrep} , moisture content, saturation and martic suction of different soils

趋势基本一致。由此可见，基质吸力 y 可作为表征含水率对动态回弹模量影响的间接指标，可用于建立 M_R 预估模型的一个应力状态变量。

3 动态回弹模量预估模型

3.1 模型构建

如前文所述，式（4）所述模型可以较好地刻画 M_R 的应力依赖性，而基质吸力作为非饱和土的一个应力状态特征变量，与湿度变化下土体 M_R 值有显著相关性，因此本文将基质吸力 y 引入到式（4）中以考虑含水率变化对 M_R 的影响。目前有将 y 作为独立应力变量和围压的应力分量考虑的两种方法，其中作为应力分量考虑的方法应用较广泛，通常是基于非饱和土有效应力的概念，采用 Bishop 有效应力系数 c_w 考虑基质吸力对有效应力的贡献，得到模型的表达式如下：

$$M_R = k_4 p_a \left(\frac{q + c_w y}{p_a} \right)^{k_5} \left(\frac{t_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_6}, \quad (5)$$

式中， k_4 ， k_5 ， k_6 为模型参数，其余符号意义同前。

已有以 y 作为应力分量的 M_R 预估模型的不同之处在于有效应力系数 c_w 表达式的不同。其中，Khalili 等^[30]提出 c_w 与大于进气值 y_e 的基质吸力的经验关系为

$$c_w = (y_e/y)^{0.55} \quad (6)$$

表 4 用于本文模型分析的不同土样的物性指标

Table 4 Physical properties of different soil samples used in model regression analysis

编号	土样名称	G_s	$w_L/\%$	$w_P/\%$	I_P	$w_{opt}/\%$	$r_{dmax}/(g \cdot cm^{-3})$	Sand/%	Silt/%	Clay/%	数据来源
#1	IHT	2.72	35.5	16.5	19.0	15.5	1.884	28.0	42.0	30.0	文献[20]
#2	TSC	2.68	19.6	13.6	6.0	13.5	1.954	3.0	81.0	16.0	文献[29]
#3	OLC	2.75	48.0	22.0	26.0	23.0	1.649	20.0	48.0	32.0	
#4	KLC	2.71	31.0	21.0	10.0	20.3	1.664	15.0	60.0	25.0	
#5	SLC	2.74	32.5	18.5	14.0	18.2	2.002	10.0	70.0	20.0	
#6	TLC	2.69	25.0	13.0	12.0	12.2	1.806	31.0	50.0	19.0	
#7	P-7	2.67	31.0	24.0	7.0	17.0	1.735	35.0	52.0	13.0	文献[9]
#8	P-17	2.65	38.0	21.0	17.0	16.0	1.765	19.0	63.0	18.0	
#9	P-26	2.71	44.0	18.0	26.0	22.0	1.612	4.0	61.0	35.0	
#10	P-53	2.66	88.0	35.0	53.0	35.0	1.255	2.0	13.0	84.0	
#11	A-4	—	27.8	19.8	8.0	14.2	1.847	43.7	40.0	16.3	文献[7]
#12	A-6	—	30.8	18.4	12.3	16.5	1.842	31.2	55.0	13.8	
#13	RLF-103%	2.69	42.0	18.0	24.0	22.0	1.612	8.9	63.8	27.3	文献[33]
#14	MnRd-103%	2.66	26.0	17.0	9.0	16.0	1.806	36.2	45.3	14.5	
#15	MnRd-98%	2.66	26.0	17.0	9.0	16.0	1.806	36.2	45.3	14.5	
#16	RW-98%	2.69	28.0	17.0	11.0	13.5	1.827	11.9	82.4	5.7	
#17	TH23-98%	2.75	85.0	33.0	52.0	27.5	1.469	3.6	21.2	75.2	
#18	低液限黏土-96%	2.64	27.5	16.5	11.0	13.6	1.980	14.0	76.0	10.0	文献[34]
#19	低液限黏土-91%	2.64	27.5	16.5	11.0	13.6	1.980	14.0	76.0	10.0	
#20	红黏土-87%	2.72	70.8	35.2	35.6	18.5	1.720	23.9	33.5	42.6	本文试验
#21	红黏土-90%	2.72	70.8	35.2	35.6	18.5	1.720	23.9	33.5	42.6	
#22	红黏土-93%	2.72	70.8	35.2	35.6	18.5	1.720	23.9	33.5	42.6	

注：Sand/%、Silt/%和 Clay/% 分别表示粒径大于 0.075 mm，0.005~0.075 mm 和小于 0.005 mm 的颗粒含量。

该经验关系应用于 Liang 等^[7]建立的 M_R 预估模型，但式（6）右边基质吸力的指数项采用常数 0.55 对于不同类型土的适用性存在欠缺。本文采用 Vanapalli 等^[31]基于土水特征曲线建立普适的抗剪强度公式时提出的 c_w 表达式：

$$c_w = Q^k, \quad (7)$$

式中， Q 为相对体积含水率， $Q = q/q_s$ ， q_s 为饱和体积含水率， k 为拟合参数。为考虑不同类型土样的参数 k 的变化，本文采用 Garven 等^[32]建立的以塑性指数 I_p 为变量的经验关系式：

$$k = -0.0016I_p^2 + 0.0975I_p + 1 \quad (8)$$

结合式（5）、（7）和（8），得到本文建立的综合考虑应力水平和含水率影响的 M_R 预估模型：

$$M_R = k_4 p_a \left(\frac{q + Q^k y}{p_a} \right)^{k_5} \left(\frac{t_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_6} \quad (9)$$

3.2 模型适用性分析

为验证本文显式考虑含水率影响的预估模型的合理性和适用性，收集已有文献中同时测试了不同含水率下土体的基质吸力和动态回弹模量的试验数据，包括本文试验在内共 22 种试样，物性指标如表 4 所示，液限 w_L 范围为 19.6%~85.0%， I_P 范围为 6.0~53.0。其中#1、#7 和#8 土样有 3 个不同含水率，#2~#6 土样各有 8 个不同含水率，#9，#10 分别有 4 个和 5 个不同

含水率, 含水率变化幅度相对较大, 加上本文试样共 13 种试样用来建立模型参数与物性指标的关系,^{#11~#19} 试样用来验证所建模型及模型参数的准确性。

对于相同试样在不同含水率和应力水平下采用一套参数进行拟合, 表 5 为 13 种试样分别采用 Liang 等模型^[7]和本文模型进行预估的拟合参数对比情况, 2 个模型的 3 个回归参数 k_4 , k_5 , k_6 变化趋势基本一致, 其中 k_4 均大于 0, 与土体结构和物理状态相关; k_5 均为正值, 路基土 M_R 随体应力和基质吸力增大而增大, 表现为硬化特性; k_6 均为负值, 路基土随动偏应力增大而减小, 表现为软化特性。此外针对 13 种试样, 本文模型的拟合系数 R^2 变化范围为 0.61~0.96, 平均为 0.86 (如图 6 所示), 高于 Liang 等模型的拟合系数均值 0.69, 变化幅度要低于 Liang 等模型, 表明本文建立的 M_R 预估模型对于不同土样具有较好的适用性。

表 5 不同模型的拟合参数对比

Table 5 Comparison of fitting parameters from different prediction models

土样 编号	文献[7]				本文模型			
	k_4	k_5	k_6	R^2	k_4	k_5	k_6	R^2
#1	146.5	4.489	-7.324	0.97	191.5	2.498	-4.082	0.96
#2	387.8	0.513	-0.373	0.62	380.1	0.550	-0.409	0.71
#3	181.1	1.856	-2.742	0.71	192.0	1.128	-1.704	0.92
#4	224.0	0.984	-0.503	0.29	175.8	1.330	-0.735	0.61
#5	302.3	1.372	-1.249	0.26	178.5	1.430	-0.731	0.84
#6	702.9	0.891	-2.403	0.43	578.4	0.912	-2.228	0.89
#7	155.2	1.384	-1.186	0.71	165.4	1.027	-0.679	0.88
#8	19.9	2.166	-1.624	0.92	38.6	1.705	-1.386	0.94
#9	158.2	1.185	-1.422	0.80	172.5	0.891	-1.044	0.86
#10	317.9	0.736	-1.455	0.83	381.8	0.357	-1.023	0.81
#20	455.7	1.374	-3.314	0.75	442.9	1.181	-2.986	0.93
#21	428.0	1.290	-2.477	0.84	470.8	1.114	-2.271	0.91
#22	445.5	1.249	-2.351	0.89	534.9	0.987	-2.083	0.94

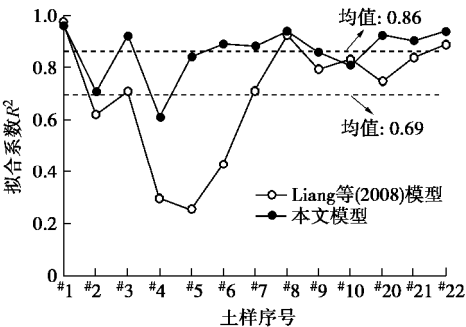


图 6 不同模型拟合系数对比

Fig. 6 Comparison of fitting parameters from different prediction models

3.3 模型参数回归分析

然而不同土样的模型参数需要通过试验获得, 考

虑到测试 M_R 和 y 需要专门的设备和人员, 且耗时长, 为了能在没有试验条件下合理确定 M_R , 本文拟构建模型参数与物性指标的关系。基于表 5 中本文模型回归得到的 13 种试样的模型参数, 以塑性指数 I_p 、液限 w_L (%)、黏粒含量 $Clay\%$ ($<0.005\text{ mm}$, %)、细颗粒含量 $P_{0.075}$ ($<0.075\text{ mm}$, %)、干密度 r_d (g/cm^3)、活性指数 AI ($I_p/P_{0.075}$) 和 wPI ($I_p \cdot P_{0.075}$) 为变量, 采用 SPSS 软件, 通过逐步线性回归方法建立本文模型参数 (k_4 , k_5 和 k_6) 与所选变量的经验关系。通过每一个变量 t 检验的 P 值来表征变量在方程中的显著程度, P 值越小表明与之相对应的预估值显著性越高, 即表明变量与 $k_4 \sim k_6$ 之间具有明显的线性关系。然后从所有变量的组合中选取决定系数 R^2 最大的一组作为建立回归方程的变量。本文模型参数多元逐步线性回归分析结果见表 6, 得到 $k_4 \sim k_6$ 与物性参数之间的经验关系如下:

$$\left. \begin{aligned} \ln k_4 &= 2.531 + 0.108I_p - 0.039w_L - \\ &\quad 0.016Clay\% + 2.008r_d, \\ k_5 &= 0.653 - 0.017P_{0.075} + 1.054r_d, \\ k_6 &= -3.838 + 0.04P_{0.075} - 17.662AI + \\ &\quad 0.112w_L - 0.786r_d. \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

可见, 模型参数 k_5 回归系数稍微偏低外, k_4 和 k_6 拟合系数均较高, 表明模型参数与物性指标之间存在较好的线性关系。

表 6 本文模型参数多元逐步线性回归分析结果

Table 6 Results of stepwise and multiple regression analyses for proposed model parameters

