

ISSN 1000-4548
CODEN YGXUEB

岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第42卷 第1期 (总346期)
Vol.42 No.1 (Total 346)

1

2020

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>

9 771000454209

向审稿人致谢

(编者按)在广大读者特别是审稿人的支持下,本书2019年的出版工作顺利完成,并取得了较好成绩。在此公布2019年本书刊审稿人的名单,向审稿人表达诚挚的敬意和衷心的感谢!①本统计结果为审稿完成时间2018年12月16日—2019年12月15日;②本姓名不分先后,但相同姓氏审稿者分列不同行时,则前者群体审稿频次多于后者。

张尚根	年廷凯	周葆春	曹文贵	陈卫忠	冯怀平	张先伟	艾智勇	陈林靖	陈勇
崔光耀	戴白航	邓荣贵	樊敬亮	付文光	侯朝钢	孔维强	李东庆	李宁	路德春
盛金昌	苏永华	王来贵	武小鹏	杨和平	张建海	郑俊杰	蔡国庆	蔡晓鸿	陈善雄
陈晓平	陈水辉	陈正汉	陈忠恒	崔希海	冯世进	付智	李兴高	梁满	刘忠玉
卢萌盟	彭劫	申艳军	王保田	王星华	庄海洋	包卫星	蔡国军	樊寿喜	陈国兴
陈盼	陈仁朋	陈有亮	迟世春	崔宏环	党发宁	邓华峰	李兴远	邓永锋	傅坦东
胡再强	黄达	贾宇峰	孔令伟	雷国辉	李树忱	李树清	刘文杰	任建喜	沈水龙
王刚	王国波	谢伟平	徐中华	杨育文	姚建国	尤明庆	程展林	邹维列	巴振宁
白冰	白瑞强	曹雪山	柴军瑞	陈群	陈志华	程康恭	葛世平	董金梅	方鹏飞
方样位	房营光	冯锦艳	冯志强	傅洪贤	冰	高俊合	黄雪峰	顾行文	韩华强
伟煊	郝皓	何光春	何勇军	侯明鉴	李丽华	高黄	姜明兵	李夕兵	孔亮
雷胜友	雷祥义	李大勇	李建林	李培	林鸿州	李顺群	李为鹏	刘萌成	刘先会
李琪	李兆平	李志清	连传杰	梁正召	潘俊峰	刘飞	刘吉福	钱征宇	米涛
刘志彬	龙建辉	缕梦麟	陆英平	吕俊琳	孙书伟	潘立友	彭明祥	王俊杰	王仲轩
饶为国	饶锡保	邵生俊	史旦达	孙大伟	徐平	王根龙	王贵君	杨忠平	周燕国
王小军	夏唐代	夏元友	肖世国	徐前卫	杨建平	杨圣奇	杨周	陈选伟	陈少林
俞媚	曾月稳	张丙印	张稳军	梁正召	赵明华	周成富	陈存礼	丁博	高江平
朱俊商	白晓宇	蔡袁强	权	曹永辉	常聚才	陈其	胡秀玲	晏榕	侯天顺
陈文化	陈晓祥	程东幸	程鉴基	范留明	范来	冯瑞玲	郭明珠	穆英豪	雨中明
董建军	董云	杜延军	段建	黄秋明	黄维明	黄华冰	黄新华	黄英汉	华才华
高盟	高玮	耿克勤	胡亚元	胡齐武	姜忻良	刚	李连华	李梁	杰路
侯瑞京	胡安峰	江鹤煌	江权	李传婧	李国英	磊	梁建文	刘建强	施维成
霍凯成	贾剑青	金亚兵	李洪文	李占金	梁波	刘应斌	刘华北	施建勇	王风池
焦玉勇	介玉新	李小青	李元海	刘方成	刘国福	施斌	施峰	王幼清	王元战
李旺林	刘传孝	刘士雨	刘东甲	刘兴旺	卢全中	唐志成	唐治	杨庆光	姚仰平
刘润	刘春生	乔春生	芮大虎	邵龙潭	沈扬	王坦	王庆	张乐文	张力霞
缪林昌	孙军杰	孙军杰	孙满利	王雷	王小岗	王曼长	张金利	章荣军	曹启明
束一鸣	王家鼎	魏世明	王金安	王铁行	徐光明	项立	张子新	卜令方	陈瑞东
王洪新	叶飞	温智	吴顺川	肖衡林	张爱军	张玉利	白晓红	陈建功	陈守维
王正义	张明义	尤红兵	曾玲玲	曾亚武	张永双	张白福	陈建功	丁海平	杜玉峰
姚志华	周国庆	周红波	张强勇	张卫杰	高德高	陈洪凯	高广运	高广运	何江达
张明	曹振中	楚锡华	朱才辉	朱占元	陈国庆	邓刚	胡小荣	胡春霞	黄宏伟
周爱其	陈云鹤	方火浪	常晓林	陈宝	戴国亮	冯忠刚	李庆云	李庆云	李浩然
曹卫平	樊恒舜	葛忻声	戴北冰	戴国亮	丰土根	桂树强	黎立星	李根平	李宗利
陈云鹤	高子坤	何平	顾欢达	顾晓强	顾晓强	洪振舜	黎立星	刘加才	刘俊龙
樊恒舜	何宁	纪洪广	贺少辉	贺立平	洪立平	黎黎	李春原	刘加才	罗强军
高子坤	黄伦海	李荣建	李帆	李天斌	李兴照	刘成	刘春原	刘加才	潘旦光
何宁	李宁	卿弟柱	梁卫国	林海	李智勇	刘运虎	刘春原	刘加才	潘旦光
卿弟柱	刘龙武	刘清荣	刘斯宏	刘学海	刘中光	牛富俊	牛永红	牛永红	潘旦光
刘龙武	马芹永	马险峰	孟庆山	米占宽	牛富俊	牛富俊	牛永红	牛永红	潘旦光

(下转封4)

《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	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42卷第1期(总346) 2020年1月出版

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 42, No. 1 (Total No. 346) Published in Jan. 2020

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

广告登记 江苏省工商行政管理局登记编号:广登32000000054

Competent Authority:

China Association for Science and Technology

Sponsors:

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

Published under the Auspices of

Nanjing Hydraulic Research Institute

Edited and Published by

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

Editor-in-Chief:

CAI Zheng-yin

Printed by

Hohai University Printing Factory

Overseas Distributor:

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

Web Site:

www.cgejournal.com

《岩土工程学报》征稿简则

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

1 宗旨及内容

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

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

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

2 来 稿

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

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

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

(4) 署名者应为稿件执笔人或稿件内容的主要责任者。

(5) 稿件可能涉及机密资料时应由作者单位出具非泄密证明。

(6) 凡被海内外正式出版物公开发表或已录用的稿件本刊不再受理。

3 稿件选用和清稿体例

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

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

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

(4) 稿件一经发表即付稿酬,并按发表文章页数收取版面费。

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

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

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

(8) 图表设计恰当,具自明性;先见引文,后见图表;表名和图名一律中英文并列。表格用三线表。单栏图幅宽为8.0 cm,双栏图幅宽为17.0 cm。插图比例宜适当,图面宜清晰,线条宜均匀,主线选5号线,坐

标线选4号线,辅助线选3号线,图中汉字为小5号宋体字,图中字符务必与正文一致。

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

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

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

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

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

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

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

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

外文文献著录规则同中文文献。外国人名,姓前名后,名用缩写,不加缩写点。

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

4 退 稿

(1) 未录用稿件一般以E-mail发送退稿通知。

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

(3) 退稿不承诺提供审阅意见。

5 本刊编辑部

本刊编辑部设在南京水利科学研究院岩土工程研究所内。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。

(2019年12月修订)

目 次

黄文熙讲座

- 黄土地层大规模地震液化滑移的机理与风险评估 王兰民 (1)
论 文

- 微生物处理砂土不排水循环三轴剪切 CFD-DEM 模拟 蒋明镜, 孙若晗, 李 涛, 杨 涛, 谭亚飞鸥 (20)
膨润土膨胀力时程曲线的形态特征及其模拟 叶为民, 刘樟荣, 崔玉军, 张 召, 王 琼, 陈永贵 (29)
基于岩土介质三维孔隙结构的两相流模型 张鹏伟, 胡黎明, Jay N Meegoda, Michael A Celia (37)
优先流作用下的胶体-重金属共迁移试验研究 张文杰, 李俊涛 (46)
基于等效时间的双屈服面三维流变模型 胡亚元, 丁 眇 (53)
堆载作用下土体分层特性对地铁隧道纵向变形的影响研究 梁发云, 袁 强, 李家平, 张少夏 (63)
非饱和砂土及黏土的水-力耦合双屈服面模型 李 舰, 刘 凯, 尹振宇, 崔玉军, 殷建华 (72)
深埋隧道围岩形变压力计算方法研究 王明年, 王志龙, 张 霄, 赵思光, 刘大刚, 童建军 (81)
马蹄形隧道拱脚裂纹对围岩稳定性的影响 周 磊, 朱哲明, 刘 邦, 邱 豪, 董玉清 (91)
双仓综合管廊抗震性能模型试验研究 仇文岗, 韩 亮, 陈志雄, 冯 立, 丁选明, 刘汉龙 (100)
花岗岩残积土原位力学特性的钻探扰动与卸荷滞时效应 安 然, 黎澄生, 孔令伟, 郭爱国 (109)
盾构穿越既有桥梁桩基磨桩技术的研究 王 哲, 吴淑伟, 姚王晶, 张凯伟, 李 强, 许四法 (117)
行波效应下黏弹性地基梁动力响应解析解 冯 浩, 杨喻声, 禹海涛 (126)
考虑注浆圈作用的体外排水隧道渗流场解析研究 李林毅, 阳军生, 高 超, 夏万友, 麻彦娜 (133)
饱和盐渍土的一维蠕变试验与模型研究 周凤玺, 王立业, 赖远明 (142)
基于性能的重力式挡墙地震易损性分析 朱宏伟, 姚令侃, 赖 军 (150)

短 文

- 单螺旋锚桩水平承载机理试验与理论研究 胡 伟, 孟建伟, 刘顺凯, 龙诚璧, 姚 琛, 高文华 (158)
循环扭剪作用下黄土的动剪切特性试验研究 邵 帅, 邵生俊, 陈 攀, 袁 浩 (168)
不同矿物成分下土样脱附曲线试验研究 朱赞成, 李纪伟, 林法力, 陈 雾, 孙德安, 刘 藤 (175)
隧道开挖对有接头地埋管线影响的工程评价方法 周先成, 俞 剑, 黄茂松 (181)
边坡生命周期防灾监测信息整合及可视化云平台数据库建置研究 王淳謙, 黄治峯, 赖世屏, 张达德 (188)
考虑颗粒排列的土体几何迂曲度模型 颜 潸, 滕继东, 张 升, 盛岱超 (195)

简 讯

- 第 29 届全国土工测试学术研讨会通知 (45)
标准摘录: 出版物上数字用法(GB/T 15835—2011) 选用汉字数字情形 (36)
《岩土工程学报》征订启事 (62)
欢迎订阅《勘察科学技术》 (132)
本期广告索引 (194)
向审稿人致谢 (封 2, 封 4)
《岩土工程学报》第十二届编委会名单 (扉页 I)
征稿简则 (扉页 II)

CONTENTS

HUANG WEN-XI LECTURE

Mechanism and risk evaluation of sliding flow triggered by liquefaction of loess deposit during earthquakes WANG Lan-min (1)

PAPERS

CFD-DEM simulation of microbially treated sands under undrained consolidated cyclic triaxial tests	JIANG Ming-jing, SUN Ruo-han, LI Tao, YANG Tao, TAN Ya-fei-ou (20)
Features and modelling of time-evolution curves of swelling pressure of bentonite	YE Wei-min, LIU Zhang-rong, CUI Yu-jun, ZHANG Zhao, WANG Qiong, CHEN Yong-gui (29)
Two-phase flow model based on 3D pore structure of geomaterials	ZHANG Peng-wei, HU Li-ming, Jay N Meegoda, Michael A Celia (37)
Investigation of co-migration of heavy metal with colloid under preferential flow	ZHANG Wen-jie, LI Jun-tao (46)
Three-dimensional rheological model for double-yield surface based on equivalent time	HU Ya-yuan, DING Pan (53)
Influences of soil characteristics on longitudinal deformation of shield tunnels induced by surface surcharge	LIANG Fa-yun, YUAN Qiang, LI Jia-ping, ZHANG Shao-xia (63)
Hydro-mechanical double-yield-surface model for unsaturated sand and clay	LI Jian, LIU Kai, YIN Zhen-yu, CUI Yu-jun, YIN Jian-hua (72)
Method for calculating deformation pressure of surrounding rock of deep-buried tunnels	WANG Ming-nian, WANG Zhi-long, ZHANG Xiao, ZHAO Si-guang, LIU Da-gang, TONG Jian-jun (81)
Influence of arch foot crack on stability of surrounding rock mass in horseshoe-shaped tunnels	ZHOU Lei, ZHU Zhe-ming, LIU Bang, QIU Hao, DONG Yu-qing (91)
Model tests on seismic performance of double-box underground utility tunnel	ZHANG Wen-gang, HAN Liang, CHEN Zhi-xiong, FENG Li, DING Xuan-ming, LIU Han-long (100)
Effects of drilling disturbance and unloading lag on in-situ mechanical characteristics of granite residual soil	AN Ran, LI Cheng-sheng, KONG Ling-wei, GUO Ai-guo (109)
Grinding pile technology of shield tunnels crosssing pile foundation of existing bridges	WANG Zhe, WU Shu-wei, YAO Wang-jing, ZHANG Kai-wei, LI Qiang, XU Si-fa (117)
Dynamic response of viscoelastic foundation beams under traveling wave effect	FENG Hao, YANG Yu-sheng, YU Hai-tao (126)
Analytical study on seepage field of tunnels with external drainage considering effect of grouting rings	LI Lin-yi, YANG Jun-sheng, GAO Chao, XIA Wan-you, MA Yan-na (133)
One-dimensional creep tests and model studies on saturated saline soil	ZHOU Feng-xi, WANG Li-ye, LAI Yuan-ming (142)
Seismic vulnerability assessment of gravity retaining walls based on performance	ZHU Hong-wei, YAO Ling-kan, LAI Jun (150)
NOTES	
Experimental and theoretical researches on horizontal bearing mechanism of single screw anchor pile	HU Wei, MENG Jian-wei, LIU Shun-kai, LONG Cheng-bi, YAO Chen, GAO Wen-hua (158)
Experimental study on dynamic shear characteristics of loess under cyclic torsional shearing	SHAO Shuai, SHAO Sheng-jun, CHEN Pan, YUAN Hao (168)
Experimental research on desorption curves of soil samples under different mineral compositions	ZHU Zan-cheng, LI Ji-wei, LIN Fa-li, CHEN Fen, SUN De-an, LIU Teng (175)
Evaluation method for effect of tunneling on underground jointed pipelines	ZHOU Xian-cheng, YU Jian, HUANG Mao-song (181)
Cloud database platform of integrated visualization for life-cycle prevention and safety monitoring of slope hazards	WANG Chwen-huan, HUANG Chih-fong, LAI Shih-ping, CHANG Ta-The Dave (188)
Model for tortuosity of soil considering geometric arrangement of particles	YAN Han, TENG Ji-dong, ZHANG Sheng, SHENG Dai-chao (195)
NEWS	(36, 45, 62, 132, 194)
Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering	(head page I)
Invitation for original papers	(head page II)

DOI: 10.11779/CJGE202001001

黄土地层大规模地震液化滑移的机理与风险评估

王兰民

(1. 中国地震局(甘肃省)黄土地震工程重点实验室, 甘肃 兰州 730000; 2. 中国地震局兰州地震研究所, 甘肃 兰州 730000)

摘要: 2018年印度尼西亚帕卢7.4级地震造成的低角度饱和土层大规模滑移灾难对黄土地区地震造成的土层大规模低角度滑动灾害研究具有重要的警示意义。为了研究黄土地层大规模地震液化滑移机理, 通过对国内外强震触发的典型黄土地震液化灾害进行深入的调查分析, 基于现场大型探槽和钻孔勘探、室内动三轴试验、现场剪切波速测试、SPT测试、土体微结构测试和数值模拟分析, 揭示了饱和黄土液化的特征和机理, 提出了饱和黄土地层液化的初判与详判方法, 研究了黄土地层大规模液化滑移的滑动条件、运动学及动力学特征, 论述了黄土地层大规模地震液化滑移的机制, 构建了滑距和致灾范围预测模型; 提出了液化滑移灾害的概率风险评估方法, 给出了不同超越概率下黄土地层大规模地震液化灾害风险区划图; 并从主动防控、被动防控和综合监测预警3个方面提出了黄土地层大规模液化滑移灾害的防控途径及措施。研究结果可为黄土地层大规模液化滑移灾害风险评估与防治提供理论依据。

关键词: 黄土地层; 液化判别; 滑移机理; 滑距和致灾范围; 风险评估

中图分类号: TU444 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2020)01-0001-19

作者简介: 王兰民(1960—), 男, 博士, 研究员, 博士生导师, 国务院政府特殊津贴专家, 主要从事黄土动力学与岩土地震工程方面的研究工作。现任中国地震局黄土地震工程重点实验室主任, 中国地震局科技委员会委员, 中国地震学会、中国地球物理学会和中国土木工程学会土力学及岩土工程分会等3个学会的常务理事, 国际土力学与岩土工程协会地震岩土工程及其问题技术委员会(TC203)、工程边坡稳定性技术委员会(TC208)和亚太地区岩土自然灾害技术委员会等3个国际委员会的委员, 《地震工程学报》主编, 《岩土工程学报》等多个刊物编委。曾任甘肃省地震局局长、中国地震局兰州地震研究所所长(2004—2017)。长期致力于土动力学与岩土地震工程研究, 作为第一完成人获国家科技进步奖二等奖1项(黄土地区地震灾害预测预防技术研究), 省部级科技进步奖7项。主编出版《黄土动力学》等3部专著, 第一作者和通信作者发表论文100多篇。2007年和2017年分别被评为全国地震科技先进个人、全国地震科技创新突出贡献者。先后获“甘肃省先进工作者”“甘肃省优秀专家”等荣誉称号。E-mail: wanglm@gsdzj.gov.cn。



Mechanism and risk evaluation of sliding flow triggered by liquefaction of loess deposit during earthquakes

WANG Lan-min

(1. Key Laboratory of Loess Earthquake Engineering, China Earthquake Administration, Lanzhou 730000, China; 2. Lanzhou Institute of Seismology, China Earthquake Administration, Lanzhou 730000, China)

Abstract: The large-scale sliding disaster of the saturated low angle soil layer caused by the Palu $M_w7.5$ earthquake in Indonesia in 2018 has an important warning for the sliding flow triggered by liquefaction of loess deposit during earthquakes in the loess areas. To study the mechanism of large-scale sliding with low slope angle triggered by the liquefaction of the loess deposit during earthquakes, a series of field investigations, in situ tests including SPT and shear velocity tests, dynamic triaxial tests, and SEM tests are conducted based on the in-depth analysis of typical earthquake-induced liquefaction disasters in loess areas. The characteristics and mechanisms of liquefaction of the saturated loess are revealed. The simplified and detailed evaluation methods for the liquefaction of saturated loess sites are proposed. Moreover, on the basis of numerical simulation and theory analysis, the sliding conditions, kinematics and dynamic characteristics of the large-scale sliding flow triggered by the liquefaction of loess deposit during earthquakes are

基金项目: 国家自然科学基金项目(U1939209, 51778590, 51478444);
甘肃省科技计划项目(18YF1FA101); 地震科技星火计划项目
(XH20057, XH20058Y)

收稿日期: 2019-12-27

studied. The mechanism of the large-scale sliding of loess deposit is expounded. The prediction model for the sliding distance and disaster range of the large-scale sliding flow triggered by the liquefaction of loess deposit during earthquakes is constructed. The probabilistic risk assessment method for the liquefaction sliding disasters is proposed, and the risk zoning maps of the large-scale sliding flow triggered by the liquefaction of loess deposit with different exceedance probabilities in the Loess Plateau are compiled. Besides, the passive and active prevention methods as well as the comprehensive monitoring and early warning methods are proposed. The results may provide a theoretical basis for the risk assessment, prevention and mitigation of the large-scale sliding flow triggered by liquefaction of loess deposit during earthquakes in the loess regions.