因变量	自变量	预估值	标准差	t 值	P 值	R^2
$\ln k_4$	截距	2.531	2.207	1.147	0.289	0.78
	I_p	0.108	0.027	3.961	0.005	
	w_L	-0.039	0.016	-2.520	0.040	
	$Clay\%$	-0.016	0.008	-2.024	0.083	
	r_d	2.008	1.130	1.778	0.119	
k_5	截距	0.653	0.551	0.421	0.183	0.58
	$P_{0.075}$	-0.017	0.009	-1.830	0.097	
	r_d	1.054	0.717	1.471	0.172	
k_6	截距	-3.838	3.119	-1.231	0.253	0.83
	$P_{0.075}$	0.040	0.017	2.410	0.043	
	AI	-17.662	4.583	-3.854	0.005	
	w_L	0.112	0.037	2.992	0.017	
	r_d	-0.786	0.369	-0.620	0.155	

3.4 模型可靠性验证

采用表 4 中其余 9 种土样 (^{#11~#19} 土样) 对本文模型及其参数经验关系式 (10) 进行验证, ^{#11~#19} 土样的 I_p 范围为 8.0~52.0, 含水率在最佳含水率上下变化, 且考虑了不同压实度影响。图 7 为基于式 (9)、(10) 的预测值与实测值的对比, 结果显示数据点分布在均值线上下一定范围内, 表征预测精度的系数 R^2 达到 0.79, 验证了经验关系式 (10) 的可靠性。表明

了根据以物性指标为变量的经验关系式计算得到的模型参数可以较好地用于预估路基压实土的动态回弹模量,且可结合式(9),预测不同压实细颗粒土动态回弹模量随含水率和应力水平的变化规律。

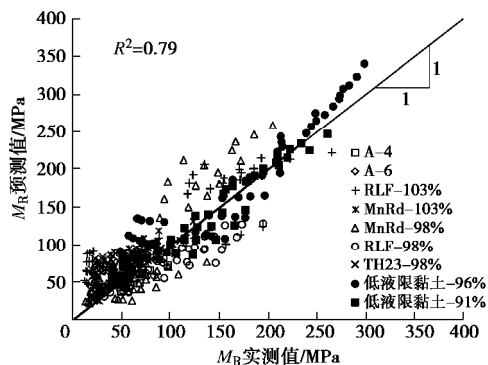


图7 本文模型预测值与实测值对比

Fig. 7 Comparison between measured and predicted values of M_R using proposed model

4 结 论

(1) 压实度越大,非饱和路基土持水能力越强;同一含水率下,动态回弹模量随压实度、围压的增大而增大,随动偏应力增大呈非线性减小;动偏应力对 M_R 影响程度相对围压要大,围压对 M_R 的影响程度随压实度的提高而减小。

(2) 同一应力水平下,非饱和路基土 M_R 随含水率增大急剧降低,本文的红黏土试样含水率从 w_{opt} 增加 4.5% 时,不同压实度下 M_R 均降低约 50%,最大减小约 70 MPa,表现为显著的湿度敏感性;且随含水率增大,动偏应力和压实度对 M_R 的影响程度逐渐减弱。

(3) M_R 随含水率 w 、饱和度 S_r 的变化规律与土性显著相关,土体的塑性指标的增大, M_R 随 w 的变化程度越大;而不同土样的 M_R 随基质吸力 y 变化趋势基本一致, y 可作为表征含水率对 M_R 影响的相关指标。

(4) 引入基质吸力和非饱和有效应力系数,建立了综合显式考虑含水率和应力(围压与偏应力)影响的压实路基土 M_R 预测模型,并证实了该模型对于不同类型土体均有较好的适用性。

(5) 分别建立了本文模型 3 个参数与物性指标 (I_p , w_L , Clay %, $P_{0.075}$, r_d , AI) 之间的线性经验关系,并对其可靠性进行了验证,可用来预测运营期压实路基土动态回弹模量受含水率和应力水平变化影响的规律。

本文所建立的 M_R 预估模型综合考虑了湿度变化和应力水平的影响,并可通过常规物性指标确定模型参数,为设计过程中合理选取计算参数提供了简便实

用的方法。由于目前同时测试土体基质吸力和动态回弹模量的试验尚较少,本文模型参数的经验关系仅是在几种土样试验数据基础建立而来,今后需更多不同类型土样试验结果对本文经验关系进行修正以提高其可靠性。

参考文献:

- [1] SEED H B, CHAN C K, LEE C E. Resilience characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures in asphalt pavements[C]// Proceedings of the International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. Michigan, 1962: 611 - 636.
- [2] National Cooperative Highway Research Program (NCHRP). Development of the 2002 guide for the design of new and rehabilitated pavement structures[R]. Washington, D C: NCHRP Transportation Research Board, 2004.
- [3] JTG D50—2017 公路沥青路面设计规范[S]. 2017. (JTG D50—2017 Specification for design of highway asphalt pavement[S]. 2017. (in Chinese))
- [4] NGUYEN Q, FREDLUND D G, SAMARASEKERA L, et al. Seasonal pattern of matric suctions in highway subgrades[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2010, 47(3): 267 - 280.
- [5] 钱劲松, 王 朋, 凌建明, 等. 潮湿多雨地区高速公路路基湿度的实测特征[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2013, 41(12): 1812 - 1817. (QIAN Jin-song, WANG Peng, LING Jian-ming, et al. In-situ investigation of subgrade moisture of expressway in humid zone[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2013, 41(12): 1812 - 1817. (in Chinese))
- [6] DRUMM E C, REEVES J S, MADGETT M R, et al. Subgrade resilient modulus correction for saturation effects[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, 123(7): 663 - 670.
- [7] LIANG R Y, RABAB'AH S, KHASAWNEH M. Predicting moisture-dependent resilient modulus of cohesive soils using soil suction concept[J]. Journal Transportation Engineering, 2008, 134(1): 34 - 40.
- [8] SALOUR F. Moisture influence on structural behaviour of pavements: field and laboratory investigations[D]. Stockholm: KTH Royal Institute of Technology, 2015.
- [9] MEHROTRA A, ABU-FARSAKH M, GASPARD K. Development of subgrade M_r constitutive models based on physical soil properties[J]. Road Materials and Pavement, 2018, 19(1): 56 - 70.
- [10] WITCZAK M W, UZAN J. The universal airport pavement design system. Report I of V: granular material characterization[R]. Maryland: University of Maryland, 1988.

- [11] LEKARP F, ISACSSON U, DAWSON A. State of the art I: resilient response of unbound aggregates[J]. *Journal of Transportation Engineering*, 2000, **126**(1): 66 – 75.
- [12] LI D, SELIG E T. Resilient modulus for fine-grained subgrade soils[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1994, **120**(6): 939 – 957.
- [13] KHOURY N, BROOKS R, BOENI S Y, et al. Variation of resilient modulus, strength, and modulus of elasticity of stabilized soils with postcompaction moisture contents[J]. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2013, **25**(2): 160 – 166.
- [14] HEATH A C, PESTANA J M, HARVEY J T, et al. Normalizing behavior of unsaturated granular pavement materials[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2004, **130**(9): 896 – 904.
- [15] NG C W W, ZHOU C, YUAN Q, et al. Resilient modulus of unsaturated subgrade soil: experimental and theoretical investigations[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2013, **50**(2): 223 – 232.
- [16] FREDLUND D G, RAHARDJO H. *Soil mechanics for unsaturated soils*[M]. New York: Wiley-Interscience, 1993.
- [17] YANG S R, LIN H D, KUNG J H, et al. Suction-controlled laboratory test on resilient modulus of unsaturated compacted subgrade soils[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2008, **134**(9): 1375 – 1384.
- [18] KHOURY N, BROOKS R, KHOURY C, et al. Modeling resilient modulus hysteretic behavior with moisture variation[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2012, **12**(5): 519 – 527.
- [19] SALOUR F, ERLINGSSON S, ZAPATA C E. Modelling resilient modulus seasonal variation of silty sand subgrade soils with matric suction control[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2014, **51**(12): 1413 – 1422.
- [20] HAN Z, VANAPALLI S K. Relationship between resilient modulus and suction for compacted subgrade soils[J]. *Engineering Geology*, 2016, **211**: 85 – 97.
- [21] ZAMAN M, SOLANKI P, EBRAHIMI A, et al. Neural network modeling of resilient modulus using routine subgrade soil properties[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2010, **10**(1): 1 – 12.
- [22] YAN K Z, XU H B, SHEN G H. Novel approach to resilient modulus using routine subgrade soil properties[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2014, **14**(6): 04014025.
- [23] ZHOU C J, HUANG B S, DRUMM E, et al. Soil resilient modulus regressed from physical properties and influence of seasonal variation on asphalt pavement performance[J]. *Journal of Transportation Engineering*, 2015, **141**(1): 04014069.
- [24] AASHTO. Designation T307-99: determining the resilient modulus of soils and aggregate materials[S]. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2003.
- [25] ASTM Designation: D5298-10. Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper[S]. West Conshohocken, PA: American Society for Testing and Materials, 2010.
- [26] LEONG E C, HE L, RAHARDJO H. Factors affecting the filter paper method for total and matric suction measurements [J]. *Geotechnical Testing*, 2002, **25**(3): 322 – 333.
- [27] FREDLUND D G, XING A. Equation for the soil – water characteristic curve[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1994, **31**: 521 – 532.
- [28] JTG D30—2015 公路路基设计规范[S]. 2015. (JTG D30—2015 Specification for design of highway subgrades[S]. 2015. (in Chinese))
- [29] HAN Z, VANAPALLI S K, ZOU W L. Integrated approaches for predicting soil-water characteristic curve and resilient modulus of compacted fine-grained subgrade soils[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2017, **54**(5): 646 – 63.
- [30] KHALILI N, KHABBAZ M H. A unique relationship for the determination of the shear strength of unsaturated soils[J]. *Géotechnique*, 1998, **48**(2): 1 – 7.
- [31] VANAPALLI S K, FREDLUND D G, PUFAHL D E, et al. Model for the prediction of shear Strength with respect to soil suction[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1996, **33**(3): 379 – 392.
- [32] GARVEN E A, VANAPALLI S K. Evaluation of empirical procedures for predicting the shear strength of unsaturated soils[C]// ASCE. Proceedings of the 4th International Conference on unsaturated Soils. Carefree, 2006: 2570 – 2581.
- [33] GUPTA S C, RANAIVOSON A, EDIL T B, et al. Pavement design using unsaturated soil technology[R]. Minnesota: Minnesota Department of Transportation, St. Paul, 2007.
- [34] 兰 伟. 路基土非饱和特性及回弹模量预估模型[D]. 上海: 同济大学, 2009. (LAN Wei. Unsaturated characteristics and prediction model of and resilient modulus of subgrade soil [D]. Shanghai: Tongji University, 2009. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201901021