Key words: loess deposit; discrimination method; sliding-flow mechanism; sliding distance and disaster range; risk assessment

0 引 言

2018年9月28日10时2分,印度尼西亚东部苏拉威西省首府帕卢市附近发生了 M_w 7.5级地震,并引发海啸,震中位于帕卢市以北约78 km处(0.59° S, 119.94° E),震源深度为20 km。地震导致了大规模液化滑移,对苏拉威西岛的中西部造成了严重破坏,2256人死亡,1309人失踪,近70000座房屋损毁,超过22万人无家可归,总经济损失超过9.2亿美元^[1]。

本次地震诱发的地层大规模滑移大多发生在坡度平缓的第四纪砂质黏土冲积扇上,滑坡分布面积广,滑移角度大多数 $\leq 1.5^\circ$,且伴随着大量横向位移,部分滑坡前缘形成泥流。位于帕卢市周围的3个主要滑移体面积在0.3~1.4 km²,最大滑移距离约为1.1 km。其中,Balaroa滑坡位于帕卢城西部,临近断裂带;Petobo滑坡与Sidera滑坡位于帕卢城东部。通过高清卫星图像发现,滑坡发生区域与20世纪初东印度群岛的荷兰殖民政府建立的现代热带灌溉系统存在显著的相关性:大规模地层滑移发生于灌溉网络所在的低角度斜坡地区,而在灌溉网络上方的更陡的斜坡在地震中并未失稳。说明灌溉系统输水渠道的渗漏使得低角度斜坡地区地下水位升高,土体含水率增大,增加了土体的动力易损性和液化敏感性;强震作用下,低角度斜坡区出现了大量的积水和喷砂冒水现象,说明由于饱和甚至近饱和地层的液化使得土体抗剪强度丧失,从而触发了地层的大规模低角度滑移^[2-3]。需要说明的是,本次地震中位于灌溉系统上部的更为陡峭但土体含水率相对较低的斜坡在地震中仍然稳定,而在低角度且下伏饱和土层的斜坡地区发生了大规模的滑移并造成了巨大的人员伤亡和财产损失。因此,强震引起的低角度饱和地层大规模滑移再次引起了岩土工程界的广泛关注。

黄土是在中国北方具有广泛分布的一类特殊土。天然黄土具有风成特性,其颗粒组分以粉粒为主,具有垂向分布的节理和肉眼可见的大孔隙,土体颗粒之间多有可溶性盐晶胶结,从而使其具有强烈的水敏性和动力易损性。黄土高原是中国黄土集中分布区,具

有分布面积广、厚度大的特点。受温带大陆性季风气候控制,黄土高原除东南部的关中—豫西平原和晋东南的丘陵区外,大多数地区为干旱区或半干旱区,且由于黄土贮水性较差,使得天然状态下的黄土多处于非饱和状态。然而,黄土中以易溶盐作为土骨架颗粒胶结物及其架空孔隙分布的结构特征使得水对其力学性能的影响十分显著^[4]。统计资料和调查结果显示,黄土地区近年来由于降水增多等自然因素和农业灌溉等人为因素导致饱和黄土地显著增加^[5]。相比于非饱和黄土,饱和黄土由于水的作用导致盐晶等胶结物的部分或全部溶解使得其结构强度明显减弱,从而使其工程性质与非饱和黄土存在显著的差异;同时,饱和黄土在外界荷载的作用下产生孔隙水压力,降低了土体的有效应力,极大增加了其动力作用下的灾变风险性。研究表明,黄土在饱和或高含水率状态下抗剪强度显著降低,刚度下降,表现为遇水软化的特征。强地震等动荷载作用下,饱和黄土由于孔隙崩塌和颗粒重排导致骨架重构而产生残余变形,孔隙体积的压缩使得孔隙水压力上升,有效应力降低,土体结构强度进一步下降并在动荷载的持续作用下产生液化破坏。与砂性土和粉土相比,黄土中由于封闭孔隙的存在难以达到完全饱和,振动过程中导致的封闭孔隙连通使得动孔隙水压力消散,从而导致动孔隙水压力在饱和黄土液化破坏时难以累积到初始液化状态的动孔隙水压力水平;同时,由于饱和黄土中处于亚稳定的架空孔隙结构受振动作用和孔隙水压力增长而破坏,使得饱和黄土在孔隙水压力达到一定水平时残余变形急剧增大而产生破坏。

历史强震、大震曾多次诱发饱和黄土地层液化,造成的低角度斜坡地层滑移、泥流和地面沉降导致了大量的人员伤亡和财产损失。1303年山西洪洞 M_8 级地震中,位于洪洞县东北部坡度为2°左右的山前洪积扇上的郇堡地区超过20 km²的范围内发生了由于下伏地层液化而导致的大规模地滑,造成上部黄土塬支离破碎^[6]。1695年山西临汾 $M_{7.5}$ 级地震在东堡村一带埋深约20 m的砂土层中触发了液化,导致了上部

地层的大规模“逆层滑移”^[7]。1811年—1812年美国New Madrid M8.0级地震造成了密西西比河东岸地区黄土地层的液化,形成了长约20 km、宽约6 km的不规则浅沉降区,引起密西西比河水倒灌,导致了Reelfoot湖面积扩大^[4, 8]。1920年宁夏海原M_S8.5级地震中,位于X度区的固原市原州区西北约14 km处的石碑塬地区由于底部饱和砂质黄土层的液化,在石碑塬西侧坡度为2°~5°的缓斜坡地带触发了浅层巨型土质滑坡,最大滑移区长约1500 m,形成了面积达2.9 km²的大规模液化滑移区,多个村庄被毁,超过200人罹难^[9]。1989年塔吉克斯坦杜尚别M_S5.5级地震中,位于VII度区的吉尔萨地区的缓斜坡丘陵地貌下近乎平坦的场地上触发了大量的液化,并形成大规模泥流,造成200多人死亡^[10];2008年汶川M_S8.0级地震中,位于VIII度区的武都区大元坝和VI度区的清水县田川村发生了饱和黄土液化,其中,田川村黄土液化在半坡之上触发了一处小型滑坡,斜坡平均倾角约20°,滑移距约150 m,造成了坡下溪流阻断,道路被毁^[11]。2013年甘肃岷县漳县M_S6.6级地震中,位于震中附近、VIII度区的永光村由于地震导致的饱和黄土层液化触发了一处大型泥流状滑坡,滑坡土方量大约420000 m³,在整体滑移300 m后呈泥流状沿着冲沟继续滑移超过700 m,造成12人死亡,412间房屋被损毁^[12]。上述震害实例表明,饱和黄土液化触发烈度小,其导致的黄土地层大规模滑移多具有低角度、长距离滑动的特点,造成的灾害损失十分严重。此外,室内试验、现场爆破及工程振夯亦从多个角度证实了黄土液化现象的存在及其造成灾害的事实^[13-18]。然而,由于黄土地区历史地震中有关饱和黄土震害的记录较少,对于黄土地层大规模地震液化滑移物理过程、力学机制研究尚不十分明确,对于其主要影响因素和风险评价等方面的研究较为缺乏。

中国黄土主要分布区位于青藏高原东北缘以东的地势第二级阶梯之上,受青藏高原北东向推挤和黄土高原东北部、东南部稳定块体阻碍作用的影响,新构造运动十分强烈。黄土高原地区是国家社会经济发展重心战略倾斜调整的重点区域,随着国家“一带一路”倡议构想的深入实施、西部大开发进程的不断加快和黄土高原地区城镇化水平的日益提高,因地震作用而触发潜在液化灾害造成的上部黄土地层大规模滑移灾害导致黄土地区城乡建设和规划中所面临的地震安全隐患明显增加。黄土地区已经建成或正在规划建设的高速铁路、高速公路、超高层建筑、油气管线、城市地铁和轨道交通等新、奇、特工程也为黄土地层大

规模液化滑移灾害的特征、机理、风险评估及预测预防方法研究提出了新的挑战。

本文在对国内外大震、强震触发的7次典型黄土地震液化灾害进行深入调查分析的基础上,通过采用现场调查与测试、室内土力学试验、土体微结构测试、数值模拟和理论分析综合的研究手段,得出了饱和黄土液化的特征、机理和判别方法,研究了黄土地层大规模地层液化滑移的触发条件、特征以及运动学、动力学机制,分析了水的长期效应及其与地震交互作用对液化滑移的影响,提出了黄土地层大规模液化滑移距离和范围的预测方法和液化滑移灾害的概率风险评估方法,并从主动防控、被动防控和监测预警三个方面给出了黄土地层大规模液化滑移灾害的防控途径及措施建议。研究结果可为黄土地层大规模液化滑移灾害的风险评估和防治提供理论依据,对于减轻黄土地区地震灾害、提升工程震灾防御能力具有重要意义。

1 饱和黄土液化的机理与判别方法

1.1 饱和黄土的液化特征

为了研究饱和黄土的液化特征,通过动三轴试验对循环荷载作用下饱和黄土的动变形和动孔隙水压力演化规律进行试验研究。试验所用的土样取自黄土高原六个省(自治区)不同的场地,均为Q₃黄土,取样深度4~5 m,试样的主要物性指标如表1所示。所有试样均在WF-12440型动三轴-扭剪试验系统上反压饱和、均压固结后进行动三轴试验,为了保证试验结果的可对比性,饱和时各组试样的B值均达到0.95,固结轴向和侧向压力均为100 kPa,且当轴向应变小于0.005%/(5 min)时,认为试样固结稳定。循环剪切时动荷载选用频率为1 Hz的等幅正弦荷载。试样液化破坏标准为轴向动应变 $\epsilon_d \geq 3\%$ 且孔隙水压力比 $U_d/s'_0 \geq 0.2$ ^[13]。

图1为典型饱和黄土的动应力-动应变和动应力-动孔隙水压力记录曲线。由图1(a)可知,在循环加载的初始阶段,饱和黄土的动应变增长缓慢,且以弹性变形为主,动应力-动应变滞回圈面积较小;随着循环加载振次的增加,动应变逐渐增大,并伴随产生残余变形,滞回圈面积也逐渐增大;当循环加载达到一定振次后,动残余变形急剧增大,滞回圈面积迅速增大,其长轴斜率明显减小,并出现动应力衰减。

根据图1(b),动应力作用的初始阶段,饱和黄土的动孔隙水压力呈现明显的累积特性,即动孔隙水压力随着循环荷载的加载持续增长,该阶段动应力衰减不明显,表明土体结构尚稳定。随着循环荷载的继续加载,动应力出现衰减,此时动孔隙水压力仍继续

表 1 土样的物性指标

Table 1 Physical parameters of loess samples

试样编号	取样地	密度	干密度	相对密度	含水率	塑性指数	颗粒组成/%		
		/ $\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$	/ $\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$	/	/%		黏粒	粉粒	砂粒
LX	甘肃临夏	1.33	1.25	2.71	5.43	9.9	18.5	74.0	7.5
NX	甘肃宁县	1.60	1.41	2.73	13.81	12.3	35.1	59.2	5.7
PL	甘肃平凉	1.53	1.38	2.71	10.81	10.1	13.5	72.9	10.1
GY	宁夏固原	1.35	1.28	2.70	5.15	9.4	17.3	73.2	9.5
LB	河南灵宝	1.46	1.35	2.71	7.79	9.5	23.9	71.2	4.9
TG	陕西潼关	1.50	1.37	2.73	9.52	11.2	31.0	62.1	6.9
TY	山西太原	1.37	1.30	2.73	5.46	13.5	28.5	65.6	5.9
CZ	山西长治	1.47	1.22	2.72	20.20	12.3	20.7	76.2	3.1
MH	青海民和	1.59	1.42	2.72	12.25	9.8	22.0	57.8	20.2

增长, 但其在增长的过程中伴随着一定程度的消散。这是由于土体孔隙水压力的累积导致了有效应力的降低, 土骨架强度在循环荷载作用下衰减, 土体在拉伸状态下体积增大, 且由于土体骨架强度的衰减和动荷载的作用导致了黄土中完全封闭的孔隙被打开, 从而使孔隙水压力的降低。在循环荷载继续加载的条件下, 动应力明显衰减, 土体在压缩状态下的累积孔隙水压力和拉伸状态下的孔隙水压力消散均显著增大。此外, 动荷载达到最大时, 土体应处于压缩的极限状态, 而动荷载最小时, 土体应处于拉伸的极限状态, 因此动孔隙水压力应在最大动应力作用下达到最大值, 而在最小动应力作用下达到最小值。然而, 图中动孔隙水压力在动应力达到最大值后仍持续增长, 在动应力达到最小值后仍持续降低, 说明饱和黄土的动孔隙水压力相对于动应力具有一定的滞后性。

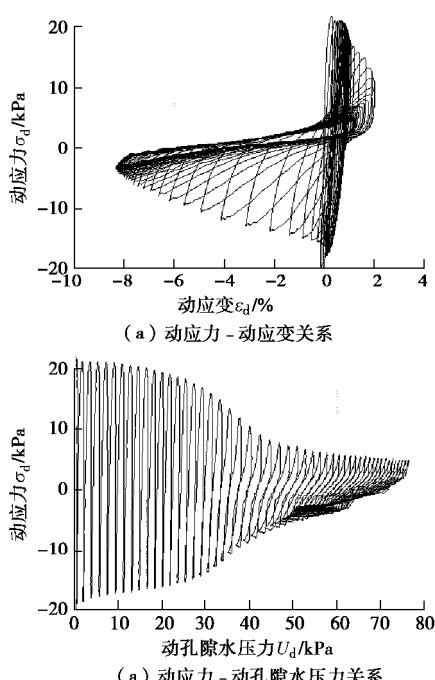


图 1 饱和黄土的动三轴液化试验结果

Fig. 1 Liquefaction behaviors of saturated loess based on dynamic triaxial tests

为了进一步讨论饱和黄土的动变形和动孔隙水压力演化特征, 分别对试验得到的轴向动应变、动孔隙水压力和振次进行归一化处理, 得到饱和黄土的动应变比 - 振次比曲线和动孔隙水压力比 - 振次比曲线, 如图 2 所示。

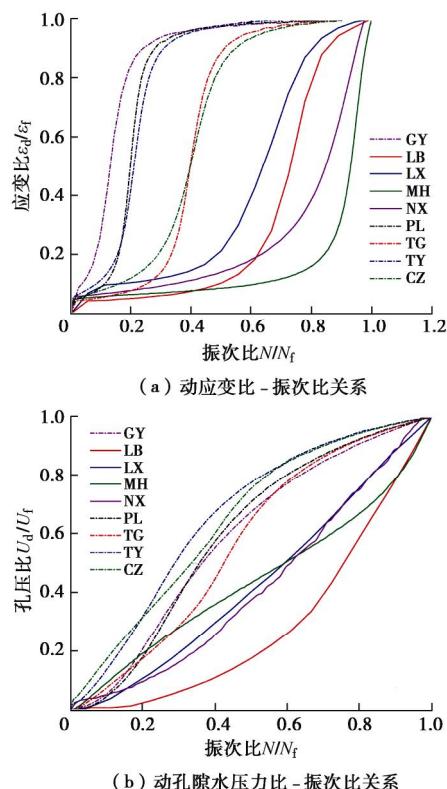


图 2 饱和黄土动应变和动孔隙水压力变化特征

Fig. 2 Characteristics of dynamic strain and dynamic pore water pressure of saturated loess

由图 2 (a) 可知, 饱和黄土动应变比随着振次比的增加而增加, 且具有明显的分段特征。根据图 2(a), 饱和黄土的动应变比 - 振次比曲线可分为持续增长型和增长稳定型两类。持续增长型包括 LB、LX、MH 和 NX 黄土, 其动应变比随着振次比的增加先缓慢增长后急剧增长; 增长稳定型包括 GY、PL、TG、TY 和 CZ 黄土, 其动应变比随着振次比的增长先急剧增

长而后趋于稳定。对图 2 (a) 中所示饱和黄土的动应变比 - 振次比关系进行非线性拟合可得

$$\frac{e_d}{e_f} = a + b e^{c \left(\frac{N}{N_f} - d \right)}, \quad (1)$$

式中, a , b , c 和 d 为拟合参数。

根据图 2 (b), 饱和黄土的动孔隙水压力比 - 振次比曲线的变化特征与动应变比 - 振次比曲线的变化特征具有较好的对应关系。图中 LB、LX、MH 和 NX 黄土的动孔隙水压力比 - 振次比曲线为持续增长型, 即随着振次比的增加, 动孔隙水压力比持续增长, 且动孔隙水压力比的增长速率逐渐增大。而 GY、PL、TG、TY 和 CZ 黄土的动孔隙水压力比 - 振次比曲线属增长稳定型, 即在初始阶段动孔隙水压力比随着振次比的增加迅速增加, 在振次比达到 0.5 左右时增长速率逐渐减小并趋于稳定。对图 2 (b) 中所示饱和黄土的动孔隙水压力比 - 振次比关系进行非线性拟合可得

$$\frac{U_d}{U_f} = A + \frac{B}{1 + C e^{\frac{N}{N_f}}}, \quad (2)$$

式中, A , B , C 为拟合参数。

1.2 饱和黄土的液化机理

作为一种典型的结构性特殊土, 饱和黄土的液化主要是由它的物理力学特性和微结构特征以及水、电化学性质决定的, 而循环荷载和水的共同作用是导致饱和黄土液化破坏主要因素。图 3 给出了不同地区饱和黄土的循环剪切有效应力路径^[19]。由图 3 可知, 循环剪切过程中饱和黄土的有效应力路径呈近似倾斜线性变化, 平均有效应力 p' 随着动孔隙水压力增大而逐渐减小, 但不同地区饱和黄土破坏时的有效应力均未减小至 0 点, 即没有达到初始液化状态。土体在偏应力出现明显减小之前平均有效应力呈单调减小, 应力路径的形态无明显的变化; 在偏应力出现明显减小后, 平均有效应力继续单调减小, 并在土体液化破坏后呈现减小 - 增大的循环变化。不同地区饱和黄土的应力路径存在一定的差异性。MH 黄土在循环荷载作用下平均有效应力减小缓慢, 在循环荷载作用的初期偏应力快速减小, 之后趋于稳定; 随着平均有效应力的持续减小, 偏应力衰减速率逐渐增大, 并在平均有效应力达到 70 kPa 左右时迅速增大; 相比于 MH 黄土, LX 黄土土体在液化破坏后平均有效应力的减小 - 增大循环变化不显著, 平均有效应力最小值约为 53 kPa。循环剪切作用下 LX 黄土的平均有效应力在试样液化破坏之前呈现加速单调增长, 偏应力衰减近似线性, 但衰减速率相对较小; 土体在液化破坏后平均有效应力

的减小 - 增大循环变化明显, 平均有效应力最小值约为 35 kPa。循环剪切的初始阶段, TY 黄土的平均有效应力缓慢减小, 且其减小速率随动孔隙水压力累积速率的加快而加快; 偏应力随着平均有效应力的减小呈线性减小, 并在平均有效应力达到 80 kPa 时急剧减小, 在平均有效应力达到 60 kPa 左右时减小速率减缓并趋于稳定; 循环剪切后期, 平均有效应力和偏应力衰减速率均较为缓慢, 应力路径形态逐渐趋于稳定, 土体在液化破坏后平均有效应力的减小 - 增大循环变化相对不明显, 平均有效应力最小值达 10 kPa, 偏应力最小值约为 5 kPa。

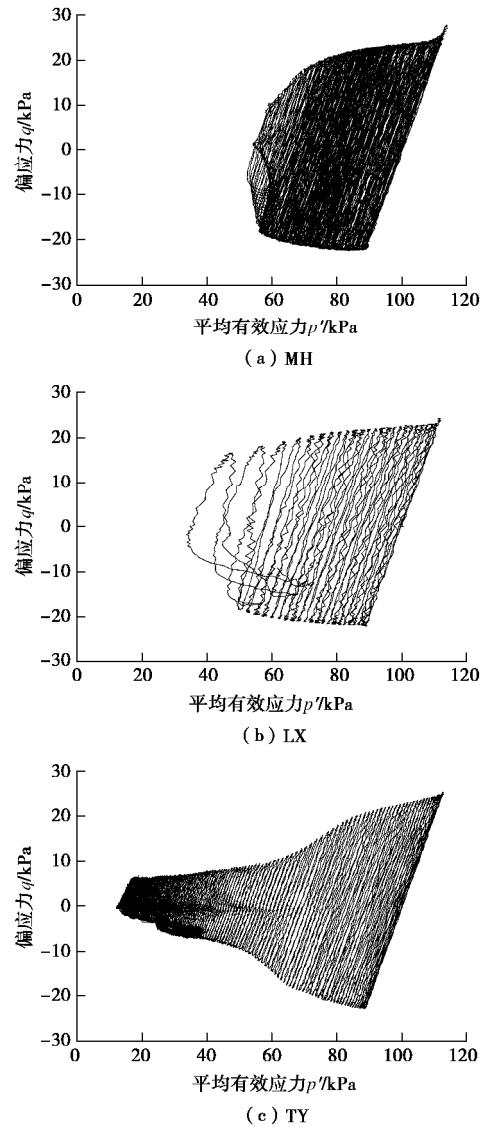


图 3 不同地区饱和黄土动三轴剪切应力路径

Fig. 3 Effective stress paths of saturated loess in different area

根据图 3, 循环剪切作用下, 饱和黄土的平均有效应力和偏应力均出现衰减, 其中, 平均有效应力的降低主要与土体内动孔隙水压力的增长有关, 而偏应力的衰减则反映出土骨架在循环荷载的作用下由于颗粒的滑动、位错和胶结物质的溶解导致的接触力丧失

而呈现出的软化现象。土体在外部荷载作用下, 外力在土体内通过土骨架传递。对于黄土而言, 其土骨架由不同粒径的颗粒和颗粒之间的胶结性物质构成, 其中, 大颗粒之间通过点接触或部分面接触形成镶嵌结构, 细颗粒则附着在大颗粒表面或形成团粒, 黏附在大颗粒之间, 从而形成了架空孔隙结构; 另一方面, 细粒的堆积在土体内形成了部分封闭孔隙。因此, 基于莫尔-库仑强度理论, 黄土的强度由内摩擦力和黏聚力共同组成, 且黏聚力在土体强度中比重较大。土体饱和后, 由于黄土中起胶结作用的可溶性盐类部分溶解、土中黏粒等细颗粒吸水导致土体内双电层变厚从而使土体黏聚力降低; 部分土体内由于架空孔隙解构而使得孔隙周缘颗粒重排, 且由于土体浸水加剧了颗粒之间的润滑作用, 从而表现为内摩擦角有一定程度的减小, 内摩擦力降低; 因此, 黄土在浸水后黏聚力和内摩擦力的降低共同导致了土体强度衰减。图 4 所示的动三轴试验结果表明, 随着含水率的增大, 兰州黄土动内聚力和动内摩擦角呈非线性减小, 在浸水饱和状态下, 动内聚力和动内摩擦角分别降低为原状黄土的 50% 和 70%。但是, 对于饱和后变形稳定的土体, 其大部分结构强度仍然保留, 土骨架处于亚稳定状态。

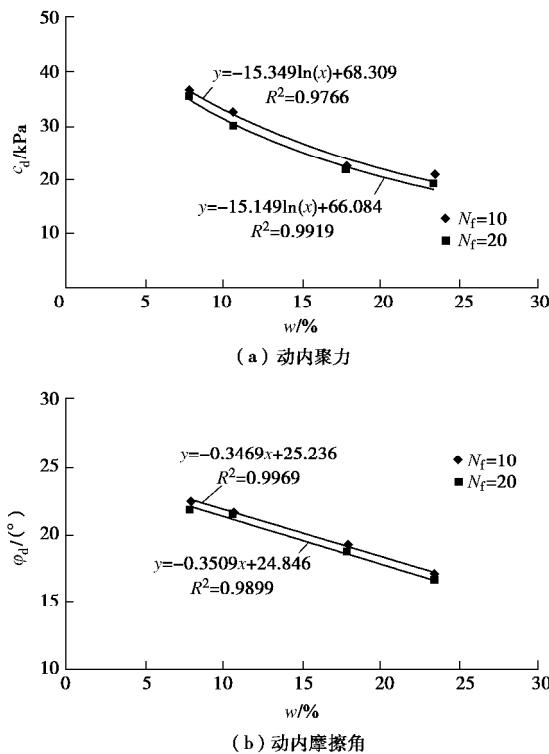


图 4 不同含水率下兰州黄土 (5, 10 m) 的动内聚力和动内摩擦角变化规律。

Fig. 4 Dynamic cohesion (a) and dynamic internal friction angle (b) of Lanzhou loess (5, 10 m) with different water contents

根据饱和黄土动孔隙水压力产生的物理过程, 动荷载作用下亚稳定的土骨架再次变形, 导致土体内孔

隙体积被压缩而产生累积动孔隙水压力, 从而使得土体有效应力持续减小, 土骨架抗变形能力持续降低, 直至土骨架的残余强度不足以抵御外界动荷载时, 土体由于土骨架的损毁产生破坏。同时, 由于持续的动荷载作用使得土体内的动孔隙水压力稳定累积, 从而使得土体在破坏后呈现近似的流态。因此, 动荷载作用下的饱和黄土液化破坏的内在机制主要是循环荷载作用下土骨架对荷载的响应以及由于土骨架的响应造成土中水对孔隙形变产生的适应性响应, 进而导致的土骨架强度弱化和孔隙水压力升高交替作用, 直至土体丧失结构强度而表现为近似流态的物理过程。

图 5 为饱和黄土液化试验前后扫描电镜样品的 SEM 图像, 放大倍数为 100 倍。图中实线条示意孔隙边界。由图 5 (a), (b) 可见, LX 黄土液化前结构均匀松散, 土体颗粒边界清晰、接触方式以镶嵌搭接为主, 孔隙相对独立, 孔隙边缘光滑; 而在液化后, 土体结构破碎, 土颗粒仍多镶嵌搭接, 但孔隙总面积和数量有所增加, 孔隙形状各异, 边缘分布有棱角, 部分形成形状不规则的贯通通道, 使得土体孔隙连通性有所增强。如图 5 (c), (d), GY 黄土液化前结构松散均匀, 孔隙边界较圆滑, 互相独立; 而在液化后, 土体内的贯通通道十分明显, 通道边缘尖锐破碎, 形状多呈长条状。

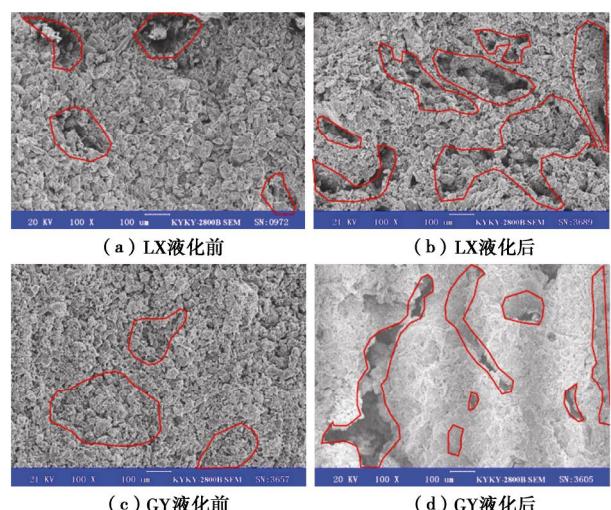


图 5 饱和黄土液化前后 SEM 微结构照片

Fig. 5 Microstructural characteristics of saturated loess before and after liquefaction

图 6 为液化前后饱和黄土的微结构特征参数差异性统计结果^[20-21]。由图 6 可知, 饱和黄土液化后表观孔隙比、孔隙分维度值和概率熵均不同程度增加, 而平均形状系数明显减小, 说明振动液化过程中, 土体内原有的大、中、小孔隙在振动作用下破坏, 进而不断扩展并连接在一起形成大孔隙, 导致液化后土体内

的大孔隙数量增加, 孔隙趋于狭长, 均匀性变差, 土体连通性趋于优良。结合图 4, 饱和黄土液化的微观力学过程可分为结构调整、通道发展和液化破坏 3 个阶段: 在结构调整阶段, 土体原有的平衡状态被打破, 颗粒间黏结力降低, 结构强度减小, 整体稳定性降低; 颗粒在振动和孔隙水压力的联合作用下重新排列、组合, 形成新的、暂时的结构体系平衡状态, 以适应于新的振动和孔隙水压力环境; 随着循环剪切的继续作用, 微孔隙和小孔隙中胶结物和隔水物质部分溶解, 孔隙被打开并浸水, 中、大孔隙周围的可溶盐溶解, 内形成的暂态稳定状态被打破, 孔隙崩坏使得大、中孔隙扩展、相互连通, 并在孔隙水压力的作用下发展为通道; 在循环荷载进一步作用下, 土体内的孔隙被持续压缩, 孔隙水压力持续累积, 大、中孔隙边缘失稳、坍塌、连通, 导致更多贯通通道形成。同时, 在通道发展阶段形成的部分贯通通道侧缘失稳区域进一步扩展, 从而形成贯通更长、面积更大的通道。此外, 相邻贯通通道间的薄壁受到孔隙水压力的作用, 土颗粒间连接结构破坏, 有效应力降低, 土体的抗剪强度大幅丧失, 并在该部位出现局部液化现象, 在持续振动作用下, 液化区域扩展, 应变急剧增大直至土样破坏。

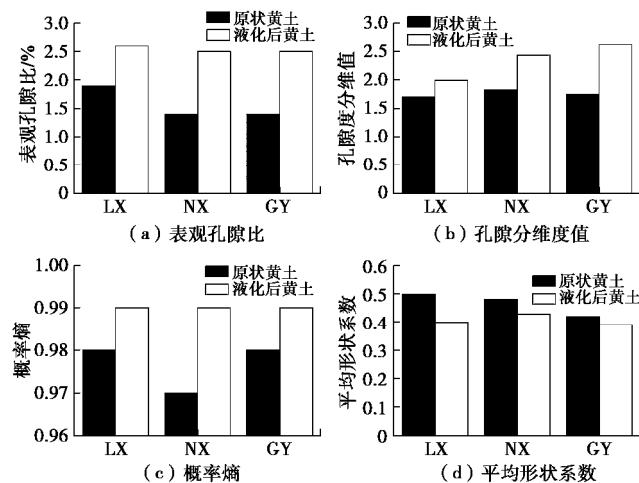


图 6 液化前后饱和黄土的微结构特征参数差异性

Fig. 6 Differences of microstructural characteristics of saturated loess before and after liquefaction

此外, 黄土由于其成因而表现出显著的非均质性特征, 土体内由于细颗粒的填隙作用和黏土矿物团粒的胶结作用造成孔隙连通性较差。循环荷载作用下, 土体内结构强度较低的部位将会由于构成土骨架的颗粒重排产生残余变形, 使得在较小的范围内, 由于孔隙体积的压缩而导致孔隙水压力急剧升高, 土体结构强度降低, 有效应力减小, 从而使得土骨架出现新的不稳定部位, 并在持续的循环剪切作用下产生残余变

形和动孔隙水压力累积。因此, 对于非均质的饱和黄土而言, 其液化破坏本质上是土体内局部液化导致的渐进性破坏。同时, 根据饱和黄土液化前后的微结构特征分析结果, 随着孔隙水压力的上升, 由于土体结构强度持续降低, 孔隙水压力持续增长, 使得土体内孔隙的连通性趋于优良, 从而使得孔隙水压力在土体内的传递增强。对于土体而言, 孔隙水压力的传递将促进土体内有效应力的降低, 使土体更易液化破坏。

1.3 饱和黄土液化的初判与详判方法

饱和黄土液化势的判别是对未来强震中黄土场地是否产生液化以及液化等级的预测, 其对工程地基的抗液化处理具有重要的指示意义。相比于砂性土和粉土, 由于黄土地震液化灾害实例相对较少, 黄土液化势区域分布的差异性较大, 现场测试和室内试验的覆盖面不足, 《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)^[22]及其修订版中尚未将黄土地基液化判别列入。随着近年来有关饱和黄土液化的研究趋于完善, 结合饱和黄土的物性参数特征, 并分别基于室内土动力学试验和现场 SPT 测试^[23-24], 给出了饱和黄土液化的初判和详判方法, 这一成果已被《甘肃省建筑抗震设计规程》(DB62/T25—3055—2011)^[25]和《地下结构抗震设计标准》(GB/T51336—2018)^[26]采纳。

黏粒在土体中起胶结作用, 当黄土中黏粒含量较高时, 土体强度增加。且大量的黏粒附着在大颗粒之上, 形成絮凝状团粒结核。因此, 黏粒含量不仅反映了黄土的强度特性, 也是黄土结构性的重要表征参量。在工程规范中, 黏粒含量也通常作为判别细粒土液化的重要指标。对于饱和黄土场地, 大量的室内试验和现场测试研究发现, 当土中黏粒含量在Ⅶ度、Ⅷ度和Ⅸ度地震作用下分别不小于 12, 15, 18 时, 可不考虑液化的影响。通常情况下, 黄土中由于封闭孔隙的存在, 使得其在自然状态下由于封闭孔隙难以充水而未达到完全饱和; 然而, 已有的地震灾害现场调查和大量的室内试验结果证明, 当饱和黄土的含水率超过塑限含水率时, 土体可产生类液化现象; 随着土体含水率的增加, 循环剪切软化现象越明显。此外, 现场剪切波速测试和室内结果显示, 当饱和黄土层中的剪切波速大于 500 m/s 时, 土体不具有液化势。因此, 上述黏粒含量、含水率和剪切波速的阈值可作为饱和黄土场地液化的初判指标^[5, 25]。

《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)中推荐采用 SPT 方法对场地土的液化势进行详细判别。对深度范围在 20 m 内饱和砂土和粉土, 其标准贯入锤击数临界值为

$$N_{cr} = N_0 b [\ln(0.6d_s + 1.5) - 0.1d_w] \sqrt{3/r_c} \quad (3)$$

式中 N_{cr} 为液化判别标贯击数临界值; N_0 为液化判别标贯击数基准值; d_s 为饱和土标准贯入点深度; d_w 为地下水位; r_c 为土中黏粒含量; b 为调整系数。

由于饱和黄土的动静力学特性与饱和粉土和饱和砂土差异性较大,为了探讨黄土和其它土类标贯值的差别^[23],对饱和黄土和其它饱和土的标贯值进行对比,结果如图7所示。由图7可知,黄土、砂土、砾石和卵石,其标贯击数依次增加。其中黄土的标贯击数和砂土的较为接近,但其平均值仅约为砂土的0.5倍。由此可见,黄土的标贯击数明显低于其他土类,饱和黄土具有更高的液化势。

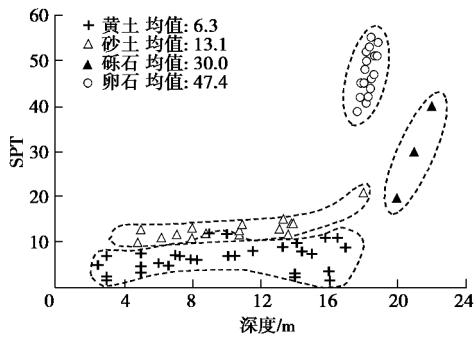


图7 不同饱和土场地的标贯值

Fig. 7 SPT values of different soil layers

为了进一步探讨规范中推荐的标贯击数基准值对黄土地场液化势判别的适用性,将黄土地场实测标贯值和通过式(1)计算得到的液化判别标贯临界值进行对比,结果如图8所示。由图8可知,采用规范中推荐的标准值进行计算后,仅有两个饱和黄土地场被判定为不液化,这一结果与事实明显不符。通过现场测试与室内试验结果的对比发现,式(1)对于判别天然饱和黄土地场的液化势同样适用,但需要对判别贯击数基准值进行修正,以使判别结果与实测结果相符。综上,结合黄土现场标贯试验及其与砂土标贯击数对比的结果,给出了适用于黄土液化势判别的标贯击数基准值,如表2所示。