考虑砂土渗透性变化的吸力锚沉贯及土塞特性研究

王胤, 朱兴运, 杨庆

(大连理工大学海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要: 吸力锚负压沉贯过程中锚内部常常产生土塞现象, 这将阻碍锚体的进一步沉贯, 影响吸力锚在海床土体中的安装深度, 最终导致吸力锚承载力的降低, 本研究通过 1g 条件下室内模型试验研究土塞的形成机理。通过试验模拟吸力锚水下砂土中吸力沉贯过程, 借助高分辨率相机记录锚体整个沉贯过程, 同时利用微型孔压传感器测量锚内外负压值随沉贯深度变化情况。试验过程中发现吸力锚内部土柱在向上渗流作用下发生细颗粒迁移现象, 且随着沉贯深度的增大, 土塞隆起的高度逐渐增加。提出土塞的形成是由于吸力锚内部土体膨胀引起的, 进而引起渗透系数的增加。本研究分析了渗透系数在锚体沉贯过程中的变化情况, 并对 Houlby 和 Byrne 提出的吸力锚砂土中沉贯吸力计算模型进行了改进, 从而获得更加准确的沉贯吸力随沉贯深度变化关系理论计算方法, 为吸力锚的工程设计和施工提供理论依据。

关键词: 吸力锚; 沉贯吸力; 土塞; 渗透系数; 渗流

中图分类号: TU441

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0184-07

作者简介: 王胤(1982-), 男, 副教授, 主要从事海洋土力学及海洋平台基础等方面的教学和科研工作。E-mail: y.wang@dlut.edu.cn。

Installation of suction caissons and formation of soil plug considering variation of permeability of sand

WANG Yin, ZHU Xing-yun, YANG Qing

(State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: During the installation of suction caissons, there exists the phenomenon of soil plug inside the anchor, which will hinder the further penetration of the anchor. This phenomenon hinders the installation to reach the predetermined depth, resulting in a great reduction in bearing capacity. In this study, a series of tests under 1g are carried out to analyze the formation mechanism of soil plug. The negative pressure installation of an anchor model is conducted in sand, and the whole process is recorded by a high-resolution camera. The pore pressure transducers are used to measure the internal and external pore pressures. During the penetration, the fine sand particles move upwards and reach the top surface due to upward seepage flow within the sand inside the anchor. With the increase of the penetration depth, the height of the soil plug increases progressively. It is found that the soil plug is caused by the swelling of the soil inside the suction anchor, and the permeability coefficient increases due to the swelling of the inside sand. The variation of the permeability coefficient in the process of penetration is investigated, and it is used to improve the Houlby & Byrne's model. The modified model can accurately predict the suction in the penetration process and provide a theoretical basis for the design and construction of suction caissons.

Key words: suction anchor; suction pressure; soil plug; permeability coefficient; seepage

0 引言

过去的 20 a 中, 吸力锚在海洋工程中得到了广泛应用, 如 1991 年 6 月, 北海 SNORRE 油田首次应用大型混凝土吸力锚固定张力腿钻井平台; 1994 年渤海 CFD1-6-1 油田的建设是中国海洋平台首次使用吸力锚的成功案例, 自此国内外海上设施使用吸力锚作为锚固基础的工程案例层出不穷, 如 2013 年, 在英国气象桅杆的安装中使用吸力锚进行固定^[1]; 2017 年安装在查吉威岛西部的风机海上平台使用了 8 个吸力锚进

行固定^[2]。与传统桩型基础相比吸力锚具有如下优点^[3]:

①节省钢材等材料的使用量; ②吸力锚依靠负压下沉, 施工简便、快捷; ③锚体可以反复回收利用; ④吸力锚插入海床的深度较浅, 对海床地基的勘察要求较低。吸力锚的安装过程包括两个连续阶段: ①吸力锚在自重或压力作用下贯入土体阶段; ②采用负压贯入土体阶段。负压贯入阶段是利用水泵将吸力锚内部的水抽

基金项目: 国家自然科学基金项目 (41572252, 51639002)

收稿日期: 2017-07-01

出, 锚内、外部将形成一定的压力差, 进而使锚体向下贯入土体中。

通过负压实现将吸力锚贯入海床土中, 但在此沉贯过程中由于锚内负压作用常常使锚内土柱上表面明显高于海床平面 (即“土塞效应”), 阻碍吸力锚沉贯至预定深度, 进而导致其在后期服役阶段承载力不能达到设计要求, 大大影响海洋工程结构物的稳定性。

早在 2005 年, Tran 等^[4]开展了室内 1g 条件下吸力锚在砂土中沉贯试验, 发现土塞形成原因是土体体积膨胀; Andersen 等^[5]进行的室内模型试验中发现锚内土塞的高度明显大于由于锚壁贯入置换土体 (即“锚壁置换”效应) 产生的土面隆起高度; 李大勇等^[6]针对吸力锚在砂土中的负压沉贯进行了模型试验, 发现渗流对土塞效应的形成具有显著影响; 丁红岩等^[7]进行了粉质黏土中的吸力沉贯试验, 发现锚内部过度的土塞隆起现象, 并研究了土塞的形成和发展规律及负压大小、下贯速度等因素对土塞现象的影响。

吸力锚沉贯过程中所施加的吸力随沉贯深度的变化关系在吸力锚设计和施工中是十分重要的, 已有多位学者建立了吸力锚沉贯阻力与沉贯深度变化的理论公式, 其中应用较为广泛的是 2005 年 Housbly 等^[8]建立的吸力与沉贯阻力 (包括侧壁摩阻力和端部阻力) 平衡关系式, 公式中考虑了土体渗流作用以及砂土与锚壁之间摩擦对锚壁周围土体有效应力的影响; 该理论中虽考虑了不同渗透系数对吸力值的影响, 没有引入渗透系数随沉贯深度的变化关系。

本文开展了一系列 1g 条件下砂土中吸力锚沉贯模型试验。将试验结果与理论计算进行对比分析, 确定形成“土塞效应”内在机理, 将渗流作用与锚内土体膨胀进行联系, 得到渗透系数随沉贯深度的变化关系; 进一步地, 将此关系引入 Houlsby 与 Byrne 吸力值预测公式中, 得到改进后的理论计算方法, 通过与试验结果对比验证了该方法的准确性。改进后的理论计算方法提高了吸力值的预测精度和可靠性, 对吸力锚的设计和施工具有理论指导和工程应用价值。

1 试验方法

1.1 试验材料

试验采用福建标准砂, 试验前按照土工试验规程对砂土的基本物理指标进行测定, 结果见表 1。采用

表 1 砂土基本物理力学指标

Table 1 Basic properties of sand used in tests					
颗粒相对密度 G_s	最大孔隙比 e_{\max}	最小孔隙比 e_{\min}	平均粒径 d_{50}/mm	不均匀系数 C_u	曲率系数 C_c
2.650	0.647	0.383	0.7	6.071	0.756

筛分法对砂土颗粒级配进行测定, 得到的颗粒级配曲线如图 1 所示。

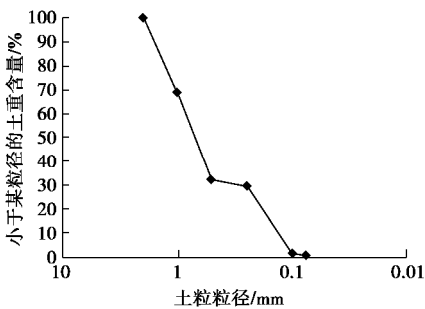


图 1 试验砂土颗粒级配曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curve of sand used in tests

分层铺设砂土至模型箱中, 逐层夯实平整之后, 从模型箱底部缓慢通水, 将试样中气体逐渐排出使土样饱和, 继续通水直至水面完全淹没吸力锚模型, 静置加压固结 20 d, 当砂土固结沉降稳定时计算砂土试样总体积 V , 福建标准砂干砂的质量为 M_0 , 干砂体积 V_s 的表达式为

$$V_s = \frac{M_0}{G_s r_w} \quad (1)$$

从而得到砂土试样的初始孔隙比 $e_{\text{ini}}=0.430$; 根据预先测定的福建标准砂最大、最小孔隙比, 可计算相对密实度如下:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (2)$$

本试验砂土相对密实度为 $D_r=82.2\%$, 属于密实状态。该密实状态在砂土海床中较为常见^[4], 其他平行试验获得的砂土相对密实度见表 2。

表 2 平行试验条件与土体性质

Table 2 Test conditions and properties of soils in parallel tests

试验	D_r /%	g' /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	j /($^\circ$)	T /($^\circ$)	P_0 /kPa
试验 1	80.0	9	30.54	25	101
试验 2	82.2	9	31.13	25	101
试验 3	81.9	9	31.02	25	101

1.2 试验布置与加载方法

模型试验主要设备包括模型槽、吸力锚模型、水气转换筒、空气泵、孔隙水压力传感器、信号转换装置和数据采集终端等, 布置情况如图 2 所示。

试验所需要的负压条件通过空气泵、水气转换筒提供, 空气泵将水气转换筒内的空气泵出, 在水气转换筒内形成稳定的负压条件, 利用 PU 管将吸力锚与水气转换筒连接, 从而将锚内水抽到水气转换筒内并在吸力锚锚顶内部和外部形成一定压差, 实现吸力锚

的下沉。在吸力锚顶盖内、外部分别安装孔隙水压力传感器（CYG1571GSLF），该传感器能够测量正、负水压，将采集到的数据传输到数据采集终端保存。



图 2 试验布置示意图

Fig. 2 Test arrangement

为便于直观观察吸力锚沉贯过程，试验所用的模型槽设置为单侧透明，模型槽的长宽高（ $L \times D \times H$ ）尺寸为 $150\text{ cm} \times 96\text{ cm} \times 90\text{ cm}$ 。采用透明有机玻璃制作吸力锚模型，也有助于直观地获得吸力锚内部土塞的发展过程；在锚顶部设置两个直径为 8 mm 的圆孔，一个用作排水孔，通过空气泵将锚内的水排至水气转换桶内，在锚内部形成负压引导下贯；另一个用来安装孔压传感器。吸力锚模型尺寸见表 3。

表 3 吸力锚模型尺寸

Table 3 Dimensions of model suction anchor (mm)			
锚长度 H	内径 D_i	外径 D_o	壁厚 t
300	150	160	5

1.3 试验过程

首先对孔压传感器进行标定，在标准大气压 $p_0=101\text{ kPa}$ ，常温 $T=25^\circ\text{C}$ 环境下，利用 TACE5000 设备进行抽负压标定，不同压力条件下传感器输出电压信号的实测值和理论值如图 3 所示，精度满足要求。

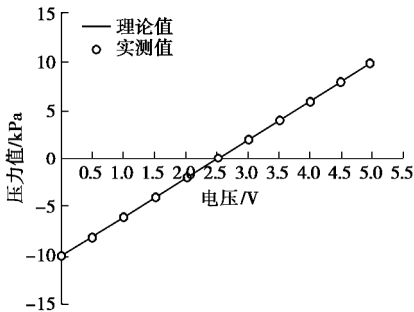


图 3 传感器标定结果

Fig. 3 Calibrated results of sensors

沉贯过程如下：首先，吸力锚在自重和外加竖向荷载作用下贯入土中，控制初始贯入深度为锚长度的四分之一（约 $7\sim 8\text{ cm}$ ），锚体全部没于水中。随后，进行负压沉贯，利用空气泵将水气转换筒内的空气抽