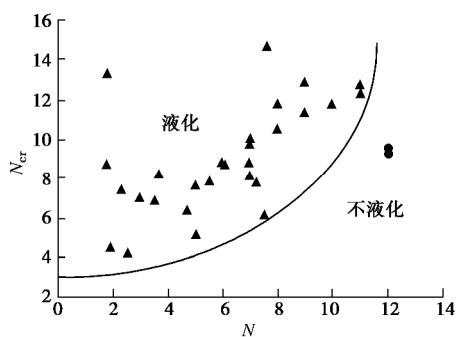


图8 实测标贯击数和液化判别标贯临界值的对比

Fig. 8 Comparison between SPT values of saturated loess sites and calculated results of N_{cr}

表2 黄土地基液化判别标贯击数基准值参考值

Table 2 Reference SPT values for detailed liquefaction evaluation of saturated loess sites

设计加速度/g	0.1	0.15	0.20	0.30	0.40
液化判别标贯击数基准值	7	8	9	11	13

2 黄土大规模地层液化滑移的机理与特征

1920年12月16日,宁夏海原发生了8.5级特大地震,震中烈度高达XII度,距震中70~90 km的固原石碑塬(清水河四级黄土台塬)低缓的马兰黄土层(Q_3)中发生了大规模、长距离液化滑移,形成了极其严重的震害现象^[9, 16, 27-29](图9),造成了44户被埋,200多人死亡。本文以石碑塬滑移区为例,采用现场调查、钻孔及探槽勘探、现场测试、室内试验、数值分析和理论分析综合的方法,系统研究其滑移特征,并提出饱和黄土地层大规模滑移的运动学特征和触发机理,为此类灾害的风险防范提供依据。



(a) 南滑移区后壁及波峰-波谷地貌



(b) 南滑移区地貌

图9 1920年海原8.5级地震引起的石碑塬黄土地层液化滑移
Fig. 9 The sliding-flow of loess deposit in Shibeiyuan triggered by liquefaction during Haiyuan 8.5 earthquake in 1920

2.1 大范围地震液化的条件

石碑塬塬面是坡度为 $1^\circ 45' \sim 2^\circ 25'$ 低缓平面,塬面西侧是坡度 $2^\circ \sim 3^\circ$ 的二、三级河谷阶地缓斜坡,整个黄土地层的地势向西北方向倾斜,东南高、西北低。地震诱发的黄土地层液化大滑移就发生在二、三级阶地构成的低缓斜坡面上,滑移区南北长约2.1 km,东西宽1.2~1.3 km,影响范围约 2 km^2 (图10)。

滑坡后壁北高南低, 北部高度 20~30 m, 南部高度 3~10 m, 主滑动方向 330°, 滑体厚 10~30 m, 土方量超过 4000 万 m³, 滑坡后壁地貌及滑移区范围如图 10 所示。

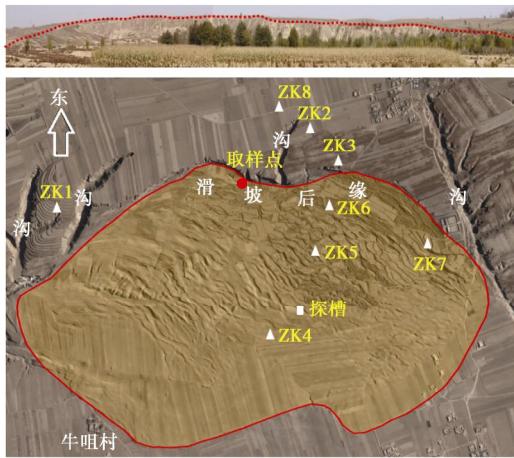


图 10 滑移区地貌及滑移范围分布图

Fig. 10 Landform and distribution of slip range of slip area

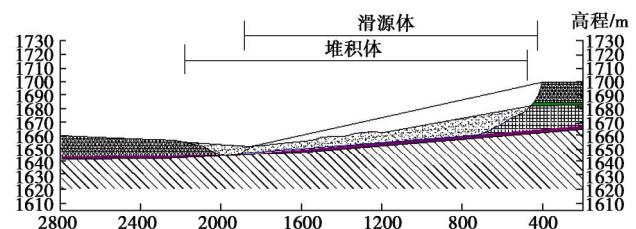
大量的震害实例统计资料表明, 坡度小于 5° 的缓斜坡极罕有地震滑坡灾害发生, 而石碑塬液化大滑移却是在坡度 2° 左右的低缓斜坡面上发生的, 滑后地貌呈波浪起伏、峰谷相间形态, 具有很强的节律性, 与高角度黄土滑坡的滑体形态有着显著不同。地震诱发滑坡事件的发生, 是特定的斜坡地质体对地震动力进行变形协调响应, 最后产生失稳滑动的结果。

这除了与外部诱发因素地震动特性(强度、频谱、持时)密切相关外, 还依赖于斜坡地质体的岩土动力特性、地层结构、水文地质环境等内部要素, 而且是外因作用于内因, 且内外因素耦合关联导致土性劣化、斜坡失稳灾变的结果。

为了探明石碑塬滑移区地形地貌特征要素, 地层结构特征与不同层位岩土动力特性, 水文地质条件与地下水的赋存状态, 通过现场调查测绘, 滑坡周边未滑动地层、滑移区内地层的钻孔勘探 (ZK1~ZK8), 现场土层波速测试, 室内试验等手段, 以便于系统总结石碑塬液化大滑移的产生的内外因素条件。

(1) 地层结构与岩性

石碑塬滑坡区自上而下依次为 Q₃ 晚更新世马兰黄土层和中更新 Q₂ 离石黄土层两个大类, 两层之间以第二古土壤层为界, 不同类型的黄土地层都自后缘至前缘逐渐减薄 (图 11)。滑移区后缘塬顶前部 ZK3 钻孔剖面及其剪切波速随深度的分布如图 12 所示。



图例
第一古土壤 粉质黄土 第二古土壤 滑体
砂质黄土 上部黄土层 原始地面 滑动面
(a) 滑后地层

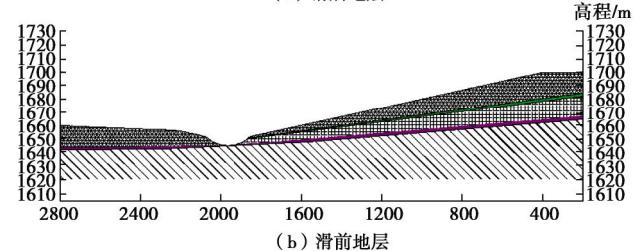


图 11 滑坡区域地层结构

Fig. 11 Stratum structure of landslide

年代	地层	深度 (m)	柱状图	土层描述	剪切波波速曲线 (m/s)		
					V _{si} (m/s)	V _s (m/s)	
晚更新世 马兰黄土 Q ₃	上部黄土层	12.0		褐黄色、稍湿、稍密、无光泽、土质较均匀、具层理、岩心散状和短柱状	102	102	
					116	116	
	第一古土壤	13.4			121	121	
					125	125	
	砂质黄土	16.0			126	126	
					135	135	
	细砂层	16.2			140	140	
					142	142	
	砂质黄土	27.7			147	147	
					151	151	
中更新世 离石黄土 Q ₂	第二古土壤	28.6		褐红色、硬塑	163	163	
					166	166	
	黄土	40			167	167	
					170	170	
	细砂层				175	175	
					177	177	
	砂质黄土				181	181	
					189	189	
	中更新世黄土				193	193	
					199	199	

图例
晚更新世黄土 古土壤 中更新世黄土
细砂层 砂质黄土

图 12 石碑塬南滑移区后缘塬顶前部 ZK3 钻孔剖面及其剪切波速分布

Fig. 12 Boring log of ZK3 in front zone on top of back wall of south sliding-flow area in Shibeiyuan and distribution of its shear velocity

Q₃ 马兰黄土层从上至下又可分为以下 4 层, 上部非饱和黄土层, 塘顶区域厚度约 14 m, 前缘处约 1~2 m; 该层剪切波速为 102~189 m/s, 黄土结构疏松, 支架大孔隙发育, 工程力学性质较弱, 有很强的动力易损特性, 由于覆盖于地表, 含水率较低, 在动力作

用下容易产生拉裂、剪断等脆性破坏形式。第一古土壤层, 后缘深度约 15 m, 厚度 1 m, 该层剪切波速为 193 m/s, 土黏粒含量较多, 透水性差。下部砂质黄土层剪切波速为 163~237 m/s, 后缘深度 16 m, 厚度约 15 m, 中间夹一厚度 0.2 m 的细砂层。第二古土壤层, 后缘深度在 27 m 左右, 厚度 1 m, 该层剪切波速为 245 m/s。其下为 Q_2 离石黄土, 剪切波速大于 262 m/s, 饱和中密。

石碑塬滑移前, 地层中砂质黄土层具有较高液化势, 其上下有两层古土壤层, 由于古土壤透水性差, 因此, 当砂质黄土层液化时, 孔隙水压力瞬间上升会受到古土壤层的阻隔而汇聚于古土壤层及其下部, 形成软弱滑移面, 其上土体在地震动力作用下极易发生失稳滑动。

(2) 水文地质条件

石碑塬滑移区原始坡度很小, 斜坡平缓开阔, 具良好的汇水条件。滑移区的地下水主要来自大气降水和塬面汇水流入补给, 上部潜水位位于 8~20 m, 埋藏于砂质黄土层中。滑坡区后缘中心部位有一深切大沟, 大沟两侧还有数条小沟, 大沟深度现已经切穿砂层; 降雨期间, 塘面汇集的雨水顺沟而下流经滑移区时, 地表径流通过渗透性更高的砂层将雨水输送到地下深部更广区域, 长期的周而复始的雨水入渗作用, 再加上上下古土壤层的隔水作用, 使得上下古土壤层内的黄土长期处于饱和状态。

(3) 地震动条件

黄土液化的起始烈度为 VII 度, 而石碑塬滑移区距离 1920 年海原地震震中约 70 km, 地震烈度达到 X 度, 石碑塬地区土层较厚, 考虑的黄土场地的地震动放大效应, 滑移区的地震动峰值加速度 PGA 预计要高于 X 度, 强烈的地面运动为滑移的产生、灾害的形成提供了足够强度的动力条件。

2.2 大规模液化滑移的机制

(1) 砂质黄土液化势

为研究石碑塬液化滑移区马兰砂质黄土(震前含水段)地震液化的可能性, 对所有钻孔每隔 1 m 进行的波速测试, 测得砂质黄土层的平均剪切波速 $V_s = 190$ m/s, 用临界波速法和动应变法对粉砂进行液化判别计算, 结果都表明粉砂层是可液化的。通过动三轴试验, 对砂质黄土进行实际应力状态下等幅循环动荷载试验, 其初始液化的地震动加速度为 134.85 gal (1 gal=0.01g)。采用 Ishihara 等推荐的方法^[10, 30], 对动三轴仪上振动液化的饱和砂质黄土进行 UU 试验, 测得其残余强度为黏聚力 $c=3.12$ kPa, $\phi=8.55^\circ$ 。

(2) 土层液化滑移机制

为了研究石碑塬液化滑移机制, 沿波峰、波谷走

向的垂直方向, 开挖了深度 12 m, 长 21 m 的探槽, 探槽在滑移区的位置如图 10 所示, 该区域地表波峰宽约 10~15 m, 波谷宽约 8 m。探槽剖面如图 13 所示。根据图 13, 波峰地层由上部非饱和黄土, 第一古土壤层和下部的砂质黄土液化层构成, 而波谷主要由下部的砂质黄土液化层, 上部为耕植土。峰谷下部非连续分布有砂层。液化层流动形态显著, 测试其含水率在 20%~22%, 而第一古土壤含水率从上至下在 14%~19%。古土壤层通常与上下地层平行整合接触, 但探槽内的古土壤层出现多个波峰、波谷相间形态, 反映在其滑移过程中, 受到下部液化砂质黄土的顶挤作用。上部的非饱和黄土层受下部土层挤压, 变形特征明显, 但仍保持了基本的沉积层序。

从波峰、波谷下部物质组成及地层形态特征可以判断, 上部非饱和黄土在滑动过程中受到周围土体的挤压、拉张作用和下部土体的上涌顶升作用而出现脆性破坏形成裂谷, 两侧非饱和黄土形成的山峰因有更高的上覆压力造成下部液化层侧向流动, 因为裂谷区域上覆压力较小, 流动来的液化砂质黄土上涌填充了裂谷区域到一定高度从而形成波谷。

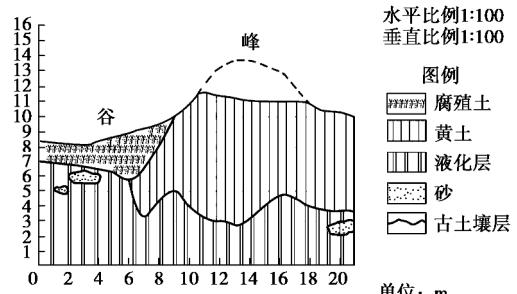


图 13 探槽剖面简图

Fig. 13 Simple profile of engineering trench

根据滑前石碑塬地层结构, 建立了包含上部非饱和黄土、中部饱和砂质黄土和下部 Q_2 离石黄土的有限元数值分析模型, 加载了汤峪台记录的汶川地震波, 模型两侧为无限元边界, 不同层位的土体物理力学参数根据实测数据赋值, 具体参数见表 3。

表 3 不同层位土体的物理力学参数

Table 3 Physical and mechanical parameters of soils

地层	密度 /(g·cm ⁻³)	弹模 /MPa	泊松 系数	黏聚 力/kPa	内摩擦 角/(°)
上部非饱和黄土	1.35	55	0.27	23	26
饱和砂质黄土	1.65	80	0.26	12	16
Q_2 黄土	1.72	120	0.23	62	25

计算结果显示, 100 gal (VII 度) 地震动作用下, 斜坡不同部位土体没有残余变形发生。200 gal (VIII 度) 地震动作用下, 饱和砂质黄土层出现显著残余变形, 局部变形超过 3% (图 14 (a)), 表明土体局部液化,

坡肩非饱和黄土因下部饱和砂质黄土向下的残余变形而失去部分支撑力而出现了残余变形,但应变量在2%之内,因此还没出现拉裂破坏。斜坡中上部位的非饱和黄土因受中间砂质黄土层液化顺坡向下陷及流动拖曳作用而出现顺坡向移,但累计总位移量为0.56 m(图14(b)),因此该工况下土体未出现大规模滑动。600 gal(IX度),地震动作用下斜坡中上部位砂质黄土层出现了10%~14%的残余变形(图14(c)),中下部位残余变形也都超过了3%,表明整个饱和砂质黄土层因地震动作用而液化。由于斜坡中上部位土体的液化大变形,该部位液化层会出现下陷和顺坡流动,使得坡肩部位非饱和黄土因下部支撑力减少,再加之前方土体的牵引拉动,以及地震惯性力的作用而出现脆性拉剪破裂。由于液化后的砂质黄土在地震惯性力和重力耦合驱动下出现顺坡向滑移,使得上覆于液化层的非饱和黄土层也在地震动力、重力和下伏液化层拖曳力作用下同液化层一起向下滑动,如同水上漂浮的船筏运动。因坡肩的拉剪破裂,斜坡中上部位土体失去了后缘母体的拉接作用,在地震惯性力和重力下滑力分量的联合驱动下,推动下方土体出现液化大滑移^[31]。

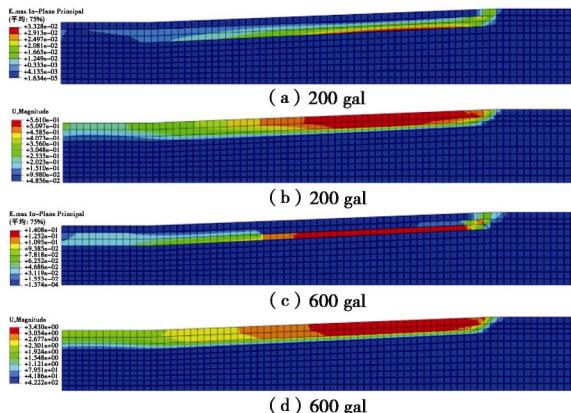


图14 地震动作用下的应变及位移图

Fig. 14 Nephogram of strain and displacement under effect of earthquake

2.3 地震液化滑移的动力学特征及其启动条件

图15给出了地震作用下石碑塬斜坡体的应力云图。由图15可知,最上层的非饱和黄土层在向下运动过程中,在地震动力往复作用下,不同部位会出现瞬态的拉压应力变化(图15(a)),当拉应力超过土体抗拉强度时,会出现拉张破裂。由于上覆非饱和黄土与下伏液化层在土体性状明显不同,因此波速也存在显著差异,当地震波以应力波的形式自下而上传递过程中,波长在不同层位显著变化,在应力波的前后往复作用下,液化层会出现局部上涌现象,导致非饱和黄土层局部竖向应力集中(图15(b))。由于上部非饱和黄土层在滑移过程中拉应力的反复作用,以及液

化层的局部上涌导致竖向应力集中,使得整个上部黄土层逐渐裂解成不同规模的块状体。

对于斜坡坡度小于5°低缓黄土斜坡,在静力条件下极其稳定,在八度地震动作用下会产生局部液化现象,但不会整体失稳滑动;当有IX度及以上地震动作用时,饱和土层会全部液化,进而产生大规模地层滑移,因此IX度地震动的作用是其产生液化大滑移的必要启动条件。

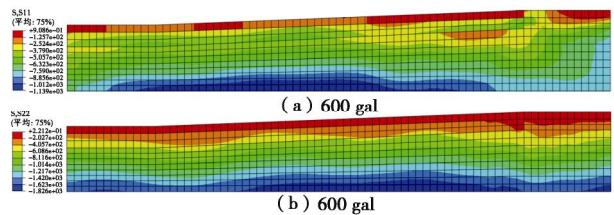


图15 地震动作用下的应力云图

Fig. 15 Nephogram of stress under earthquake

2.4 滑移的运动学特征及滑后地貌形态

图16为地震动作用过程中石碑塬坡体的速度变化。可以看出,斜坡土体在地震力和重力联合驱动下滑过程中,不同层位及同一层位的速度场在水平及垂直方向都明显不同;斜坡中上部土体的运移速度要大于下部土体的运移速度,液化层的向下运移速度大于上部非饱和黄土层的运移速度;表层非饱和黄土层在向下运移过程中,受往复地震动作用下,不同部位显著的速度不同步现象。正是由于这些运动的不同步现象,斜坡滑移过程逐渐解体,形成了峰谷相连的独特地貌形态(图17)。

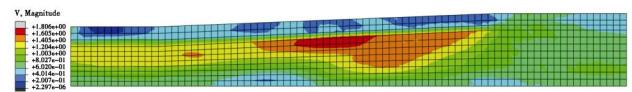


图16 地震动作用过程中的速度变化

Fig. 16 Variation of velocity during earthquake

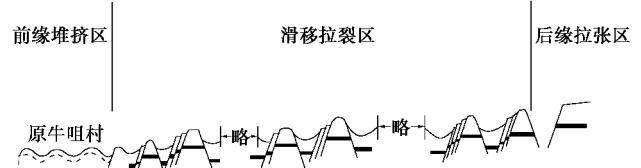


图17 不同区域的峰谷地貌形态特征

Fig. 17 Morphological characteristics of peak-valley topography in different regions

基于石碑塬液化滑移区的滑移机制、滑后地貌特征,整个滑移区可分为3个区域,不同区域滑距分布、土体厚度显著不同(图17,18)。

第一个区域为后缘拉张区,通过实地测量,该区域滑体滑动的距离为30~50 m,拉裂形成的土体断块较之于中部及前缘土层要更宽、更厚,沿主滑方向,土层厚度最大,在20~30 m,沿滑坡后壁从北向南,

土体厚度逐渐减薄,南缘仅有数米。

第二个区域为中部滑移拉裂区,由该区域被埋农民的石碾子(155 m)、磨盘(100 m)和院墙(124 m)判断该区域滑动距离在50~150 m。该区域是峰谷地貌最显著的地貌。较之于后缘拉张区,土层厚度逐渐减薄,沿主滑动方向土层厚度在10~20 m,往南土层厚度也逐渐变薄,最南端仅有数米。

第三个区域为前缘堆挤区,上部非饱和黄土至今都能看到土体挤压形成的裂隙,滑动距离在150~400 m,该区土层厚度3~10 m。由于滑坡区域较大,受河流地形影响,滑坡前缘区域从北至南地形界限为非规则形状。南区和北区不仅土层厚度不同,北厚南薄,滑动距离也明显不同,南部区域仅推进到了河沟边缘,北部则越过了河沟。

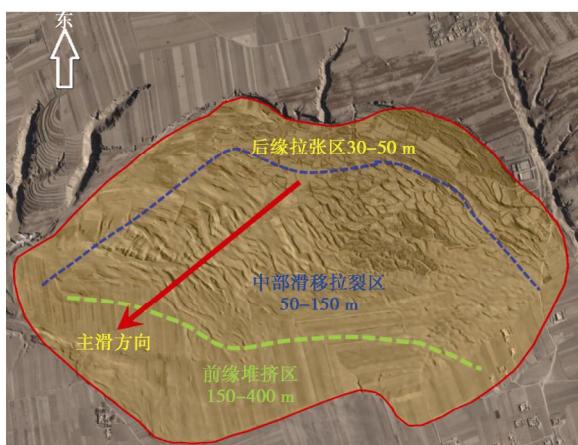


图 18 滑移区不同区域滑距分布简图

Fig. 18 Distribution of slip distance in different areas of slip zone

2.5 黄土地层液化滑移机理

基于上述现场调查、大型探槽钻孔勘探及测试、室内土动力学试验、理论分析与数值模拟计算,对1920年海原8.5级地震引起石碑塬黄土地层大规模液化滑移的机理揭示如下(图19)。

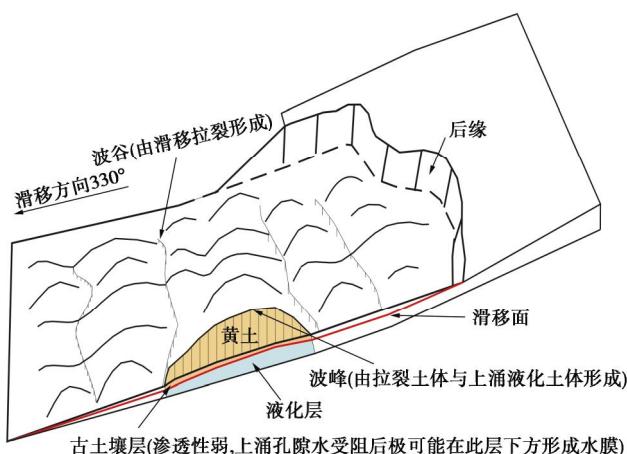


图 19 石碑塬黄土地层液化滑移机理示意图

Fig. 19 Diagrammatic sketch of mechanism of sliding flow of loess deposit in Shibeiyuan

海原地震前几天,据当地村民普遍反映和文献记载^[32],水井水位上升到15 m左右,即15 m深度以下黄土地层处于饱水状态。地震时,滑移区处于X度区,在地震动作用下,第一古土壤层下部的砂质黄土层发生液化,孔隙水压力上升,液化物质上涌,当孔隙水上涌到第一古土壤层时,由于该层透水性差而受阻汇聚在第一古土壤层之下,可能瞬间形成一薄层水膜,水膜和高含水率的古土壤层及其下部液化砂质黄土层成为大面积的滑动面(带),上覆土体在地震惯性力和2°左右缓斜坡下滑力的联合作用下,沿黄土塬缓斜坡倾斜方向向西北滑移。滑移土体由于运动中的拉裂破坏和液化物质上涌顶升耦合作用,使滑移土体在开裂部位形成波谷地形,在堆积部位形成波峰地形。由于塬体土层在滑移运动过程中的时序和运移条件的差异性,各部分土体滑移距离不同,从前部到后部的滑移距离逐渐变小,前部为150~400 m,中部为50~150 m,后部为30~50 m。笔者对1303年山西洪洞8级地震引起郇堡大规模黄土地层液化滑移和1695年山西临汾8级地震引起东、西堡头村分离的大规模黄土地层液化滑移的现场调查和勘测也验证了这一机理。

3 黄土地层大规模液化滑移的风险评估

黄土地层大规模滑移影响范围(致灾范围)对灾害损失有着重要影响,因而开展滑移致灾范围研究是黄土液化滑移风险评价的重要环节,对于单体滑移可基于力学计算来估算滑距^[33-35]。

对于坡度小于5°的低缓黄土斜坡,在IX度及以上地震动作用下,饱和土层液化开始滑动,产生液化大滑移。利用能量守恒定律可建立黄土地震液化滑移运动学简化模型,如图20所示。由地层液化滑移的运动特征可知,可将滑移体简化为一个块体,地震液化滑移运动过程即为一个沿光滑斜坡面做下滑运动的块体模型,以坡脚为原点建立坐标系,滑坡体坡度为 q ,坡高为 h 。

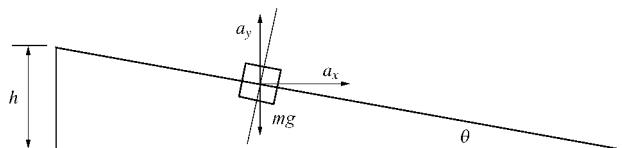


图 20 黄土地震液化滑移运动学简化模型

Fig. 20 Simplified kinematic model for liquefaction slip of loess under earthquake

3.1 黄土液化滑移滑距预测模型

为了建立滑距计算模型,简化地震往复作用对滑移体造成的破坏,基于疲劳理论结果,采用Seed提出的地震荷载等价幅值与等价作用次数方法。地震荷载

的等价幅值比为 0.65, 参考等价作用次数与地震烈度关系(见表 2)。将地震荷载施加于块体, 其大小以加速度来表示, 设地震动水平加速度为 a_x , 垂直加速度为 a_y , 考虑地震作用时各方向的差异, 垂直方向加速度 a_y 取水平向加速度大小的二分之一。

表 4 Seed 细化和调整后的地震荷载的等价作用次数与地震烈度关系

Table 4 Relationship between equivalent action times and seismic intensity of Seed refined and adjusted seismic loads

地震烈度	VII	VIII	IX
等价作用次数/s	18	30	40

在滑面上, 垂直滑面向下的力为

$$N_1 = mg \cos q + ma_x \sin q + ma_y \cos q ; \quad (4)$$

沿滑面向下的力为

$$N_2 = mg \sin q + ma_x \cos q + ma_y \sin q ; \quad (5)$$

滑块受摩擦力为

$$f_1 = N_1 m ; \quad (6)$$

则滑块所受合力为

$$F = ma = N_2 - f_1 . \quad (7)$$

液化滑移过程中滑移体运动过程可分为两个阶段: 第一阶段为地震作用阶段, 滑移体在地震作用和重力作用下沿滑面向下滑动。假设地震动作用时间为 t , 地震动作用结束时, 滑块获得一个速度 v , 第一阶段块体滑移距离为 d_1 , 则

$$v = at , \quad (8)$$

$$d_1 = \frac{1}{2} at^2 . \quad (9)$$

第二阶段为地震作用结束后滑体运动阶段, 该阶段滑块沿滑移面向下克服摩擦力做功, 直至速度为零, 滑动结束, 该阶段块体滑移距离为 d_2 。此时滑块受力情况如下:

垂直滑面向下的力为

$$N_{12} = mg \cos q , \quad (10)$$

滑块受摩擦力为

$$f_2 = N_{12} m , \quad (11)$$

式中, m 为滑动摩擦系数, 由土体的动内摩擦角决定, 具体根据土体特性而定。

据能量守恒定律得

$$\frac{1}{2} mv^2 + mgd_1 \sin q = f_2 d_2 , \quad (12)$$

可求得

$$d_2 = \frac{mv^2 + 2mgd_1 \sin q}{2f_2} . \quad (13)$$

由式(9)与式(13)相加可得滑块滑距 d :

$$d = \frac{1}{2} at^2 + \frac{a^2 t^2 + gat^2 \sin q}{2g \cos q} m , \quad (14)$$

式中,

$$a = g \sin q + a_x \cos q + a_y \sin q - (g \cos q + a_x \sin q + a_y \cos q) m . \quad (15)$$

3.2 黄土液化滑移致灾范围估算

对已有地震诱发黄土地层液化滑移体堆积形状统计分析, 液化滑移堆积体形状可概化为图 21 所示的 $ABDC$ 和 DFC 两段抛物线曲线来表达, 则堆积体范围为 $ABDFC$ 构成的区域。其中, 线段 AB 为实测坡体后缘宽度 L , 线段 OF 为坡体长度与滑距之和。根据已有资料及数值模拟得到的堆积体形状^[4-7], 发现 EF 段与 OE 段比值一般为 1:6, AB 段与 CD 段比值一般为 1:2。

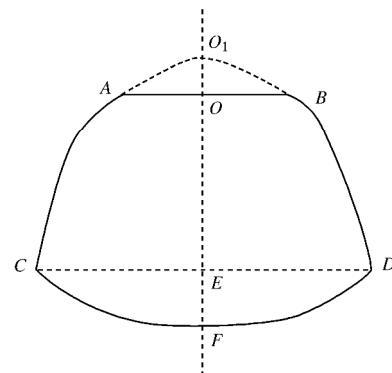


图 21 黄土液化滑移堆积体概化曲线

Fig. 21 Generalization curve of liquefaction sliding accumulation of loess

假设抛物线 CO_1D 的曲线方程为

$$y_1 = ax^2 + c , \quad (16)$$

抛物线 CFD 的曲线方程为

$$y_2 = bx^2 + d . \quad (17)$$

根据 $ABCD$ 四点坐标求得 CO_1D 曲线方程为

$$y_1 = -\frac{8}{7L^2} \left(d + \frac{h}{\sin q} \right) x^2 + \frac{2}{7} \left(d + \frac{h}{\sin q} \right) , \quad (18)$$

根据 CFD 三点坐标求得 CFD 的曲线方程为

$$y_2 = -\frac{1}{7L^2} \left(d + \frac{h}{\sin q} \right) x^2 - \frac{1}{7} \left(d + \frac{h}{\sin q} \right) . \quad (19)$$

对两个抛物线进行积分, 求得堆积体面积为

$$S = -\frac{26}{21} \left(d + \frac{h}{\sin q} \right) L , \quad (20)$$

式中, L 为滑坡后缘宽度, h 为坡高, d 为滑移距, q 为坡角。

3.3 黄土液化滑移实例验证

以宁夏固原石碑塬和山西临汾郇堡地震液化滑移为例对上述模型进行验证。

根据现场测试资料, 石碑塬液化区斜坡角度约为 3°, 坡高为 50 m, 后缘宽度为 2000 m, μ 取 0.05,

地震烈度等级IX。根据 Seed 提出的地震荷载等价幅值与等价作用次数方法, 地震作用次数为 40 次, 取持时 40 s, 烈度IX地震加速度 400 gal, 假设水平地震加速度为垂直方向加速度的 2 倍, 换算后 a_x 为 0.26 m/s^2 。根据式(12), (17), 求得滑移距 d 为 593 m, 堆积体面积为 384933.33 m^2 。

根据现场测试资料, 鄂堡液化区斜坡角度约为 2° , 坡高为 30 m, 后缘宽度为 600 m, μ 取 0.05, 地震烈度等级IX。根据 Seed 教授方法, 地震作用次数为 40 次, 即持时 40 s, 烈度IX地震加速度 400 gal, 假设水平和垂直方向加速度相等, 换算为 0.26 m/s^2 。根据式(14)与(20), 求得滑距 d 为 107 m, 堆积体面积 1224913.16 m^2 。求得滑距与滑移面积的结果与实际滑移情况大致相符。

3.4 液化滑移灾害的风险评估方法

液化滑移灾害风险评估是对液化滑移带来的影响或损失进行量化测评得到的可能程度。风险分析方法分为风险因素分析法、定性风险评价法与概率风险评价法^[36-37]。风险因素分析法是指对可能导致风险发生的因素进行评价分析, 如控制液化滑移的风险因素主要有区域地貌地质条件、土层物理力学参数、地震动强度、地下水位、降水与灌溉, 从而确定风险发生概率大小的风险评估方法^[38-39]; 定性风险评价法是指那些通过观察、调查与分析, 并结合个人经验、专业标准和判断等能对灾害风险进行定性评估的方法, 如最大致灾距法, 考虑发震构造对液化滑移灾害相关性, 根据已知的震源或发震断层, 给出最大致灾震中距或断层勾画出的液化滑移风险区域, 再结合断层结构影像与黄土分布, 对勾画范围进行修正; 概率风险评价法是依据某一个基本致因因素的触发灾害发生概率, 通过数理统计概率分析方法, 求取灾害基本致因因素的关联度(或重要度)或整个评价系统的事故发生概率的安全评价方法, 如最小致灾加速法, 考虑第五代《中国地震动参数区划图》(2015)^[40], 结合黄土分布对不同地震动峰值加速值范围进行勾画得到相应概率下液化滑移灾害风险。

黄土高原位于中国中部偏北部, 总面积约 517489 km^2 , 南北宽 750 km, 东西长约 1000 km。区域内黄土厚度在 50~80 m, 最厚达 150~180 m。地势东南低, 西北高, 自西北向东南呈波状下降^[5, 41]。区域内山脉以六盘山和吕梁山为主, 将黄土高原分三个区域, 海拔高度 500~3500 m, 其中以六盘山与吕梁山之的区域为黄土高原的主体, 如图 22。

对黄土高原区域进行黄土液化滑移灾害 I 级区划, 需要考虑黄土高原地貌、地质以及黄土地区大中城市地震小区划和重大工程地震安全性评价给出的不同超越概率下的地震动峰值加速(PGA)值。采用最小致灾加速度法, 对黄土高原液化滑移进行 I 级区划,

分别取 PGA 为 $0.2g$, $0.3g$, $0.4g$ 对应灾害风险等级 I 级、II 级与III 级。结合第五代《中国地震动参数区划图》(2015)给出的 50 a 超越概率 10%, 2% 与 0.5% 地震动峰值加速^[5], 得到黄土高原区域黄土液化滑移灾害区划图, 如图 23~25 所示。50 a 超越概率 10% 条件下, I 级风险区总面积约为 160877 km^2 , 占黄土高原区域面积 31.09%, 分别集中在甘肃省以东、宁夏回族自治区、陕西省中部、山西省与内蒙古自治区呼伦贝尔市。II 级风险区总面积约为 14546 km^2 , 占黄土高原区域面积 2.81%, 分别集中在天水市、固原市、中卫市级临汾市。III 级风险区总面积约为 437 km^2 , 占黄土高原区域面积 0.08%, 如表 5, 集中在固原市海原地震断裂带区域及周边。

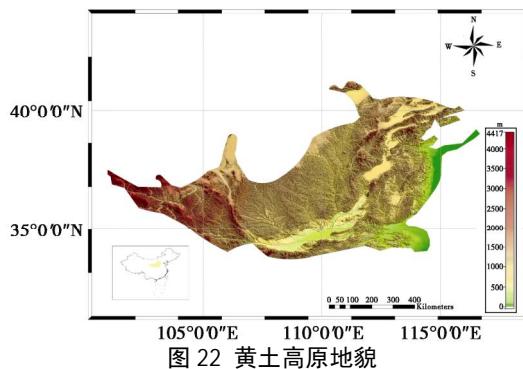


Fig. 22 Landform of Loess Plateau

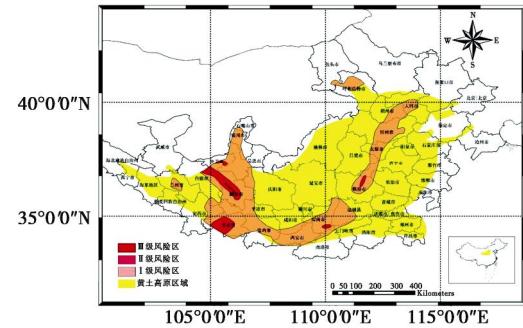


Fig. 23 Risk zoning map of liquefaction and sliding disaster in Loess Plateau (exceedance probability: 10% in 50 years)

Fig. 23 Risk zoning map of liquefaction and sliding disaster in Loess Plateau (exceedance probability: 10% in 50 years)

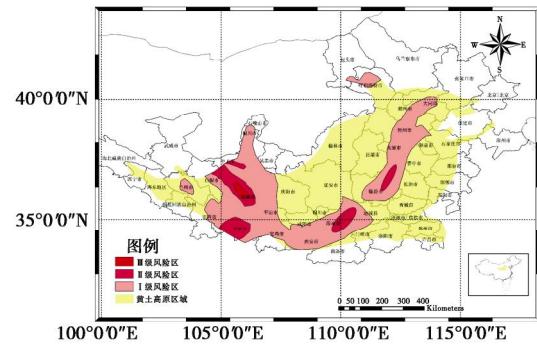


Fig. 24 Risk zoning map of liquefaction and sliding disaster in Loess Plateau (exceedance probability: 2% in 50 years)