出，进而通过锚顶排水孔将锚内水抽出，在锚内、外部形成一定的压力差；锚顶盖外、内侧所布置的孔隙水压力传感器（如图 4 所示）实时测量锚内上部和锚外水压力值，二者差值即为吸力锚受到的总吸力值 s ，当总吸力值大于沉贯过程中受到的土体阻力时，吸力锚开始下贯；当吸力锚内部土柱顶面与锚顶盖内侧接触时，停止沉贯，并记录土塞高度与形态。

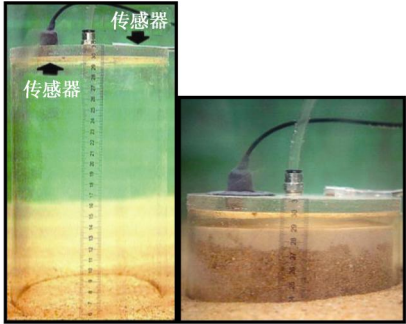


图 4 吸力锚沉贯前后土塞隆起情况

Fig. 4 Conditions of soil plug before and after suction

利用高分辨率相机拍摄记录负压沉贯阶段锚内土塞的形成过程，为后期数据分析提供依据。在下沉过程中严格控制负压施加的大小，使吸力锚能够缓慢匀速下沉，当渗流发展稳定时，再进行下一级负压沉贯。为验证试验的可重复性，共进行 3 组平行试验，每次试验结束之后，采取同样的制样方法，将模型箱内的水分排出，取出砂土并烘干，控制每次其相对密实度在 80% 左右，以保证试样处于密实状态。砂土浮重度 g' ，内摩擦角 j ，试验室温 T 及大气压 P_0 如表 2 所示。重复试验得到多组数据，对数据进行分析 and 整理。

2 试验结果

试验所采用的传感器数据采集系统采样频率设置为 2 Hz ，每一级负压沉贯过程持续 3 s ，随后停止施加负压，待锚体周围砂土中渗流发展稳定后，再施加下一级负压；吸力锚内部负压在渗流作用下逐渐消散，孔压消散过程缓慢，吸力锚内部水压逐渐增加（负值降低）；当吸力锚外部、内部和水气转换筒之间形成稳定的流场时，吸力锚内部的压力值逐渐趋于稳定，并逐渐回升至正压状态，但仍不会达到该沉贯深度处的静水压力值，这是因为整个水气转换系统内始终处于负压状态，而并非正常大气压条件下。吸力锚下贯过程中，其受到沉贯吸力为吸力锚外部的压力值（大气压与静水压力之和）与锚内部压力的差值如图 5 所示。

传感器测得的沉贯过程中吸力锚受到的吸力值 s 随沉贯深度 h 变化情况如图 6 所示。从图 6 中可见，随着 h 增加，沉贯所需要的吸力值 s 逐渐增加，并且

呈现出近似线性的变化规律, 试验采取间歇分段施加负压的方式实现吸力锚的下贯过程, 尽量保证每个阶段所施加的负压都小于临界值, 进而避免连续加压使得负压值过大而导致严重土体膨胀, 甚至管涌等现象。沉贯结束后, 观察到锚内土柱顶部存在大量细小砂粒, 这是由于在负压作用下, 锚体周围砂土渗流引起细小砂粒发生向上运移, 到达锚内土柱上部。为进一步分析细砂粒的来源, 试验结束之后, 将吸力锚模型和锚内砂土同时取出, 将砂土进行分层并烘干, 利用振筛机筛分试样, 测得不同砂土层颗粒级配如图 7 所示。

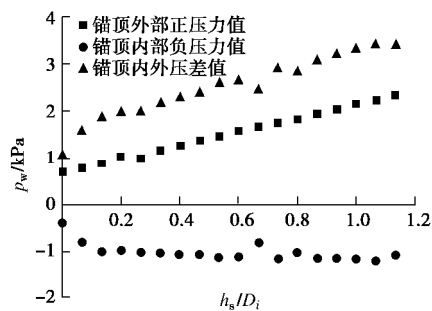


图5 负压贯入阶段实测孔压的变化

Fig. 5 Time evolution of pore pressure measured by the sensors

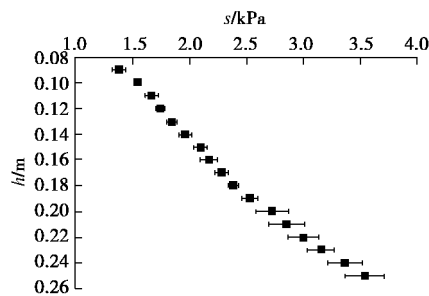


图6 吸力锚所受吸力随贯入深度的变化曲线

Fig. 6 Variation of suction force with suction depth

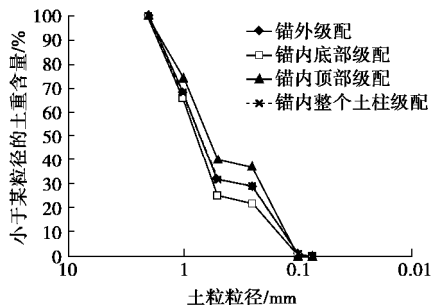


图7 吸力锚内部土体颗粒级配情况

Fig. 7 Grain-size distribution inside suction anchor

图 7 中, “锚内顶部土层” 为吸力锚内土柱上部 2 cm 厚区域砂土层的级配, “锚内底部土层” 是锚内土柱底部 2 cm 厚区域砂土层的颗粒级配。从图中可以明显看出, “锚内顶部土层” 粒径在 0.25~0.5 mm 范围

内的质量百分含量明显高于底部砂层; 另外, 将沉贯试验后 “锚内整个土柱” 级配与试验前进行对比, 发现试验前后砂土级配并没有发生明显变化, 这再次证明渗流作用下, 锚内土柱顶部细砂颗粒主要来自于锚内部土柱及锚壁向下沉贯路径垂直区域的砂土中, 从锚壁外侧流入锚内的砂土量极少, 该结论与 Tran 等^[9]离心机试验结果基本一致。

为进一步分析土塞形成的原因, 试验过程中记录了土塞隆起高度 (即吸力锚内部土柱高出外部砂土面的部分) 随沉贯深度的变化情况, 土塞体积可表示为

$$V_1 = \frac{\pi D_i^2 h'}{4} \quad (3)$$

贯入砂土中的锚壁体积为

$$V_2 = \frac{\pi(D_o^2 - D_i^2)h}{4} - \frac{\pi(D_o^2 - D_i^2)t}{8} \quad (4)$$

式中 h' 为土塞隆起高度; h 为吸力锚贯入砂土内部的距离; t 为锚壁壁厚。土塞的体积与锚壁的贯入砂土中的体积对比结果如图 8 所示。从图 8 可见, 自负压沉贯开始, 随着沉贯深度的增加, 土塞体积始终明显大于贯入砂土中锚壁的体积, 这说明锚内土柱顶面的显著提升不全是由于 “锚壁置换” 作用引起的。更重要的是, 吸力沉贯过程中, 在锚内土面上部形成负压, 进而形成由锚外土面向下, 到达锚壁底端, 再向上的渗流路径, 在渗流作用下, 锚内细砂粒向上运移, 引起锚内砂土体积膨胀, 进而形成较明显的 “土塞现象”。

从图 8 中还可以看出土塞隆起体积与负压贯入深度呈现近似线性关系, 因此以 h' 为纵坐标, h_s/D_i 为横坐标进行拟合。其中, h_s 为负压作用下的沉贯深度, 结果如图 9 所示。

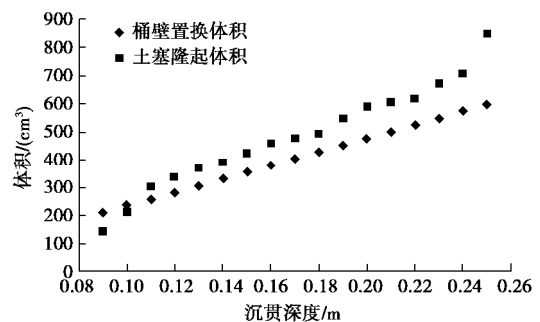


图8 土塞体积与锚壁置换体积

Fig. 8 Volumes of soil plug and bucket wall displacement

由以上分析可知, 在吸力锚负压沉贯过程中, 在渗流作用下锚内细砂粒发生运移, 导致土体逐渐松散, 孔隙比逐渐增加, 渗透系数也随之增大。试验中, 通过相机拍摄不同沉贯深度时的土塞高度, 推导得到不同沉贯深度对应的吸力锚内部土体孔隙比 e_i :

$$e_i = \frac{(1+e_{ini})h'}{h_0+h_s} + e_{ini}, \quad (5)$$

式中, e_i 为锚内土体实时孔隙比, e_{ini} 为初始孔隙比, h_0 为吸力锚初始贯入深度, 即 $h=h_0+h_s$; 将 h' 与 h_s/D_i 拟合关系代入式 (5), 将得到不同贯入深度下对应的 e_i 值, 根据 Kozeny-Carmen 理论^[10], 确定渗透系数:

$$k = C_s D_s^2 \frac{I_f}{m_d} \frac{e^3}{e+1}. \quad (6)$$

进一步得到渗透系数无量纲量表达式如下:

$$k^* = C_s \frac{e^3}{e+1}. \quad (7)$$

式中 C_s 为土颗粒形状系数; D_s 为有效粒径; I_f 为液体重度, 本试验为清水, 取重度 $I_f = 10 \text{ kN/m}^3$, 水的动力黏度 $m_d = 1.004 \text{ Pa}\cdot\text{s}$, $C_s = 0.5$, $D_s = D_{10}$ 。 k^* 与沉贯深度和锚径比 h_s/D_i 之间的变化关系如图 10 所示, 通过拟合得到线性关系如下:

$$k^* = m \left(\frac{h_s}{D_i} \right) + k_0^*, \quad (8)$$

式中, $m=0.050621$, k_0^* 为 e_{ini} 对应的无量纲量 k^* 。

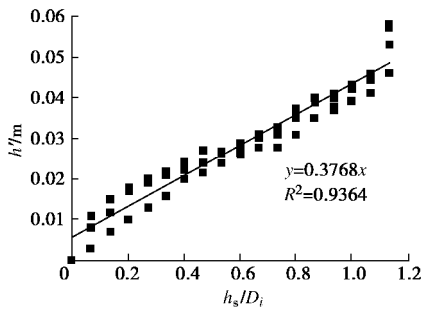


图 9 土塞隆起高度随负压沉贯深度的变化曲线

Fig. 9 Variation of height of soil plug with penetration depth ratio

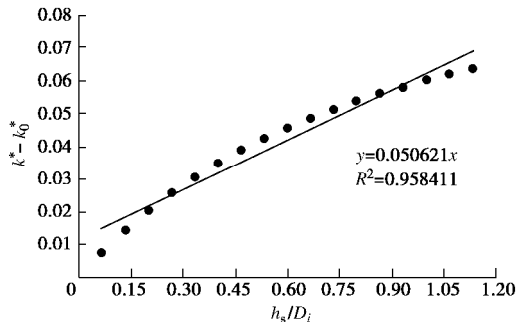


图 10 渗透系数随沉贯深度的变化曲线

Fig. 10 Variation of permeability coefficient with penetration depth ratio

吸力锚负压沉贯过程中, 内部土塞发生膨胀, 孔隙率逐渐增加, 临界水力梯度逐渐降低, 渗透系数逐渐增加。特别是在沉贯初期阶段, 一旦超过其临界水力梯度, 大量的细砂将沿着渗流通道在吸力锚内部发生迁移, 吸力锚内部的土塞高度也会明显的升高。因