Fig. 24 Risk zoning map of liquefaction and sliding disaster in Loess Plateau (exceedance probability: 2% in 50 years)

50 a 超越概率 2% 条件下, I 级风险区总面积约为 189575 km², 占黄土高原区域面积 36.63%, 分别集中在甘肃省以东、宁夏回族自治区、陕西省中部、山西省与内蒙古自治区呼伦贝尔市。II 级风险区总面积约为 31676 km², 占黄土高原区域面积 6.12%, 分别集中在天水市、固原市、中卫市级临汾市。III 级风险区总面积约为 1048 km², 占黄土高原区域面积 0.20%, 如表 6, 集中在固原市海原地震断裂带区域及周边。

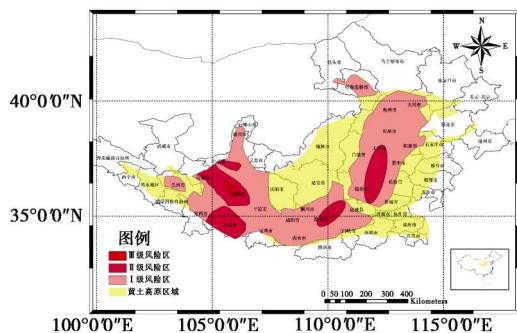


图 25 黄土高原液化滑移灾害风险区划图 (50 a 超越概率 0.5%)

Fig. 25 Risk zoning map of liquefaction and sliding disaster in Loess Plateau (exceedance probability: 0.5% in 50 years)

表 5 黄土高原液化滑移灾害风险区分布

Table 5 Distribution of risk areas of liquefaction and sliding disaster in Loess Plateau

区域	最小致灾加速度/g	面积/km ²	占比/%
I 级风险区	0.2	189575	36.63
II 级风险区	0.3	31676	6.12
III 级风险区	0.4	1048	0.20
黄土高原	—	517489	100.00

表 6 黄土高原液化滑移灾害风险区分布 (50 a 超越概率 2%)

Table 6 Distribution of risk areas of liquefaction sliding disaster in Loess Plateau (exceedance probability: 2% in 50 years)

区域	最小致灾加速度/g	面积/km ²	占比/%
I 级风险区	0.2	284668	55.01
II 级风险区	0.3	64008	12.37
III 级风险区	0.4	2219	0.43
黄土高原	—	517489	100.00

50 a 超越概率 0.5% 条件下, I 级风险区总面积约为 284668 km², 占黄土高原区域面积 55.01%, 分别集中在甘肃省以东、宁夏回族自治区、陕西省中部、山西省与内蒙古自治区呼伦贝尔市。II 级风险区总面积约为 64008 km², 占黄土高原区域面积 12.37%, 分别集中在天水市、固原市、中卫市级临汾市。III 级风险区总面积约为 2219 km², 占黄土高原区域面积 0.43%, 如表 7, 集中在固原市海原地震断裂带区域及周边。

及周边。

4 黄土地层大规模液化滑移灾害的防控途径

为了防止和降低黄土地层液化滑移灾害风险, 可通过治水工程进行地表导流、孔隙水消散、集水井等主动防控措施和挡土墙、抗滑桩、排导沟等被动的防治体系来对黄土地层液化滑移潜在危险区域内重要的危害目标进行保护, 同时建立监测预警体系, 对于可能遭受液化滑移严重威胁的居民、企业和重要工程设施及时搬迁、疏散, 进而在受灾时有效地抢险救灾, 减少灾害破坏损失。

表 7 黄土高原液化滑移灾害风险区分布 (50 a 超越概率 0.5%)

Table 7 Distribution of risk areas of liquefaction and sliding disaster in Loess Plateau (50-year exceedance probability 0.5%)

区域	最小致灾加速度/g	面积/km ²	占比/%
I 级风险区	0.2	160877	31.09
II 级风险区	0.3	14546	2.81
III 级风险区	0.4	437	0.08
黄土高原	—	517489	100.00

4.1 主动防控途径

(1) 地表导流

在主动防治过程中, 对水的控制是对大规模液化滑移灾害防治最关键的要素, 对于易液化的场地依据地表汇水区水流量和势能设计导水槽, 将大量的地表降雨进行疏导排泄, 使其尽可能减少对液化场地一定区位场所地下水位的补给。从而控制下部液化势较高的层位含水率和地下水位保持在一个比较低的水平。

(2) 孔隙水压力消散

降雨、浇灌、地下水位上升和地震等是影响孔隙水变化的主要因素, 也是造成黄土地层大规模液化滑动的重要因素。因此, 孔隙水压力快速消散是减轻斜坡失稳的重要途径, 基于此, 采孔隙水消散套管, 促使孔隙水水平流入消散套管中并沿地表汇水区导水槽流出, 促进土体内孔隙水压力的快速消散, 从而减轻边坡失稳等工程实际风险。

(3) 集水井

集水井是有效降低地下水位的措施之一, 为防止地下水位上升, 可在潜在地层滑移区域外、地下水水流上游位置等间隔设置集水井, 及时防止地下水汇集, 有效促进孔隙水压力消散, 提高地层的瞬态抗滑强度, 进而起到保护作用。

4.2 被动防控途径

(1) 挡土墙

大规模液化滑移的发生对场地被动防治途径可设

计采用分段挡土墙的方式，在对一般滑坡灾害防治过程中挡土墙是最常采用的抗滑方式，而对可能发生大规模液化滑移区挡土墙的设置形式应采用据地貌及地区基本工程地质条件进行多段式防护设置。

(2) 防滑桩

大规模液化滑移的一般形成条件由于强震作用和高含水率的影响沿一定层位界面发生滑移。因此，在对大规模液化滑移区防治过程中可考虑采用防滑桩的形式，打入基岩面或坚硬土层增加抗滑力，从而形成对地区液化滑移的防治。

(3) 排导沟

对于大规模的地层滑移可借鉴泥石流治理过程中的排导槽方式。通过人工修建或改造的沟道引导滑移土层顺畅通过保护区（段），排向下游泄入平坦区域，进而阻止其继续滑移致灾。

4.3 监测预警

对液化滑坡类灾害的提前预警预报和及时避让，可最大限度的减少灾害造成的损失；对于大范围黄土地层液化滑移，合理的监测预警是为最有效的防灾手段。根据该类滑坡灾害的成因机理及致灾范围，根据当前监测技术，监测预警方式主要从地下水位线、孔压监测和地震加速度监测几方面进行。可参考的监测预警方法及手段主要为：

(1) 基于孔隙水压力计、地下水位计和水分计的地下水作用因素监测。地下水位是直接影响黄土地层发生大规模液化滑移的主要因素，地下水位的高低及下部饱和土体物性参数和厚度是发生液化的必要条件。在对大规模液化滑移区的防治过程中对地下水位的监测可直接获取地下水文条件对防治区下部高液化势层位的影响。同时，对地下水位数据的直接监测资料的分析，可以获取区位一定范围更精确的水文及地质条件。而且在监测过程中若地下水位线已达到临界水位线时，可打竖井或者深井对其进行人工吸取排除，从而达到对高危险区的监测，并形成对危险临界线处置的指导。

(2) 基于位移计、裂缝计、测斜仪和 GNSS 的土体形变监测。黄土滑坡在滑动变形过程中，其变形速率会发生陡增的现象，此现象与地裂缝的产生和变形的突变存在紧密联系，但是变形速率快速增大后在一定时间内又迅速稳定，则滑坡将不会出现变形失稳破坏。因此，基于检测曲线可判断黄土滑坡的加速变形阶段，从而提出相应的预警模型，并根据变形速率的增大幅值发布不同的预警。

(3) 基于加速度和速度计的地震动作用及重力作用监测。可参考的监测系统如图 26 所示。黄土层滑坡变形过程中，加速度和速度在蠕滑阶段、滑移阶段和

溃滑阶段发生明显的变化。变形的加速度和速度以等速变形小幅值振动，随后振动幅值增加，溃滑阶段呈现骤增的趋势。因此，可参考变形加速度和速度演化曲线，对黄土滑坡液化灾害进行有效的预警。

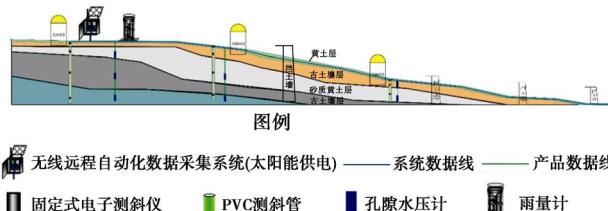


图 26 黄土地层液化滑移灾害监测预警系统示意图

Fig. 26 Schematic diagram of geological disaster monitoring and early warning system of liquefied landslide in loess stratum

5 结 论

本文在对典型黄土地层大规模地震液化滑移灾害进行深入调查和研究分析的基础上，提出了饱和黄土地层液化的特征、机制与判别方法，得出了黄土地层大规模地震液化滑移的机制与特征，提出了地震液化滑移的滑距预测方法和风险评估方法，并给出了相应的风险防控建议。主要得出以下结论：

(1) 饱和黄土液化破坏的内在机制主要是动荷载作用下土骨架对荷载的响应以及由于土骨架的响应造成土中水对孔隙形变产生的适应性响应，进而导致的土骨架强度弱化和孔隙水压力升高交替作用，直至土体丧失结构强度而表现为近似流态的物理过程。黄土的非均质性导致其液化过程具有渐进性破坏特征。

(2) 动荷载作用下饱和黄土的动孔隙水压力相对于动应力和动应变存在一定的滞后性，动应变比-振次比曲线可分为持续增长型和增长稳定型两类，动孔隙水压力比-振次比与动应变比-振次比具有良好的对应关系。《建筑抗震设计规范》中推荐的方法对于判别黄土场地的液化势同样适用，但需根据黄土场地工程实际对标准贯入锤击数参考值进行修正。

(3) 石碑塬缓斜坡由于上下古土壤形成的隔水层，加之位于隔水层中间的砂质黄土具有良好的导水特性，使其在塬面汇水及降水入渗作用下 8~20 m 的范围内充分饱水，为地震作用下的土体液化和大规模滑移奠定了物质基础。而高于 IX 度的地震动作用是其产生液化大滑移的必要启动条件。

(4) 石碑塬缓斜坡黄土地层大规模地震液化滑移的机理是：高强度地震动作用下饱和砂质黄土层发生振动液化，在持续的地震惯性力和重力耦合作用下，液化土层承载并拖曳上部非饱和黄土层发生液化大滑移；而表层非饱和黄土层在向下运移过程中，由于地

震动的往复作用和液化物质上涌, 不同部位土体间出现显著的速度不同步现象, 造成局部拉应力集中而出现滑移拉裂破坏, 从而形成壮观的峰谷地貌形态。

(5)通过理论推导给出了黄土地层大规模地震液化滑移滑距和致灾范围预测模型, 并结合宁夏固原石碑塬和山西临汾郇堡地震液化滑移实例进行了验证, 预测得出的滑距和滑移面积与实际滑移灾害具有较好的一致性; 通过提出液化滑移灾害的风险评估方法, 给出了不同超越概率下黄土地层大规模地震液化灾害风险区划图, 结果表明不同超越概率下海原断裂带周边区域均具有较高的液化滑移灾害风险。

(6)基于黄土地层大规模地震液化滑移灾害的机理和触发条件, 从主动防控(地表导流、土体孔隙水压力消散及集水井)、被动防控(挡土墙、防滑桩及排导沟)和监测预警(地下水监测、空天地综合监测预警和地震动综合监测预警)三个层次给出了黄土地层大规模地震液化滑移灾害的防控建议。

致 谢: 山西省地震局赵晋泉院长协助作者现场调查了 1303 年洪洞 8 级地震引起的郇堡黄土地层液化滑移和 1695 年临汾 8 级地震引起的堡头村黄土地层液化滑移。中国地震局兰州地震研究所黄土地震工程研究团队王谦、王平、蒲小武协助撰写了本文, 严武建、钟秀梅、柴少峰、许世阳、郭海涛、王会娟、车高凤、马金莲、刘钊钊、刘富强、郭鹏、陈金昌、常文斌、马星宇、朱家强、张晖、岳福强等参加了本文的现场调查、相关试验以及图件绘制等工作, 在此一并表示衷心的感谢!

参考文献:

- [1] SASSA S, TAKAGAWA T. Liquefied gravity flow-induced tsunami: first evidence and comparison from the 2018 Indonesia Sulawesi earthquake and tsunami disasters[J]. *Landslides*, 2019, **16**(1): 195 – 200.
- [2] BRADLEY K, MALLICK R, ANDIKAGUMI, et al. Earthquake-triggered 2018 Palu Valley landslides enabled by wet rice cultivation[J]. *Nature Geoscience*, 2019(12): 935 – 939.
- [3] WATKINSON I M, HALL R. Impact of communal irrigation on the 2018 Palu earthquake-triggered landslides[J]. *Nature Geoscience*, 2019(12): 940 – 945.
- [4] JEFFERSON I F, EVSTATIEV D, KARASTANEV D, et al. Engineering geology of loess and loess-like deposits: a commentary on the russian literature[J]. *Engineering Geology*, 2003, **68**(3/4): 333 – 351.
- [5] 王兰民. 黄土动力学[M]. 北京: 地震出版社, 2003. (WANG Lan-min. Loess Dynamics[M]. Beijing: Seismological Press, 2003. (in Chinese))
- [6] 赵晋泉, 张大卫, 高树义, 等. 1303 年山西洪洞 8 级大地震郇堡地滑之研究[J]. 山西地震, 2003(3): 17 – 23. (ZHAO Jin-quan, ZHANG Da-wei, GAO Shu-yi, et al. Huanbu ground slide, the relic of 1303 Hongtong, Shanxi, earthquake of M8[J]. *Earthquake Research in Shanxi*, 1995(3): 17 – 23. (in Chinese))
- [7] 苏宗正, 时振梁. 1695 年临汾地震震害及有关问题[J]. 山西地震, 1995(3/4): 150 – 158, 169. (SU Zong-zheng, SHI Zhen-liang. Study and discussion for the historical documents of Linfen Macroquake in 1695[J]. *Earthquake Research in Shanxi*, 1995(3/4): 150 – 158, 169. (in Chinese))
- [8] HWANG H, WANG L M, YUAN Z H. Comparison of liquefaction potential of loess in Lanzhou, China, and Memphis, USA[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2000, **20**(5): 389 – 395.
- [9] 白铭学, 张苏民. 高烈度地震时黄土地层的液化滑移[J]. 工程勘察, 1990, **20**(6): 1 – 5. (BAI Ming-xue, ZHANG Su-min. Loess liquefaction flow in high intensity earthquake[J]. *Geotechnical Investigation and Surveying*, 1990, **20**(6): 1 – 5. (in Chinese))
- [10] ISHIHARA K, OKUSA S, OYAGI N, et al. Liquefaction-induced flow slide in the collapsible loess deposit in soviet Tajik[J]. *Soils and Foundations*, 1990, **30**(4): 73 – 89.
- [11] 王 谦, 王兰民, 袁中夏, 等. 汶川地震中甘肃清水田川黄土液化的试验研究[J]. 水文地质工程地质, 2012, **39**(2): 116 – 120. (WANG Qian, WANG Lan-min, YUAN Zhong-xia, et al. Experimental study on liquefaction of Qingchuan Tianchuan loess in Wenchuan Earthquake[J]. *Hydrogeology and Engineering Geology*, 2012, **39**(2): 116 – 120. (in Chinese))
- [12] 徐舜华, 吴志坚, 孙军杰, 等. 岷县漳县 6.6 级地震典型滑坡特征及其诱发机制[J]. 西北地震学报, 2013, **35**(3): 471 – 476. (XU Shun-hua, WU Zhi-jian, SUN Jun-jie, et al. Study of the characteristics and inducing mechanism of typical earthquake landslides of the Minxian-Zhangxian M_{6.6} earthquake[J]. *China Earthquake Engineering Journal*, 2013, **35**(3): 471 – 476. (in Chinese))
- [13] 王兰民, 刘红玫, 李 兰, 等. 饱和黄土液化机理与特性的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2000, **22**(1): 89 – 94. (WANG Lan-min, LIU Hong-mei, LI Lan. Laboratory study on the mechanism and behaviors of saturated loess liquefaction[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2000, **22**(1): 89 – 94. (in Chinese))