此吸力锚在沉贯过程中, 应该严格控制其吸力值, 最好采用间歇沉贯的方式, 以避免此类现象的发生。

3 沉贯吸力理论预测公式

沉贯过程中吸力锚所受到的阻力由端部阻力和侧壁摩擦力组成, 其中侧壁摩擦力包括内侧壁摩擦力和外侧壁摩擦力。受力情况如图 11 所示。

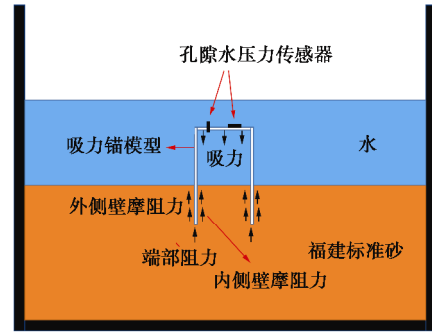


图 11 吸力锚沉贯过程受力示意图

Fig. 11 Schematic diagram of suction force of suction anchor during penetration

根据 Housbly 和 Byrne 的理论计算公式, 考虑沉贯过程中渗流的作用和土体有效应力强化效应, 对锚体进行受力分析, 获得平衡方程如下^[8]:

$$\begin{aligned} V' + s \left(\frac{\pi D_i^2}{4} \right) &= \left(g' + \frac{as}{h} \right) (K_p \tan d)_o p D_o \cdot \\ Z_o^2 \left[\exp \left(\frac{h}{Z_o} \right) - 1 - \left(\frac{h}{Z_o} \right) \right] &+ \left(g' - \frac{(1-a)s}{h} \right) \cdot \\ (K_p \tan d)_i \pi D_i Z_i^2 \left[\exp \left(\frac{h}{Z_i} \right) - 1 - \left(\frac{h}{Z_i} \right) \right] &+ \\ \left[\left(g' - \frac{(1-a)s}{h} \right) Z_i \left[\exp \left(\frac{h}{Z_i} \right) - 1 \right] N_q + g' t N_l \right] \pi D t_o &(9) \end{aligned}$$

式中 N_q , N_l 是基于太沙基理论的地基承载力系数; Z_o 为锚壁外部贯入特征深度, Z_i 为锚壁内部贯入特征深度; V' 是吸力锚自重; a 是吸力锚裙端底部外侧超孔压与内侧超孔压之比, 其值与锚内外渗透系数 k_i , k_o 有关, 一般小于 0.5^[8]。

当 $k_o = k_i$ 时, a_1 可作为 a 的特殊值, 表示如下:

$$a = a_1 = C_0 - C_1 \left[1 - \exp \left(-\frac{h}{C_2 D} \right) \right], \quad (10)$$

当 $k_o \neq k_i$ 时,

$$a = \frac{a_1 k_i}{(1-a_1) + a_1 k_i}, \quad (11)$$

$$k_i = \frac{k_i}{k_o}. \quad (12)$$

式中, 3 个系数的取值参考相关文献[8, 10], $C_0=0.45$,

$C_1=0.36$, $C_2=0.48$ 。

砂土与锚壁之间的滑动摩擦系数可通过试验测量获得^[11]。本试验中, 选取两块有机玻璃板, 在其中的一块有机玻璃板上黏上试验中使用的福建标准砂, 将另一块有机玻璃板放在上面, 缓慢的抬升下面的玻璃板, 直至两块有机玻璃板之间发生相对滑动, 此时抬升的角度 (即玻璃板与水平面之间的夹角) 即为砂土与有机玻璃之间的滑动摩擦角 $d=17^\circ$, 由此可得滑动摩擦系数为 $m=\tan 17^\circ=0.306$ 。

根据吸力锚实际沉贯情况, 计算朗肯被动土压力作为吸力锚受到的侧向土压力^[7], 再乘以滑动摩擦系数即为吸力锚侧壁受到的摩阻力。朗肯被动土压力系数可表示为^[9]

$$K_p = \frac{1 + \sin j}{1 - \sin j}, \quad (13)$$

式中, j 为福建标准砂的内摩擦角, 采用直剪仪进行测定, 得到内摩擦角为 $j=31.13^\circ$, $K_p=3.141$ 。

需要说明的是, 在 Houlsby 等^[8]理论中, 考虑由于锚壁与砂土之间的摩擦力, 吸力锚壁周围土体随着锚壁贯入会发生向下位移, 从而使锚壁外侧一定范围内的土体有效应力增加。本试验为 1g 模型试验, 试验所施加的负压值相对较小, 沉贯速度较慢且锚壁与砂土之间的摩擦系数较小, 吸力锚壁外侧土体有效应力的强化效应不明显, 因此本文推导不考虑此效应, 采用相同的计算方法确定吸力锚内、外侧锚壁贯入特征深度。所选取锚体外侧锚壁贯入特征深度为

$$Z_o = \frac{D_o}{4(K_p \tan d)_o}. \quad (14)$$

内侧锚壁贯入特征深度为^[8]

$$Z_i = \frac{D_i}{4(K_p \tan d)_i}. \quad (15)$$

本文最终要获得沉贯吸力 s 随着沉贯深度 h 和渗透系数之间的关系式, 基本型式如 $s = f(h, k)$ 。这里考虑锚内外砂土渗透系数比值 k_f , 如式 (12), 反映锚筒内外砂土渗透系数的差异性。在 Houlsby 等理论公式中, 未考虑锚筒内外砂土渗透系数随沉贯深度的变化情况, 这与实际不符。如前文试验中发现, 施加吸力进行沉贯时, 随着锚体逐渐下贯, 锚内土柱渗透系数逐渐增加, 即假设锚外砂土渗透系数不变, k_f 逐渐增加。确定 k_f 随沉贯深度的变化规律对于预测吸力锚沉贯过程中需要的吸力值具有十分重要的意义。由式 (6)、(8), 确定锚内砂土渗透系数为

$$k_i = \frac{I_f}{m_i} D_s^2 k^*. \quad (16)$$

由式 (11)、(12), a 可进一步表示为

$$a^* = \frac{a_1 I_f D_s^2 k^*}{m_i k_o (1 - a_1) + a_1 I_f D_s^2 k^*}. \quad (17)$$

可获得沉贯吸力与沉贯深度和无量纲渗透系数关系表达式, 如 $s = f(h, k^*)$ 。改进后的计算公式体现了随着沉贯深度的增加, 渗透系数变化影响下的吸力值, 由此获得吸力锚受力平衡方程如下:

$$s = \frac{[(A + B + C)g' + D - V']4h}{\pi D_i^2 - 4a^*(A + B + C) + B + C}, \quad (18)$$

$$\begin{aligned} \text{式中, } A &= (K_p \tan d)_o \pi D_o Z_o^2 \left[\exp\left(\frac{h}{Z_o}\right) - 1 - \left(\frac{h}{Z_o}\right) \right], \\ B &= (K_p \tan d)_i \pi D_i Z_i^2 \left[\exp\left(\frac{h}{Z_i}\right) - 1 - \left(\frac{h}{Z_i}\right) \right], \quad C = Z_i \cdot \\ &\left[\exp\left(\frac{h}{Z_i}\right) - 1 \right] N_q \pi D t, \quad D = g' t N_l \pi D t. \end{aligned}$$

为验证改进的沉贯吸力公式的准确性, 将其预测结果与试验测量值进行对比, 如图 12 所示。从图 12 中可以看出, 本文改进的理论公式计算沉贯吸力 s 随沉贯深度增加而逐渐增加, 与试验实测吸力值 s 吻合程度较高; 而采用 Houlsby 和 Byrne 理论公式时, 由于假定砂土渗透系数在沉贯过程中保持恒定 (即 k_f 不变), 虽然沉贯初期其能较好地预测吸力值 s , 但随着沉贯深度的增加, 其预测结果逐渐偏离实测值, 采用不同渗透系数比 k_f 仍无法获得满意的预测结果。

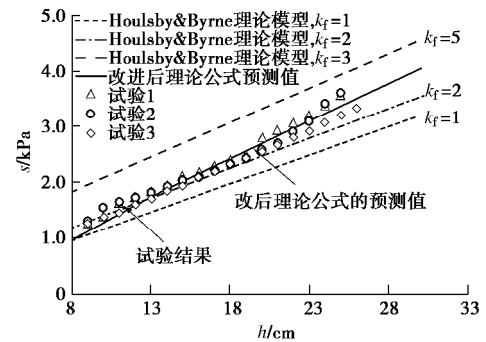


图 12 沉贯吸力随沉贯深度变化曲线

Fig. 12 Variation of suction with depth of penetration

采用误差分析方法对本文改进理论公式的精确度进行定量评价, 平均相对误差值定义如下:

$$E_{ave} = \frac{\sum_{i=1}^n \left| \frac{s_{cal} - s_{meas}}{s_{meas}} \right|}{n} \times 100\%, \quad (19)$$

式中, s_{cal} 为理论公式计算的沉贯吸力, s_{meas} 为试验实测的沉贯吸力。在整个沉贯过程中共选取 18 个实测点分别对本文公式、Houlsby 和 Byrne 理论公式进行评价, 获得的结果如表 4 所示。

从表 4 可见, 本文理论公式预测结果 $E_{ave}=4.8\%$,

与 Houlsby 和 Byrne 理论公式 3 组不同渗透系数比 k_f 相比误差较低, 更接近试验实测结果。

表 4 平均相对误差计算值
Table 4 Results of average relative errors (%)

Houlsby 和 Byrne 公式			本文公式
$k_f=1$	$k_f=2$	$k_f=5$	
12.0	5.0	50.0	4.8

4 结 论

本文通过 1g 条件下吸力锚在砂土中负压沉贯试验对土塞形成机理及特性进行了研究; 根据试验测量结果, 对砂土渗透性变化规律进行了分析, 对已有的吸力锚沉贯吸力理论模型进行了改进, 得到以下 3 点结论。

(1) 吸力锚负压沉贯过程中, 由于锚内顶部负压的存在, 吸力锚周围土体形成特殊的渗流路径: 锚外由土面向下渗流, 绕经锚壁底端, 在锚内部形成向上渗流。由于锚内向上渗流的产生, 砂土结构变得松散, 体积膨胀, 同时细颗粒砂土易沿着锚壁向上运移达到土面, 从而引起土面明显升高, 形成“土塞”现象。

(2) 随着负压沉贯的进行, 锚内砂土结构逐渐变得松散, 孔隙率逐渐增加, 渗透系数逐渐增大, 其与沉贯深度形成较明显的线性关系。

(3) 将锚内砂土渗透系数的变化规律引入到 Houlsby 和 Byrne 理论模型中, 并对吸力锚砂土沉贯吸力进行了预测, 结果与试验测量十分吻合, 从而提高了沉贯吸力理论模型的计算准确性, 为今后吸力锚在海洋工程中的设计和安装提供了理论依据。

参考文献:

[1] WANG X, YANG X, ZENG X. Centrifuge modeling of lateral bearing behavior of offshore wind turbine with suction bucket foundation in sand[J]. Ocean Engineering, 2017, **139**: 140 - 151.

[2] KIM B, KIM T. Scheduling and cost estimation simulation for transport and installation of floating hybrid generator platform[J]. Renewable Energy, 2017, **111**: 131 - 146.

[3] 鲁晓兵, 郑哲敏, 张金来. 海洋平台吸力式基础的研究与进展[J]. 力学进展, 2003(1): 27 - 40. (LU Xiao-bing, ZHENG Zhe-min, ZHANG Jin-lai. Progress in the study on the bucket foundation of offshore platform[J]. Advances in Mechanics, 2003(1): 27 - 40. (in Chinese))

[4] TRAN M N. Installation of suction caissons in dense sand and the influence of silt and cemented layers[D]. Sydeny: The

University of Sydeny, 2005.

[5] ANDERSEN K H, JEANJEAN P, LUGER D, et al. Centrifuge tests on installation of suction anchors in soft clay[J]. Ocean Engineering, 2005, **32**(7): 845 - 863.

[6] 李大勇, 张雨坤, 高玉峰, 等. 中粗砂中吸力锚的负压沉贯模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(12): 2277 - 2283. (LI Da-yong, ZHANG Yu-kun, GAO Yu-feng, et al. Model tests on penetration of suction anchors in medium-coarse sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(12): 2277 - 2283. (in Chinese))

[7] 丁红岩, 刘振勇. 吸力锚土塞在粉质黏土中形成的模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2001, **23**(4): 441 - 444. (DING Hong-yan, LIU Zhen-yong. Model tests on soil plug formation in suction anchor for silty clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, **23**(4): 441 - 444. (in Chinese))

[8] HOULSBY G T, BYRNE B W. Design procedures for installation of suction caissons in sand[J]. Geotechnical Engineering, 2005(158): 135 - 144.

[9] TRAN M N, RANDOLPH M F. Variation of suction pressure during caisson installation in sand[J]. Géotechnique, 2008, **58**(1): 1 - 11.

[10] VILLALOBOS F. Installation of suction caissons in sand[J]. Geotecnia, 2007, **30**(28): 1 - 14.

[11] LEZ-MONTELLANO C, FUENTES J M, AYUGA TELLER E, et al. Determination of the mechanical properties of maize grains and olives required for use in DEM simulations[J]. Journal of Food Engineering, 2012, **111**(4): 553 - 562.

[12] ANDERSEN K H, ANDRESEN L, JOSTAD H P, et al. Effect of skirt-tip geometry on set-up outside suction anchors in soft clay[C]// ASME 2004 23rd International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering. New York, 2004: 1035 - 1044.

[13] CHEN W, ZHOU H, RANDOLPH M F. Effect of installation method on external shaft friction of caissons in soft clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **135**(5): 1620 - 1627.

[14] 程光明, 段梦兰, 郭 磊, 等. 吸力锚负压沉贯渗流场有限元分析[J]. 石油矿场机械, 2014(1): 20 - 24. (CHENG Guang-ming, DUAN Meng-lan, GUO Lei, et al. Finite element analysis of seepage during installation of suction anchor[J]. Oil Field Equipment, 2014(1): 20 - 24. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201901022

关于“关于《建筑边坡工程技术规范》(GB50330—2013)的讨论”的讨论

李广信

(清华大学水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084)

Discussion on “Discussion on ‘Technical code for building slope engineering’ second edition (2013)”

LI Guang-xin

(State Key Laboratory of Hydrosience and Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0191-02

作者简介: 李广信(1941-), 男, 教授, 主要从事岩土工程的教学与科研工作。E-mail: ligx@tsinghua.edu.cn。

毛昶熙等结合《建筑边坡工程技术规范》(GB50330—2002)^[1](以下简称2002边坡规范)对于《建筑边坡工程技术规范》(GB50330—2013)^[2](以下简称2013边坡规范)中的边坡稳定计算问题进行了讨论分析^[3]。拜读以后, 收益颇丰。

此文也谈及了笔者关于2013年边坡规范的讨论文章^[4], 对其中“有一些进步。例如删去了原版中不合理的动水压力算法”有不同意见和看法。其实这句话不是讲删去了2002边坡规范中的以土骨架为隔离体的动水压力(渗透力)法, 改为以饱和土体为隔离体的水压力法, 是一个进步。而是2002边坡规范在这方面有错误, 因文献[4]是讨论2013年边坡规范, 对这句话的本意没有展开。

在2002边坡规范中的式5.2.6, 给出了第*i*计算条块土体的动水压力 P_{wi} :

$$P_{wi} = g_w V_i \sin \frac{1}{2}(\alpha_i + \theta_i) \quad (1)$$

式中, α_i 为*i*条块的自由水位面的倾角; θ_i 为*i*条块的底面(滑动面)的倾角。此 $\sin \frac{1}{2}(\alpha_i + \theta_i)$ 就是近似的水力坡降*i*, 这里取为底部滑动面倾角与上部自由水位线倾角的平均值, 这显然是错误的。按此规定, 对于静水位, $\alpha_i = 0^\circ$, 如果滑动面倾角 $\theta_i > 0^\circ$, 也可以计算出不菲的渗透力。此规范规定了使用渗透力, 但没有指出地下水位以下土体自重要用浮重度计算。

对于此问题笔者曾在学术会议上质疑过, 也与该规范的主编讨论过, 他们对此是承认的。所以在2013年边坡规范中改成式(A.0.1-3), 笔者认为是一个进步。

文献[1]中讲“对‘动水压力’认识的混乱现象”, “流网等势线上的水头压力也就是动水压力”。“动水压力”是一个定义不准确, 使用很混乱的术语, 动水压力本身往往不是什么压力。很多场合它其实是被理解为渗透力的。在土力学中, 孔隙

水压力是面力, 通常指压强, 表示为 p_w 或者 u , 量纲为 $MT^{-2}L^{-1}$ (kN/m^2), 在特定面积*A*上其合力为总水压力 $U(P_w) = A \times u$, 量纲为 MLT^{-2} ; 渗透力与浮力一样是一个体积力, 表示为 kN/m^3 , 在特定体积*V*上其合力为总渗透力 $J = V \cdot j = V \times g_w \cdot i$, 量纲也是 MLT^{-2} 。在式(1)中计算的 P_{wi} 就是第*i*条块的土骨架的总渗透力, 与“水压力”没有什么关系。所以说, 在土力学中应当取缔“动水压力”, 而统称孔隙水压力, 或渗透力。

在2013边坡规范中, 以(饱和)土体为隔离体, 抗滑力矩中扣除滑动面上的总水压力 U_i , 将式(1)改为式(A.0.1-3):

$$U_i = \frac{1}{2} g_w (h_{wi} + h_{w,i-1}) l_i \quad (2)$$

式中, h_{wi} , $h_{w,i-1}$ 为第*i*和第*i-1*条块前端的水头高度。

通常考虑底部的孔隙水压力都是用过条块的中点的等势线的压力水头高度计算, 而不宜计算两端高度的平均值。对于滑动面上外凸的孔压分布, 用中点计算的水压力稍大, 用两端点计算的稍小, 前者偏于安全。正如文献[1]中所说, 这里的“水头高度”极易被误解为从滑动面到浸润线间的高度, 也未发现是“特别绘图指出是流网等势线上的水压力”, 并且条块自重的水下部分也没有强调用饱和重度。这里的“水头高度与文献[1]中的‘水头压力’都是不准确的用语。

由于土中水流速较慢, 在饱和土中水的渗流最主要的是重力势和压力势。单位重量水的势可表示为*m*, 亦称水头; 单位体积水的势可表示为*kPa*, 亦称压强(或孔隙水压力)。相对于一定的基准线重力水头(也叫位置水头)+压力水头=测管水头; 测管水头+速度水头=总水头。所以式(2)中的*h*应称为“压力水头的高度”, 亦即用单位重量水的能量表示的压力势。至于“水头压力”则是含混不清的说法。

在2001—2002年曾对于在边坡稳定分析中, 以土骨架为

隔离体的渗透力还是以土体为隔离体的水压力两种计算方法的问题进行过较热烈的讨论,加深了土力学领域对于该问题的理解与认识。但也出现过批判式的,将对方说成一无是处,虚拟化^[5]的现象。现在事情已经过去十多年了,风物长宜放眼量,不必念念于争论中的有意偏颇,无意伤人的个别说法。学术上的讨论与切磋是探求真理的重要途径,就有道而正焉也是治学的基础。在学术讨论方面,应当提供一个平等与开放的平台,也应具有恭谦和友善的态度。

以土骨架为隔离体水下部分考虑浮力与渗透力并不是大逆不道的。它在有些场合是简便与精准的,例如有沿坡渗流的砂土坡安全系数的推导;用数值计算渗流与强度折减法计算土坡稳定耦合时,渗透力计算并无困难。但在某些情况下的极限平衡法,其渗透力的准确估算很不易,正如式(1)的近似就是错误的。

以土体为隔离体,水下按饱和重度,考虑3个面的孔隙水压力计算较为直观和准确。在用极限平衡法分析时一般会绘制流网或者确定孔压等势线(例如土坝施工期),否则就要用总应力法。特别是目前的计算通常只在抗滑力矩计算中扣除滑动面处的孔隙水压力,而不计两侧的水压力,有时会造成很大的误差。

Duncan^[6]对25 a来边坡稳定分析的条分法和有限元法的进展做了综述报告,他指出:“传统瑞典法对平缓边坡在高孔隙水压情况下进行有效应力法分析是非常不准确的”。这可能与它不考虑条块两侧的孔隙水压力有关。殷宗泽^[7]与李广信^[8]也表达过类似的观点。

参考文献:

- [1] GB 50330—2002 建筑边坡工程技术规范[S]. 2002. (GB 50330—2002 Technical code for building slope engineering” second edition[S]. 2002. (in Chinese))
- [2] GB 50330—2013 建筑边坡工程技术规范[S]. 2013. (GB 50330—2013 Technical code for building slope engineering” second edition[S]. 2013. (in Chinese))
- [3] 毛昶熙, 段祥宝, 毛宁, 等. 关于《建筑边坡工程技术规范》(GB50330—2013)的讨论[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(11): 2147 - 2148. (MAO Chang-xi, DUAN Xiang-bao, MAO Ning, et al. Discussion on “Technical code for building slope engineering” second edition (2013)[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(11): 2147 - 2148. (in Chinese))
- [4] 李广信. 关于《建筑边坡工程技术规范 GB 50330—2013》的讨论[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(12): 2322 - 2326. (LI Guang-xin. Discussion on “Technical code for building slope engineering(GB 50330-2013)”[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(12): 2322 - 2326. (in Chinese))
- [5] 沈珠江. 莫把虚拟当现实——岩土工程界概念混乱现象剖析[J]. 岩土工程学报, 2003, **25**(6): 767 - 768. (SHEEN Zhu-jiang. No confusing fiction with reality——Analysis of misunderstanding of some concepts in Geotechnical Engineering[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, **25**(6): 767 - 768. (in Chinese))
- [6] DUNCAN J M. State of the art: limit equilibrium and finite element analysis of slopes[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1996, **122**(7): 577 - 596.
- [7] 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1996. (YIN zong-ze. Principle and calculation of spoil engineering[M]. Beijing: Water Resources and Hydropower Press, 1996. (in Chinese))
- [8] 李广信. 高等土力学[M]. 2版. 北京: 清华大学出版社, 2016. (LI Gaaang-xin. Advanced soil mechanics[M]. 2nd ed. Beijing: Tsinghua University Press, 2016. (in Chinese))