- [14] WANG L M, HE K M, SHI Y C, et al. Study on liquefaction of saturated loess by in-situ explosion test[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2002, **1**(1): 50 - 56.
- [15] WANG S Y, LUNA R. Compressibility characteristics of low-plasticity silt before and after liquefaction[J]. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2014, **26**(6): 040140141-1-6.
- [16] 邓龙胜, 范文, 贺龙鹏. 随机地震荷载作用下黄土的液化特性[J]. *岩石力学与工程学报*, 2012, **31**(6): 1274 - 1280. (DENG Long-sheng, FAN Wen, HE Long-peng. Liquefaction property of seismic loess under stochastic load[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2012, **31**(6): 1274 - 1280. (in Chinese))
- [17] PRAKASH S, PURI V K. Liquefaction of loessial soils[C]// Anon Proc of Third International Conference on Seismic Microzonation, Seattle, Wash, 1982: 1101 - 1107.
- [18] 杨振茂, 赵成刚, 王兰民, 等. 饱和黄土液化及其理论研究现状[J]. *土木工程学报*, 2003, **36**(11): 38 - 43. (YANG Zhen-mao, ZHAO Cheng-gang, WANG Lan-min, et al. Current status of saturated loess liquefaction and its theoretical research[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2003, **36**(11): 38 - 43. (in Chinese))
- [19] 王平, 王兰民, 王谦, 等. 饱和原状 Q3 黄土液化应变发展试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2013, **35**(增刊 1): 328 - 333. (WANG Ping, WANG Lan-min, WANG Qian, et al. Experimental study on liquefaction strain development of saturated Q3 loess[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2013, **35** (S1): 328 - 333. (in Chinese))
- [20] LIU C, SHI B, ZHOU J. Quantification and characterization of microporosity by image processing, geometric measurement and statistical methods: Application on SEM images of clay materials[J]. *Applied Clay Science*, 2011, **54**(1): 97 - 106.
- [21] LIU C, TANG C, SHI B, et al. Automatic quantification of crack patterns by image processing[J]. *Computers and Geosciences*, 2013, **57**: 77 - 80.
- [22] 建筑抗震设计规范: GB50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010. (Code for Seismic Design of Building: GB50011—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese))
- [23] 王兰民, 袁中夏, 汪国烈. 饱和黄土地液化的工程初判和详判指标与方法研究[J]. *地震工程学报*, 2013, **35**(1): 1 - 8. (WANG Lan-min, YUAN Zhong-xia, WANG Guo-lie. Study on initial judgment and detailed judgment index and method of liquefaction of saturated loess site[J]. *Journal of Earthquake Engineering*, 2013, **35**(1): 1 - 8. (in Chinese))
- [24] 董林, 王峻, 夏坤, 等. 我国标贯液化判别方法对黄土适用性研究[J]. *地震工程与工程振动*, 2013, **33**(2): 209 - 213. (DONG Lin, WANG Jun, XIA Kun, et al. Study on the applicability of China's standard liquefaction discrimination method to loess[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2013, **33**(2): 209 - 213. (in Chinese))
- [25] 甘肃省地方标准 建筑抗震设计规程: DB62/T25—3055—2011[S]. 2012. (Specification for Seismic Design of Buildings in Gansu Province: DB62/T25—305502011[S]. 2011. (in Chinese))
- [26] 地下结构抗震设计标准: GB/T51336—2018[S]. 2018. (Standard for seismic design of underground structures GB/T51336—2018[S]. 2018. (in Chinese))
- [27] 王谦, 王峻, 王兰民, 等. 石碑塬饱和黄土地震液化机制探讨[J]. *岩石力学与工程学报*, 2014, **33**(增刊 2): 4168 - 4173. (WANG Qian, WANG Jun, WANG Lan-min, et al. Discussion on mechanism of seismic liquefaction of sturation loess in Shibi Tableland, Guyuan City[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2014, **33**(S2): 4168 - 4173. (in Chinese))
- [28] 张晓超. 地震诱发石碑塬低角度黄土滑坡形成机理的试验研究[D]. 成都: 成都理工大学, 2015. (ZHANG Xiao-chao. Experimental Study on the Formation Mechanism of Low Angle Loess Landslide Induced by Earthquake[D]. Chengdu: Chengdu University of Technology, 2015. (in Chinese))
- [29] 张晓超, 黄润秋, 许模, 等. 石碑塬滑坡黄土液化特征及其影响因素研究[J]. *岩土力学*, 2014, **35**(3): 801 - 810. (ZHANG Xiao-chao, HUANG Run-qiu, XU Mo, et al. Loess liquefaction characteristics and its influential factors of Shibeiyuan landslide[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2014, **35**(3): 801 - 810. (in Chinese))
- [30] 师伟雄, 张子东, 高和新, 等. 饱和黄土液化后强度与变形特性的试验研究[J]. *地震工程学报*, 2016, **38**(6): 922 - 928. (SHI Wei-xiong, ZHANG Zi-dong, GAO He-xin, et al. Experimental study on strength and deformation characteristics of saturated loess after liquefaction[J]. *Journal of Seismological Engineering*, 2016, **38**(6): 922 - 928. (in Chinese))
- [31] 袁丽侠. 宁夏西吉县低角高速远程黄土滑坡及其形成机理分析[J]. *防灾减灾工程学报*, 2006(2): 219 - 223. (YUAN Li-xia. Analysis of long-distance loess landslide and its

- formation mechanism in Xiji County, Ningxia[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2006(2): 219 - 223. (in Chinese)
- [32] 国家地震局兰州地震研究所, 宁夏回族自治区地震队. 1920 年海原大地震[M]. 北京: 地震出版社, 1980. (State Seismological Bureau, Lanzhou Institute of Seismology, Seismological Team of Ningxia Hui Autonomous Region. The Haiyuan Great Earthquake in 1920[M]. Beijing: Seismological Press, 1980. (in Chinese))
- [33] 朱海之, 王立功, 高清武, 等. 下辽河地区砂土液化形成的震害地质问题[J]. 地震地质, 1979(2): 69 - 75, 100. (ZHU Hai-zhi, WANG Li-gong, GAO Qing-wu, et al. Seismic damage geological problems caused by sand liquefaction in Xialiaohe area[J]. Seismogeology, 1979(2): 69 - 75, 100. (in Chinese))
- [34] 陈龙伟, 袁晓铭, 孙 锐. 2011 年新西兰 M_w 6.3 地震液化及岩土震害述评[J]. 世界地震工程, 2013(3): 3 - 11. (CHEN Long-wei, YUAN Xiao-ming, SUN Rui. Review of liquefaction and geotechnical earthquake damage of M_w 6.3 earthquake in New Zealand in 2011[J]. World Earthquake Engineering, 2013(3): 3 - 11. (in Chinese))
- [35] WANG L M, WANG N, WANG Q. Prediction of sliding distance of seismic landslides in Loess Plateau, China. Japanese Geotechnical Society Special Publication, 2015, 32(2): 1177 - 1182.
- [36] 于 汐. 重大岩土工程风险评估基础理论研究[D]. 北京: 中国地震局工程力学研究所, 2018. (YU Xi. Basic Theoretical Research on Risk Assessment of Major Geotechnical Engineering[D]. Beijing: Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, 2018. (in Chinese))
- [37] 邱丹丹. 基于多源数据融合的滑坡风险分析研究[D]. 武汉: 中国地质大学, 2017. (QIU Dandan. Landslide Risk Analysis Based on Multi-source Data Fusion[D]. Wuhan: China University of Geosciences, 2017. (in Chinese))
- [38] 李晓辉. 基于功效系数法的滑坡灾害危险性评估研究[D]. 武汉: 武汉理工大学, 2017. (LI Xiao-hui. Study on Landslide Hazard Assessment Based on Efficacy Coefficient Method[D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2017. (in Chinese))
- [39] 何淑军. 陕西宝鸡市渭滨区地质灾害风险评估研究[D]. 北京: 中国地质科学院, 2009. (HE Shu-jun. Study on Risk Assessment of Geological Disasters in Weibin District, Baoji City, Shaanxi Province[D]. Beijing: Chinese Academy of Geosciences, 2009. (in Chinese))
- [40] 中国地震动参数区划图: GB 18306—2015[S]. 北京: 中国标准出版社, 2015. (Seismic Ground Motion Parameter Zoning Map of China: GB 18306—2015[S]. Beijing: China Standard Press, 2015. (in Chinese))
- [41] 曾 瑞, 李榜晏, 朱立波, 等. 黄土高原地形地貌研究与海绵城市建设[J]. 绿色科技, 2017(1): 74 - 80. (ZENG Rui, LI Bang-yan, ZHU Li-bo, et al. Landform research and sponge city construction on the Loess Plateau[J]. Green Technology, 2017(1): 74 - 80. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202001002

微生物处理砂土不排水循环三轴剪切 CFD-DEM 模拟

蒋明镜^{1, 2, 3, 4, 5}, 孙若晗^{1, 2}, 李涛^{1, 2}, 杨涛⁵, 谭亚飞鸥⁵

(1. 天津大学建筑工程学院土木系, 天津 300072; 2. 天津大学水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072; 3. 同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 4. 同济大学土木工程学院地下建筑与工程系, 上海 200092; 5. 上海理工大学环境与建筑学院, 上海 200093)

摘要: 微生物诱导碳酸钙沉积是一种新型的地基处理技术, 处理后的土体可以看成一种结构性土。首先, 在已有三维含颗粒抗转动和抗扭转模型及三维胶结破坏准则的基础上, 通过考虑颗粒碰撞接触过程中颗粒本身的塑性变形及率相关性的接触黏滞阻尼, 建立考虑循环荷载作用下的三维胶结模型; 然后, 参考已有研究, 建立了反硝化反应在加固砂土中的时效性关系。并引入 CFD-DEM 耦合程序, 用以模拟分析不同胶结含量以及不同气泡含量下, 微生物处理砂土在固结不排水循环剪切试验中的力学特性; 最后, 从宏观角度分析生物胶结与生物气泡对砂土抗液化性能的影响及其作用机理。研究表明, 胶结和气泡共同存在对抗液化能力的提升并没有起到“1+1=2”的效果; 胶结的存在提高了非饱和砂土的抗液化能力, 明显抑制孔压比和轴向应变的发展, 力学配位数得到了提升; 而气泡的存在却降低了胶结砂土的抗液化能力, 使得胶结砂土达到初始液化的振次减少, 轴向应变向受拉方向大幅增长, 力学配位数下降明显。

关键词: 微生物诱导碳酸钙沉积; CFD-DEM 耦合; 不排水循环三轴剪切; 地基液化; 离散单元法

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0020-09

作者简介: 蒋明镜(1965—), 男, 教授, 博士生导师, 国家杰出青年基金获得者, 主要从事天然结构性黏土、砂土、非饱和土、太空土和深海能源土宏观微观试验、本构模型和数值分析研究工作。E-mail: mingjing.jiang@tju.edu.cn。

CFD-DEM simulation of microbially treated sands under undrained consolidated cyclic triaxial tests

JIANG Ming-jing^{1, 2, 3, 4, 5}, SUN Ruo-han^{1, 2}, LI Tao^{1, 2}, YANG Tao⁵, TAN Ya-fei-ou⁵

(1. Department of Civil Engineering, School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 3. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 4. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 5. School of Environment and Architecture, University of Shanghai for Science and Technology, Shanghai 200093, China)

Abstract: The microbially induced calcite precipitation is a promising technology to improve ground, and the treated soil can be regarded as the structural one. In this study, firstly, based on the three-dimensional (3D) contact model for granulates incorporating rolling and twisting resistances and 3D bonds failure criteria, and considering both the slight plastic deformation of particles during collisions and the rate-dependency, a cyclic bonded contact model is established. A time-dependent relationship is then proposed to describe the denitrification reaction in reinforced sand. Next, the mechanical responses of microbially treated sands at different cementation and bubble contents are investigated by the coupled CFD-DEM in undrained-consolidated cyclic triaxial tests. The effects of biological bond and biological bubbles on the liquefaction resistance of sands are analyzed in link with the mechanism from macroscopic and microscopic scales. The results show that the coexistence of cementation and bubble does not increase the liquefaction resistance as expected in the form of “1+1=2”. The presence of cementation enhances the liquefaction resistance of unsaturated sands evidenced by the decrease of excess pore water pressure ratio and axial strain, and the increase of coordination number. However, the presence of bubbles reduces the liquefaction resistance of cemented sands, where the number of cycles to the initial liquefaction decreases, the axial strain increases significantly in the tensile direction, and the coordination number decreases significantly.

Key words: microbially induced calcite precipitation; coupled CFD-DEM; undrained cyclic triaxial test; ground liquefaction; distinct element method

0 引言

砂土液化是指土体在振动作用下, 孔隙水压力上

基金项目: 国家自然科学基金重大项目(51890911); 国家自然科学基金重点项目(51639008)
收稿日期: 2019-03-12

升, 土颗粒受重力影响向下沉落, 使土颗粒处于悬浮状态, 导致土体抗剪强度完全消失的现象。砂土液化通常会引起建筑物基础的不均匀沉降及结构的破坏, 甚至造成严重灾害和人员伤亡。沈珠江^[1]曾指出砂土液化理论是现代土力学三大问题之一。目前, 改善地基抗液化能力主要有夯实压密地基的物理处理方法和使用人工化学材料的化学处理方法, 但传统的物理、化学地基处理方法都存在许多弊端, 例如能量效率低下和人工化学材料的环境污染等问题。而微生物岩土技术创造性的利用丰富的无毒害的微生物资源, 通过改变不良岩土体微观结构与组成来改善其工程力学性质, 其中, 又以微生物诱导钙质胶结 (microbially induced calcite precipitation, MICP) 技术的研究最为广泛^[2-3]。

针对微生物岩土技术抗液化能力的研究, 较多研究着重于生物胶结的作用。如 Inagaki 等^[4]对 MICP 胶结砂土进行了固结排水三轴压缩试验与离心机试验, 结果表明微生物胶结砂土有更高的抗压强度, 超静孔隙水压力更低, 残余变形更小, 而加速度响应更大。Han 等^[5]对 MICP 胶结砂土的抗液化强度进行了动三轴试验研究, 发现通过 MICP 注浆来提高抗液化强度是可行有效的。刘汉龙等^[6]通过动三轴试验和 SEM 微观结构试验, 研究了不同胶结程度和不同动应力水平下的动强度、动变形、动孔压、有效应力路径的发展规律和 MICP 胶结的微观机理。结果表明 MICP 胶结的钙质砂动剪应力比和抵抗变形的能力明显提高。

在微生物处理过程中, 不仅碳酸钙沉淀形成的胶结对抗液化性能有影响, 产生的气泡同样可以提高土体的抗液化能力。气泡提高土体抗液化强度的机理在于气泡的存在可以降低土体的饱和度, 土体中含气泡的孔隙流体压缩性大大提高, 使得在不排水过程中孔隙流体压力上升缓慢, 最终导致土体抗液化强度的提升。Rebeta-Landa 等^[7]通过多组室内试验观察表明生物气泡可以有效降低土体的剪切刚度, 提高抗液化能力。He^[8]对使用生物气泡防止液化进行了大量试验研究, 结果表明: 饱和度降低时, 松砂的不排水抗剪强度会提高; 当 B 值从 0.95 降到 0.30 时, 抗剪强度在压缩试验中提高了 2.1 倍, 在拉伸试验中提高了 1.7 倍。

然而, 对于胶结和气泡共同作用对 MICP 砂土抗液化能力的影响还鲜有研究。因此, 有必要定性定量地评价两种微生物处理作用对砂土抗液化能力的影响。

近年来, 针对 MICP 胶结砂土抗液化能力的研究多通过室内试验进行分析。然而室内试验存在试样制取耗时长、成本高和重复性差上的不足, 因此有必要

采用数值模拟方法进行分析。离散单元法 (distinct element method, DEM)^[9]是研究颗粒材料的数值方法, 可以避开传统有限元方法所需要的复杂本构模型, 通过建立颗粒之间的接触模型来反映土体的宏观力学性质。Khoubani 等^[10]对 MICP 胶结砂土进行了三轴试验 DEM 模拟。根据模拟得到的应力应变曲线, 分析了胶结试样与无胶结试样的强度与刚度特性。Feng 等^[11]运用三维离散元软件 PFC^{3D} (particle flow code) 模拟 MICP 胶结砂土的力学性质, 分析了宏观力学响应并输出了部分微观信息。

计算流体动力学 (computational fluid dynamics, CFD) 是流体力学的一个分支, 是用特定的数值方法和算法求解与流体流动相关的问题^[12]。CFD 已被广泛应用于模拟空气流动^[13]和湍流^[14]等复杂流体问题并取得了丰硕成果, 表明该程序能够正确地对流体进行模拟。

将 DEM 方法与 CFD 软件进行耦合, 能够较好反映砂土液化过程中颗粒与孔隙水之间的相互作用, 对于研究砂土液化现象有着独特的优势。Shamy 等^[15]采用 CFD-DEM 耦合分析方法研究颗粒试样在受临界向上孔隙流体流动和基础动力激励时发生液化的微观机理, 揭示了岩土颗粒材料液化和相应的刚度、强度丧失的微观力学机制。蒋明镜等^[16]在传统的 CFD 流体运动控制方程外又基于大量室内试验结果引入了考虑流体弱可压缩性的流体状态方程, 建立了流体密度与压力时间的关系, 利用 FISH 语言将 CFD 与 PFC^{2D} 离散元计算耦合起来, 用以对饱和砂土的固结不排水剪切试验进行模拟。

本文在宏微观土力学^[17]研究思路框架内, 首先在已有三维含颗粒抗转动和抗扭转模型及三维胶结破坏准则的基础上, 通过考虑颗粒碰撞接触过程中颗粒本身的塑性变形及率相关性的接触黏滞阻尼, 建立考虑循环荷载作用下的三维胶结模型, 模型中胶结半径比例系数 h 用以模拟生物胶结的影响; 然后结合 CFD-DEM 耦合程序, 进行循环三轴剪切试验模拟, 其中流体压缩系数 C 用以描述生物气泡的影响。参考已有研究, 通过 h 和 C 建立反硝化反应在加固砂土中的时效性关系。最后通过跟踪试样的液化振次、孔压比、轴向应变和配位数在加载过程中的变化情况, 从宏微观角度分析了不同胶结含量和气泡含量下微生物处理砂土的固结不排水循环剪切力学特性, 探究生物胶结和生物气泡对砂土抗液化性能的影响及其作用机理, 为未来推广微生物地基处理方法提供借鉴。

1 接触模型介绍

本文接触模型是在本团队之前的三维含颗粒抗转

动和抗扭转模型^[18]及三维胶结铝球试验^[19]的基础上, 进一步考虑循环荷载对于 MICP 胶结砂土粒间胶结及颗粒接触力学特性的影响, 提出的适用于研究 MICP 胶结砂土在循环荷载作用下的力学特性的三维离散元微观模型。其中, 通过引入考虑率相关性的接触黏滞阻尼, 加入了黏滞力项。此外, 颗粒接触部分还考虑了循环荷载作用下颗粒在碰撞过程中的微小塑性变形。

1.1 力与位移法则

(1) 颗粒部分

本文的三维离散元模型颗粒部分是在三维含颗粒抗转动和抗扭转模型^[18]基础上得到的。而为了考虑循环荷载作用下的微小塑性变形^[20], 本文在法向接触分量采用线性滞回性接触模型, 即加卸载刚度不同, 这样可以考虑颗粒在循环荷载作用下碰撞产生的塑性变形耗散能。切向和转动向仍然采用理想弹塑性模型。颗粒部分的力学响应如图 1 所示。

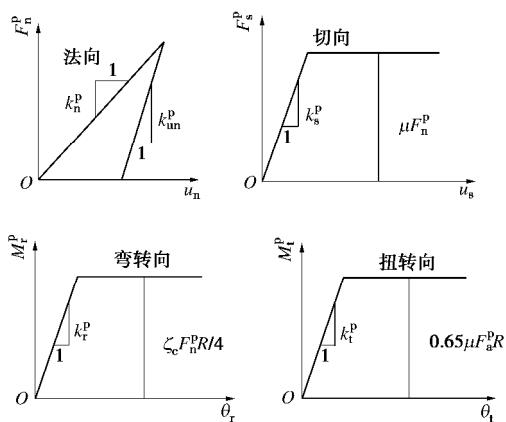


图 1 颗粒部分的力学响应

Fig. 1 Mechanical responses of contact between particles

颗粒法向力采用全量法计算, 如下式:

$$F_n = k_n^p a, \quad (1)$$

$$F_{un} = k_{un}^p (a - a_0), \quad (2)$$

式中, k_n^p 为法向加载刚度, k_{un}^p 为法向卸载刚度, a 为颗粒法向重叠量, a_0 为法向力卸载至 0 时的颗粒法向重叠量。加卸载刚度的比值记为 e_n :

$$e_n = k_n^p / k_{un}^p \quad (3)$$

颗粒切向接触力通过增量法计算(见式(4)), 随着切向位移增加线性增长, 当达到峰值时, 切向力保持不变。

$$F_s^p \leftarrow F_s^p + k_s^p \Delta u_s^p \quad F_s^p \leq m F_n^p, \quad (4)$$