向审稿人致谢

[编者按]在广大读者特别是审稿人的支持下,本刊2018年的出版工作顺利完成,并取得了较好成绩。在此公布2018年本刊审稿人的名单,向审稿人表达诚挚的尊敬和衷心的感谢!①本统计结果为审稿完成时间2017年12月16日—2018年12月15日;②本排名不分先后,但相同姓氏审者分列不同行列时,则前者群体审稿频次多于后者。

冯怀平	艾智勇	曹文贵	李 宁	赵明华	周葆春	付文光	缪林昌	邵生俊	王保田
咎月稳	白 冰	陈 群	陈善雄	陈 勇	陈正汉	陈忠辉	党发宁	邓华锋	邓荣贵
樊敬亮	贾宇峰	孔令伟	王根龙	王国波	王星华	张乐文	张先伟	白瑞强	蔡国庆
陈卫忠	陈永贵	迟世春	崔光耀	崔 岚	丁文其	杜文山	高玉峰	龚壁卫	黄齐武
李志清	梁正召	凌 华	刘红帅	陆莱平	申艳军	沈振中	王贵君	王来贵	韦昌富
杨和平	叶 飞	张 嘎	张尚根	白晓红	包卫星	蔡国军	蔡燕燕	柴寿喜	陈国兴
陈 盼	陈文化	陈有亮	崔希海	房营光	韩 煊	何昌荣	何江达	胡明鉴	胡再强
黄强兵	江 权	蒋水华	康红普	李浩然	李建林	李镜培	李丽华	李术才	李树忱
李树清	李庶林	刘建锋	刘萌成	刘 润	龙建辉	楼梦麟	卢运虎	吕海波	梅国雄
苗强强	沈 扬	盛金昌	孙晓明	谭晓慧	汤 雷	唐 亮	王 刚	王洪新	魏 松
谢伟平	许宏发	阳军生	赵延林	周 健	庄海洋	邹德高	蔡袁强	曹金凤	曹雪山
柴军瑞	陈林靖	陈 伟	陈永辉	程东幸	程展林	戴国亮	戴自航	底青云	董 云
范留明	方鹏飞	方祥位	冯世进	傅洪贤	傅中志	高俊合	高彦斌	耿克勤	郭兴文
何光春	洪振舜	胡建林	黄 博	黄诗冰	黄 雨	姜谔男	靖洪文	孔 亮	雷国辉
雷胜友	雷祥义	李大勇	李东庆	李栋伟	李夕兵	李兴高	李 瑛	连传杰	梁 波
梁建文	刘春原	刘恩龙	刘飞禹	刘干斌	刘红军	刘红岩	刘吉福	刘加才	刘建坤
刘文白	刘 洋	卢萌盟	卢应发	路德春	孟庆山	米占宽	穆保岗	年廷凯	潘立友
彭 劼	钱征宇	饶为国	任建喜	芮大虎	芮 瑞	尚守平	邵龙潭	沈水龙	史旦达
苏永华	陶高梁	汪 稔	王爱文	王奎华	王 敏	王明年	王士民	王铁行	王小军
王学滨	夏元友	闫澍旺	杨新安	杨忠平	姚仰平	叶剑红	袁俊平	张爱军	张顶立
张民庆	张乾青	张文杰	张玉军	张振南	张治国	赵春风	赵吉坤	郑建国	郑俊杰
周 建	周 伟	巴振宁	邴 慧	柴华友	常晓林	陈建峰	陈建生	陈乐意	陈立宏
陈仁朋	陈铁林	陈 曦	陈晓平	陈育民	程爱平	程谦恭	单仁亮	邓 刚	邓永锋
丁 浩	董金荣	董新平	樊恒辉	方 勇	封 坤	冯锦艳	冯树荣	付鹤林	傅 晏
高 峰	高 盟	龚秋明	桂 跃	郝 喆	何 稼	何蕴龙	贺少辉	洪 鑫	侯朝炯
侯天顺	胡利文	胡敏云	黄春霞	黄 达	黄雪峰	黄英豪	纪洪广	贾敏才	江玉生
姜朋明	蒋中明	介玉新	金爱兵	金亚兵	孔纲强	李典庆	李 宁	李守巨	李树刚
李小青	李银平	李元海	梁 越	林鸿州	林 志	刘长武	刘华北	刘斯宏	刘中宪
楼晓明	马 巍	闵凡路	牛富俊	潘旦光	潘俊锋	裴向军	彭明祥	齐昌广	钱德玲
乔春生	秦 冰	施成华	施维成	孙大伟	孙德安	孙冬梅	孙军杰	孙立强	孙满利
谭卓英	唐朝生	唐志成	童立元	汪明武	王成虎	王成华	王国强	王华宁	王建华
王金安	王兰民	王 清	王如路	王卫军	王 祥	王旭东	王玉杰	魏 纲	魏世明
温彦锋	吴志坚	武小鹏	夏唐代	肖世国	徐长节	徐浩峰	徐前卫	徐小丽	徐永福
杨庆光	杨小林	杨雪强	姚海林	姚志华	叶观宝	尹光志	余 闯	曾亚武	张丙印
张常光	张冬梅	张贵金	张鸿儒	张建海	张金利	张力霆	张 明	张明义	张 涛
张稳军	张子新	章为民	赵成刚	赵晓东	郑 宏	周国庆	周红波	周宏伟	周小平
周燕国	朱 斌	朱俊高	朱 晟	朱彦鹏	白福青	白世伟	包腾飞	蔡美峰	蔡永昌
曹 权	曹振中	常聚才	陈 宝	陈 波	陈昌富	陈洪凯	陈建功	陈 剑	陈 亮
陈群策	陈晓祥	陈云彬	陈云鹤	陈 忠	程鉴基	崔春义	崔宏环	邓喀中	邓学钧
丁梧秀	丁选明	丁勇春	丁洲祥	董建军	董 捷	董金梅	董晓强	杜守继	杜修力
杜佐龙	段 建	房 凯	冯瑞玲	冯增朝	冯志强	冯忠居	符 平	付 智	傅旭东
高广运	高洪梅	高 谦	高 玮	高文生	高子坤	葛忻声	宫凤强	龚维明	顾冲时
顾欢达	顾行文	桂树强	郭 彪	郭明珠	郭院成	韩华强	何满潮	何 宁	贺可强
洪宝宁	侯瑜京	侯哲生	胡安峰	胡黎明	胡小荣	胡晓军	胡卸文	胡亚元	胡幼常
黄 新	黄 英	霍凯成	贾宝新	贾 宁	江辉煌	姜福兴	姜忻良	蒋 军	蒋 鑫
蒋泽汉	焦贵德	鞠 杨	康天合	孔宪京	来弘鹏	来兴平	雷华阳	冷伍明	黎春林

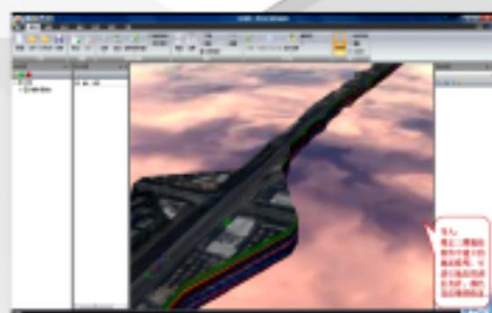
李长冬	李传勋	李国英	李兢生	李 磊	李鹏飞	李庆斌	李仁平	李守德	李顺群
李同录	李伟华	李文平	李兴照	李 旭	李玉岐	李志强	李志伟	酆能惠	梁发云
廖红建	廖少明	刘 成	刘传孝	刘东甲	刘方成	刘建达	刘龙武	刘清秉	刘三仓
刘先珊	刘兴旺	刘兴远	刘学增	刘招伟	刘志彬	刘志祥	刘忠玉	柳厚祥	鲁晓兵
吕爱钟	吕玺琳	罗 强	罗战友	骆亚生	马崇武	马芹永	马淑芝	马险峰	马永政
毛雪松	慕青松	宁建国	潘鹏志	浦 海	齐文浩	秦会来	秦小军	申永江	沈军辉
施 斌	侍 倩	束一鸣	水伟厚	宋二祥	宋修广	孙斌祥	孙 锐	孙云志	谭跃虎
谭云亮	谭忠盛	唐 治	滕继东	童小东	汪小刚	汪 洋	汪亦显	王 斌	王光勇
王浩然	王环玲	王家臣	王家鼎	王家全	王俊杰	王立忠	王丽琴	王 梅	王明洋
王年香	王水林	王松鹤	王 涛	王 腾	王 伟	王小岗	王幼清	王 媛	王 哲
韦立德	魏 星	温 智	吴昌瑜	吴 刚	吴继敏	伍永平	武文华	夏才初	项 伟
肖衡林	肖 杨	谢春庆	谢海建	谢 强	谢文兵	谢新宇	邢皓枫	邢义川	徐嘉谟
徐林生	徐志伟	徐中华	许家林	薛雯鸾	薛 强	薛伟辰	杨广庆	杨建平	杨 平
杨 庆	杨圣奇	杨 涛	杨志银	杨志勇	叶冠林	尤春安	尤红兵	尤明庆	于广明
于玉贞	俞 峰	俞 缙	袁晓铭	詹良通	张国新	张厚美	张建经	张 健	张鲁渝
张路青	张孟喜	张强勇	张 茹	张向东	张学富	张郁山	张志红	张志镇	赵 奎
郑 刚	郑建军	郑明新	钟启明	钟祖良	周 成	周顺华	周维垣	朱才辉	朱长歧
朱大勇	朱权洁	朱万成	朱占元	邹金锋	邹维列	左建平	艾 军	安关峰	柏建彪
柏立懂	包承纲	边学成	别社安	蔡 建	蔡晓鸿	曹卫平	曹宇春	曹 渊	曹子君
陈昌彦	陈福全	陈锦剑	陈龙伟	陈龙珠	陈 勉	陈平山	陈少林	陈生水	陈星欣
陈亚东	陈益峰	陈云敏	程大伟	程国强	程国勇	程永辉	丛蔼森	邓 安	邓建辉
邓世坤	邓益兵	邓志平	丁德馨	丁红岩	丁 勇	丁 瑜	董建国	董天文	段祥宝
范明桥	范庆来	范 文	方火浪	房后国	费 康	丰土根	冯大阔	冯吉利	冯文凯
冯西桥	冯玉国	傅鹤林	干腾君	高大钊	高江平	葛洪魁	葛世平	谷任国	顾 凯
顾晓强	关云飞	郭 莹	郝冬雪	何 剑	何平衡	帅侯冰	侯龙清	黄安斌	黄 阜
黄宏伟	黄伦海	黄茂松	黄生根	黄生文	黄永林	贾苍琴	贾传洋	贾剑青	简文彬
蒋建国	蒋建群	蒋金泉	焦玉勇	金 衍	金祖权	柯 瀚	雷金波	雷进生	黎 冰
李 滨	李长洪	李大伟	李 根	李国和	李国维	李巨文	李立云	李利平	李连崇
李瑞山	李 飒	李 盛	李 陶	李天斌	李旺林	李为腾	李 武	李晓军	李兴华
李雄威	李永刚	李 钊	李占金	李兆平	李宗利	梁 冰	梁卫国	梁 禹	林柏泉
林本海	林 海	刘保国	刘 斌	刘 畅	刘 春	刘 芳	刘丰军	刘汉龙	刘 宏
刘 杰	刘 君	刘俊龙	刘开富	刘开云	刘明振	刘士雨	刘松玉	刘小生	刘 鑫
刘尧军	刘耀儒	刘元雪	刘之葵	卢成原	卢之伟	鲁先龙	陆建飞	陆 新	罗平平
罗晓辉	麻凤海	马 刚	马海龙	马少坤	明 镜	莫海鸿	牛永红	潘 泓	潘树来
彭 瑞	彭雄志	彭芝平	齐吉琳	邱长林	任青文	尚彦军	尚岳全	邵光辉	沈长松
沈凤生	施 峰	施建勇	石 崇	时 刚	时卫民	宋 丽	宋林辉	苏国韶	苏茂鑫
孙进忠	孙 强	孙少锐	孙书伟	孙树林	孙益振	谭 青	唐红梅	唐世栋	唐彤芝
唐小松	唐小微	唐晓松	唐晓武	田小革	童朝霞	涂兵雄	万志军	王 成	王东星
王 芳	王凤池	王 刚	王立峰	王丽霞	王林峰	王 猛	王戌平	王述红	王天亮
王卫东	王永志	王元汉	王元战	王正中	王志华	王志良	王忠涛	魏海云	魏新江
翁效林	吴 超	吴江斌	吴景海	吴礼舟	吴铭炳	吴顺川	吴燕开	吴 越	仵彦卿
夏建中	肖大平	肖宏彬	肖军华	肖 明	谢全敏	谢雄耀	谢 焰	熊巨华	徐光黎
徐光明	徐洪钟	徐 进	徐龙军	徐千军	徐日庆	徐 涛	徐泽平	许成顺	许 萍
许 强	许四法	许延春	许振浩	薛守义	薛亚东	闫富有	严成增	晏长根	晏鄂川
晏启祥	杨爱武	杨 兵	杨 峰	杨果林	杨海天	杨 金	杨 军	杨俊杰	杨林德
杨明辉	杨维好	杨伟峰	杨育文	杨正权	杨仲轩	姚建国	叶帅华	叶万军	叶为民
应宏伟	余湘娟	俞言祥	袁聚云	岳祖润	曾玲玲	曾庆军	张陈蓉	张成平	张 丹
张桂荣	张华兴	张季如	张坤勇	张立松	张连震	张林洪	张明义	张起森	张 强
张钦喜	张莎莎	张 升	张 盛	张 巍	张卫杰	张雪东	张延军	张仪萍	张永杰
张永双	张玉成	张 云	张振东	张子明	章定文	章 敏	章 青	章荣军	章杨松
赵伏军	赵洪波	赵兴东	赵永贵	赵跃堂	郑长杰	郑 路	钟小春	钟 阳	周爱其
周干武	周海清	周 辉	周火明	周家作	周黎明	周益民	周永强	周正华	周志芳
周志刚	朱宏伟	朱鸿鹄	朱建明	朱术云	朱永全	朱珍德	庄艳峰	宗 琦	邹正盛

理正BIM集成展示平台

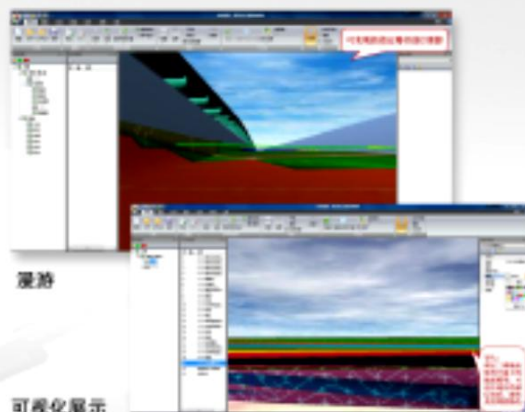
理正BIM集成展示软件(LzGeoEditor)，是理正岩土BIM的配套展示软件。可导入理正地质三维标准格式、对地面、地下水、三维地层、各种结构面等进行多种方式的可视化展现与开挖剖切；同时可整合其它BIM软件生成的建筑、基坑、道路、桥梁、隧道等BIM模型，对模型进一步分类整理、添加属性，以满足方案交流、成果汇报、施工模拟等场合的要求。

主要功能 >>

- 可加载理正地质BIM模型标准发布格式lzg3d。
- 对地表、地下水、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；修改或添加后续业务所需的构件属性。



导入三维地质模型



漫游

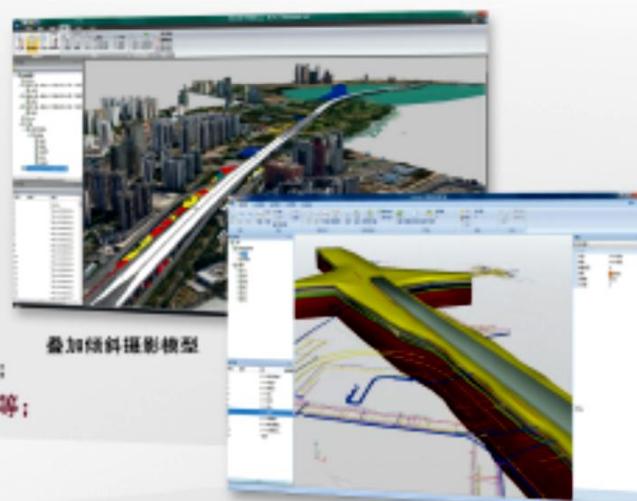
可视化展示

- 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lbpx，以便在“理正岩土BIM轻量化展示平台”中展示。



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建属性；
- ▶ 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 LEIZHENG SOFTWARE CO., LTD.

★ 北京市西城区车公庄大街甲4号恒基大厦A1106 (邮编: 100044)
☎ CAD、BIM产品 010-68502097 传真: 010-68502097
③ www.lizheng.com.cn (理正企业官网) www.lizhengyun.com (理正建设云平台)
④ CAD产品 CAD@lizheng.com.cn

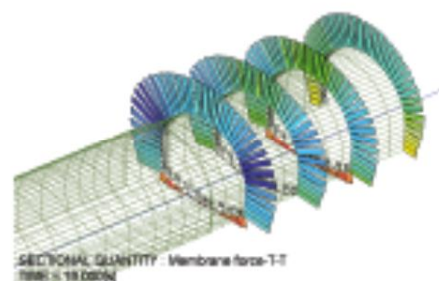


共制 共展
理正云



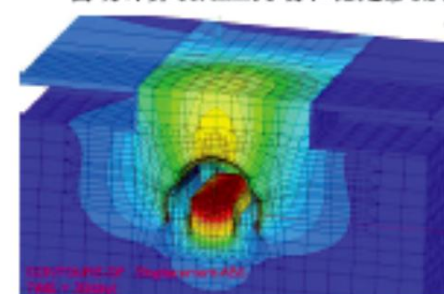
欢迎关注
理正软件官方微博

三维岩土有限元分析软件 Z_SOIL.PC2016



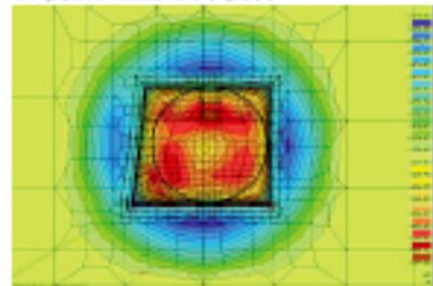
功能简介

- 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(可考虑液化)
- 饱和-非饱和渗流分析(瞬态、稳态流)
- 流固耦合和其他耦合分析
- 蠕变分析
- 热量迁移和水分迁移(扩散)分析
- 对解决桩-土-基础共同作用问题进行了专门优化
- ◇ 虚拟土工试验室工具箱
- ◇ 提供基坑支护建模模板
- 参数分析
- 自动计算初始应力场和稳定渗流场



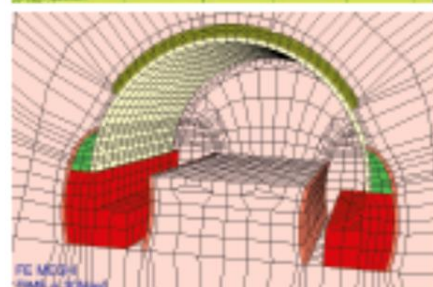
软件介绍

- 瑞士联邦理工学院 T. Zimmermann 教授 1981 年主持开发, 35 年不断改进
- 64 位版本, 支持并行计算和海量内存, 最多可处理数百万个自由度
- 功能强大, 可以分析所有的岩土工程问题
- 单模块程序设计, 一次性获得所有功能模块
- 出色的结构仿真功能, 相比专业的结构有限元分析软件也毫不逊色
- 基于 Windows 图形界面, 建模简便、计算高效、结果丰富
- 支持 ANSYS 或其他商业软件生成的网格和 DXF 格式文件导入网格
- ◇ 支持输出结果到 ParaView 格式
- ◇ 支持 Visual Fortran 语言以及 Python 脚本功能进行二次开发
- 全球 3000 以上正版用户认可+24h 开发团队直接技术支持



本构模型

- ◇ 混凝土的弹性损伤模型
- Mohr-Coulomb 模型
- Drucker-Prager-Cap 盖帽模型;
- Duncan-Chang 模型;
- Modified Cam-clay 模型
- HSS 小应变硬化土模型
- ECP-Huizeux 模型
- Multi-laminate 成层介质模型
- Hoek-Brown Smooth 模型
- Menétrey-Willam 混凝土软化模型
- ◇ Densification 砂土液化模型
- 其他本构模型



单元库

- 桁架单元
- 线性和非线性梁单元
- 壳单元
- 膜单元
- 土工织物单元
- 钢筋和锚杆单元
- 无限介质单元
- 摩擦接触面单元
- Seepage 单元
- 桩单元和桩-土接触面单元
- 其他单元

购买 3D 版本软件即可获赠 2D 模块

专业版 ¥19.80 万元

教育版 ¥ 4.90 万元

中国总代理:

上海分元土木工程科技有限公司

GeoFEM

业精于专 止于至善

地址: 上海市国宾路 18 号万达广场

A 栋 12 层 B27 室, 200433

公司网站: www.geofem.com.cn

电话: 021-65984546 传真: 021-65984546

手机: 158 0198 3135 QQ 群: 68722113

电子邮箱: sh_geofem@hotmail.com