式中, k_s^p 为颗粒接触的切向刚度, Δu_s^p 为单位时间的切向位移增量, m 为颗粒之间的摩擦系数。

颗粒弯转向接触弯矩通过增量法计算(见式(5)), 随着弯转角的增加线性增长, 当达到弯矩峰值时, 弯

矩保持不变。

$$M_r^p \leftarrow M_r^p + k_r^b \Delta \theta_r^b \quad M_r^p \leq z_c F_n^p \bar{R} / 4, \quad (5)$$

式中, k_r^b 为颗粒接触的弯转刚度, $\Delta \theta_r^b$ 为单位时间的弯转角增量, z_c 为考虑颗粒局部破损的参数, 取值范围为 $1 \leq z_c \leq 4$, $\bar{R} = bR$ 为颗粒接触面半径, b 为颗粒抗转动系数, R 为颗粒接触的等效半径。

颗粒扭转向接触扭矩通过增量法计算(见式(6)), 随着扭转角的增加线性增长, 当达到扭矩峰值时, 扭矩保持不变。

$$M_t^p \leftarrow M_t^p + k_t^b \Delta \theta_t^b \quad M_t^p \leq 0.65 m F_n^p \bar{R}, \quad (6)$$

式中, k_t^b 为颗粒接触的扭转刚度, $\Delta \theta_t^b$ 为单位时间的扭转角增量。

(2) 胶结部分

类似于颗粒部分, 胶结部分的力学响应可分为法向、切向、弯转向以及扭转向^[21]。图 2 为胶结部分在 4 个方向上的力与位移法则示意图。其中

$$F_n^b \leftarrow F_n^b + k_n^b \Delta u_n^b \quad (F_n^b \leq R_n^b), \quad (7)$$

$$F_s^b \leftarrow F_s^b + k_s^b \Delta u_s^b \quad (F_s^b \leq R_s^b), \quad (8)$$

$$M_r^b \leftarrow M_r^b + k_r^b \Delta \theta_r^b \quad (M_r^b \leq R_r^b), \quad (9)$$

$$M_t^b \leftarrow M_t^b + k_t^b \Delta \theta_t^b \quad (M_t^b \leq R_t^b). \quad (10)$$

式中 F_n^b , F_s^b , M_r^b , M_t^b 分别为胶结法向力、切向力、胶结弯矩和扭矩, k_n^b , k_s^b , k_r^b , k_t^b 分别为胶结法向、切向、弯转向和扭转向刚度, Δu_n^b , Δu_s^b , $\Delta \theta_r^b$, $\Delta \theta_t^b$ 分别为单位时间的胶结法向、切向位移增量, 胶结弯转角度和扭转角度增量; R_n^b 为胶结法向峰值荷载(包括胶结抗压强度 R_{nc}^b 和胶结抗拉强度 R_{nt}^b), R_s^b , R_r^b , R_t^b 分别为胶结抗剪、抗弯和抗扭强度。

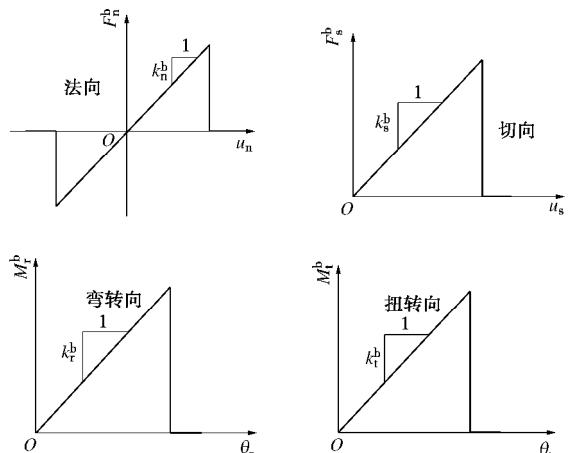


图 2 胶结部分的力学响应

Fig. 2 Mechanical responses of bond

1.2 胶结强度准则

本文三维离散元模型胶结部分采用由金树楼^[19]通过试验提炼出的强度准则。

该胶结强度准则结合了简化椭圆公式与室内三维

微观接触力学试验, 认为胶结物的抗拉强度 R_{nt}^b 、抗压强度 R_{nc}^b 、抗剪强度 R_s^b 、抗弯强度 R_r^b 和抗扭强度 R_t^b 分别为

$$R_{nt}^b = 0.25s_t \pi B^2, \quad (11)$$

$$R_{nc}^b = 0.25s_c \pi B^2, \quad (12)$$

$$R_s^b = 0.145 \sqrt{(R_{nt}^b + R_{nc}^b)^2 - (2F_n^b - R_{nc}^b + R_{nt}^b)^2}, \quad (13)$$

$$R_r^b = 0.175R_b \sqrt{(R_{nt}^b + R_{nc}^b)^2 - (2F_n^b - R_{nc}^b + R_{nt}^b)^2}, \quad (14)$$

$$R_t^b = 0.189R_b \sqrt{(R_{nt}^b + R_{nc}^b)^2 - (2F_n^b - R_{nc}^b + R_{nt}^b)^2}, \quad (15)$$

式中, $B = 2h \min[R_1, R_2]$, 为胶结宽度, 其中 R_1, R_2 分别为两个土颗粒的半径, h 为胶结半径比例系数, 取值范围为 [0, 1]。 s_t 和 s_c 分别为胶结的抗拉强度和抗压强度, F_n^b 由式 (7) 得到。

式 (11) ~ (15) 中的强度表达式均为胶结在受单一方向上的荷载的峰值强度, 实际情况下, 胶结物的受力情况往往非常复杂。因此, 基于室内复杂加载条件下的试验结果, 构建了由峰值剪切荷载、弯矩、扭矩耦合控制的屈服面, 且屈服面大小由法向力控制:

$$\left(\frac{\|F_s^b\|}{R_s^b} \right)^2 + \left(\frac{\|M_r^b\|}{R_r^b} \right)^2 + \left(\frac{\|M_t^b\|}{R_t^b} \right)^2 \leq 1. \quad (16)$$

1.3 接触黏滞阻尼

本文为考虑循环荷载下 MICP 胶结砂土的率相关性, 在接触模型中加入黏滞阻尼。接触处的黏滞阻尼通过黏壶单元确定, 同样可以分为法向、切向、弯转向和扭转向。其中,

$$F_n^v = -c_n \dot{u}_n \& c_n = 2b_n \sqrt{mk_n}, \quad (17)$$

$$F_s^v = -c_s \dot{u}_s \& c_s = 2b_s \sqrt{mk_s}, \quad (18)$$

$$M_r^v = -c_r \dot{q}_r \& c_r = 0.25c_n \bar{R}^2, \quad (19)$$

$$M_t^v = -c_t \dot{q}_t \& c_t = 0.5c_s \bar{R}^2. \quad (20)$$

式中 $F_n^v, F_s^v, M_r^v, M_t^v$ 分别代表法向、切向阻尼力, 弯转向和扭转向阻尼力矩; c_n, c_s, c_r, c_t 分别为法向、切向、弯转向和扭转向黏滞系数; $\dot{u}_n, \dot{u}_s, \dot{q}_r, \dot{q}_t$ 分别为法向、切向、弯转向和扭转向相对速度; b_n, b_s 分别为法向和切向临界阻尼比, m 为接触的两个颗粒的等效质量。

了解详细的模型抽象过程、公式物理意义等可参考文献[18~22]。

2 CFD-DEM 耦合计算

本文采用笔者团队^[23]开发的 CFD-DEM 耦合方法。与传统的流固耦合方法相比, 该耦合技术考虑了不排水试验中的边界移动以及流体的可压缩性, 适用于本文考虑生物气泡引起流体压缩系数变化的不排水循环三轴模拟。在本文的流固耦合研究中, 土体为颗

粒集合体, 因此被视为非连续介质并采用 DEM 进行模拟, 孔隙水被视为连续介质采用 CFD 进行模拟。

DEM 的控制方程为牛顿第二定律和粒间接触模型。通过对第一节三维离散元胶结接触模型进行微观参数标定^[22], 本文接触模型主要微观参数如表 1 所示。

表 1 胶结颗粒模型微观参数

Table 1 Microscopic parameters of model for bond grains		
组成	参数名称	数值
颗粒部分	颗粒模量 E_p/Pa	3×10^8
	颗粒法向与切向刚度比 x	1.5
	颗粒摩擦系数 m	0.5
	颗粒抗转动系数 b	0.2
	颗粒局部破损系数 x_c	2.1
	颗粒法向接触加卸载刚度比 e_n	0.95
胶结部分	胶结半径比例系数 h	(0.5)*
	胶结模量 E_b/Pa	2×10^8
	胶结泊松比 ν_b	0.2
	胶结抗拉强度 s_t/Pa	1.6×10^6
黏滞阻尼	胶结抗压强度 s_c/Pa	8×10^7
	法向临界阻尼比 b_n	0.6
切向临界阻尼比 b_s	切向临界阻尼比 b_s	0.6

注: 胶结半径比例系数 h 在标定过程中取 0.5, 在此后的模拟中为控制胶结含量的研究变量。

CFD 基本控制方程为连续性方程、动量方程和能量方程。3 个方程分别来源于 3 个物理学基本定律: 质量守恒定律、牛顿第二定律和能量守恒定律。

在不考虑温度和压力耦合的情况下, 能量方程是自动满足的, 仅靠动量方程和连续性方程无法闭合求解。因此, 本文引入了流体的状态方程:

$$r_f - r_{f0} = r_f C(p - p_0) \quad (21)$$

式中, r_{f0} 和 r_f 分别为流体初始密度和当前密度, p 和 p_0 分别表示流体初始孔压和当前孔压, C 为液体压缩系数。

本文不排水剪切试验模拟 CFD-DEM 耦合流程主要步骤如图 3 所示。

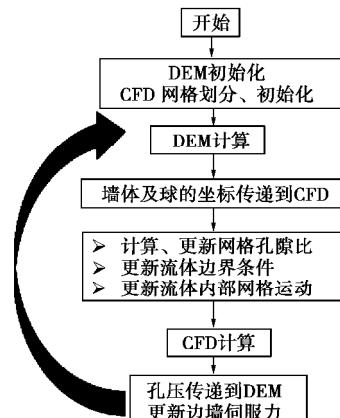


图 3 CFD-DEM 耦合流程

Fig. 3 Flow chart of coupled CFD-DEM method

表 2 数值模拟试样微生物处理过程时效性

Table 2 Time-dependent characteristics of microbial processing of numerical simulation samples

反应时间/d	微生物处理生成胶结		微生物处理生成气泡		
	胶结体积/mm ³	胶结半径比例系数 η	气泡体积/mm ³	饱和度 S_r /%	孔隙流体压缩系数 C
0	0	0	0	100	4.5×10^{-7}
2	0.718	0.231	2.46	98.3	3.87×10^{-5}

图 3 中流体内部网格采用简单的均匀变形方式移动, 以 x 方向为例, 内部网格的运动控制方程为

$$V_x^i = V_x^1 + \frac{i-1}{n-1} \cdot (V_x^n - V_x^1) \quad , \quad (22)$$

式中, V_x^i 为第 i 个网格的移动速度, V_x^1 和 V_x^n 为边界网格的移动速度。

此外, 本文的 CFD 网格内孔隙比计算采用精确解析解法^[24]。该方法将跨网格的颗粒精确剖分于对应网格, 较圆心定位法、外接正方体法计算得到的网格内孔隙比更为精确。

3 微生物处理过程时效性计算

与人工形成胶结、人工注射气泡相比, 微生物处理过程 (尤其是反硝化反应) 往往需要长时间的反应时间才能得到理想的胶结合量和气泡含量。此前分别根据 van Paassen 等^[25]和 He^[8]的研究, 得到了室内试验中反硝化反应胶结的生成速率为 91 mmol/d。由于篇幅限制, 本节仅据此反应速率, 计算数值模拟试样中反硝化反应 2 d 后的胶结与气泡含量, 并通过数值模拟中对应参数的值进行描述, 应用于之后的不排水循环剪切模拟。

Al Qabany^[26]通过 SEM 试验, 观察到 MICP 胶结砂土有时间依赖性特征, 即小的方解石沉淀首先覆盖在砂粒表面, 然后将两粒砂粒堆积并黏结在一起。而本文接触模型中的胶结半径比例系数 h 可用来控制试样中胶结的含量并模拟方解石沉淀的堆积。这种时间依赖性可通过建立时间 t 和 h 的关系式得到:

$$h = -0.00118 + 0.23802 \left(\frac{t}{1000} \right) - 0.27795 \left(\frac{t}{1000} \right)^2 + 0.30913 \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^3 - 0.23393 \left(\frac{t}{1000} \right)^4 + 0.11172 \left(\frac{t}{1000} \right)^5 - 0.03258 \left(\frac{t}{1000} \right)^6 + 0.00561 \left(\frac{t}{1000} \right)^7 - 0.00052 \left(\frac{t}{1000} \right)^8 + 0.00002 \left(\frac{t}{1000} \right)^9. \quad (23)$$

对于反硝化反应生成胶结, 本文碳酸钙胶结的体积增长速率为 0.359 mm³/d, 反应 2 d 后的胶结合量为 0.718 mm³, 反应 2 d 对应的胶结半径比例系数 h 为 0.231。

对于反硝化反应生成气泡, 本文的数值模拟试样中 2 d 后的气泡结合量为 2.46 mm³, 对应的饱和度为 98.3%。为了计算简便, 将该气泡体积与饱和度转换

为数值模拟中的流体压缩系数 C 。

Schuurman^[27]提出了一个被广泛认可的含气泡的孔隙流体的压缩系数计算方法:

$$C = \frac{1}{V_a + V_w} \left\{ \frac{(V_{a0} + V_s)u_{a0}}{(V_a + V_s)^2} - \frac{2q}{3r_0} \frac{1}{V_a} \left[\frac{V_{a0}}{V_a} \right]^{1/3} \right\}^{-1}, \quad (24)$$

式中, 下标 0 代表初始状态, V_a 为气泡体积, u_a 为气泡压力。

刘侃等^[28]认为以 Dorsey^[29]的试验结果为参考, 将溶于水的气体和水作为整体确定压缩系数更为合理。在不考虑表面张力的情况下, 得到了含气泡孔隙流体压缩系数的表达式为

$$C = \frac{1}{V_{a0} + V_{w0}} \left\{ \frac{V_{a0}}{V_a^2} (u_{w0} + p_a) \right\}^{-1} + S_0 C_0, \quad (25)$$

式中, S_0 为饱和度, C_0 为饱和情况下的压缩系数, 取 4.5×10^{-7} 。根据式 (25) 数值模拟试样经过微生物处理 2 d 后的压缩系数为 3.87×10^{-5} 。

至此, 得到本文数值模拟试样微生物处理过程时效性对应的参数。最终的参数计算结果如表 2 所示。

4 微生物处理砂土不排水循环剪切 CFD-DEM 耦合模拟

本节根据适用于 MICP 胶结砂土的三维微观胶结模型, 结合 CFD-DEM 耦合程序, 模拟分析不同胶结合量以及不同气泡结合量下, 微生物处理砂土的固结不排水循环剪切力学特性。前 3 个阶段均只采用 DEM 完成, 循环剪切阶段采用 CFD-DEM 耦合。

4.1 模拟步骤

微生物处理砂土不排水循环三轴剪切试验的模拟步骤包括成样、预压、固结、循环剪切 4 个阶段。

(1) 成样

本文选用文献[30]的 Ottawa 50-70 砂为基砂 (为进行 MICP 反应所选用的无胶结砂), 其级配曲线如图 4 所示。采用分层次压法^[31]分 10 层制备离散元试样, 初始孔隙比为 0.73, 欠压比选取 1.1。

(2) 预压

制得均匀试样后, 首先将模型颗粒参数施加到试样当中, 然后固定四道侧墙, 并通过伺服系统对上下墙施加 12.5 kPa 应力预压。

(3) 固结

表 3 微生物处理砂土循环三轴数值模拟工况与结果列表

Table 3 Simulation program and main results of cyclic triaxial compression tests on different microbial treatment time on sand

试样编号	土体种类	微生物处理时间/d	模拟工况			模拟结果	
			胶结半径比例系数 η	孔隙流体压缩系数 C	循环应力比 CSR	破坏振次 N_L	破坏模式
L0	净砂	0	0		0.15	1	I.L.
MU2-1	非饱和 MICP 胶结砂土	2	0.273	3.87×10^{-5}	0.30	45+	—
MU2-6	非饱和 MICP 胶结砂土	2	0.273	3.87×10^{-5}	0.60	3	I.L.
MP2-2	MICP 胶结砂土	2	0.273		0.60	5	I.L.
US2-4	非饱和砂土	2		3.87×10^{-5}	0.30	2	I.L.

预压稳定后, 再次通过伺服系统对试样进行等向固结。固结试样的平均有效主应力 p 为 100 kPa, 偏应力 q 为 0。固结试样如图 5 所示。当试样固结平衡后, 施加模型胶结参数到试样中, 模拟室内试验的 MICP 处理过程, 其中胶结半径比例系数 η 如表 3 所示。

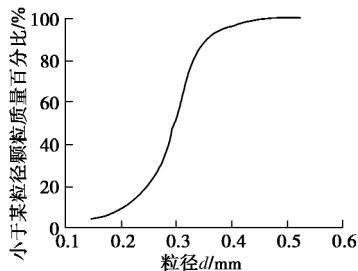


图 4 涅太华 50-70 砂级配

Fig. 4 Grain-size distribution of Ottawa 50-70 sand

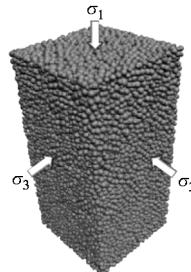


图 5 试样固结示意图

Fig. 5 Schematic diagram of sample consolidation

(4) 循环剪切

该阶段加入了 CFD 模块进行耦合模拟。DEM 时步为 1×10^{-6} s/cycle, DEM 与 CFD 的交换频率为 25 (即 DEM 计算 25 次, CFD 计算 1 次), CFD 时步为 2.5×10^{-5} s/cycle。液体初始密度 1000 kg/m^3 , 压缩系数为 4.5×10^{-7} 。流体网格数目为 $6 \times 6 \times 12$ (长 \times 宽 \times 高)。CFD 网格边界与 DEM 中六道墙体的坐标一致。采用文献[32]等幅循环加载的方法, 即应变控制, 等应力幅加载, 加载程序如图 6 所示。上下墙匀速加载, 当偏应力达到应力幅值 q_{cyc} 时, 上下墙反向继续运动, 直到达到相反方向的应力幅值 q_{cyc} 则再次反向。循环

加载前施加 100 kPa 反压。侧墙仍然采用伺服系统控制, 伺服应力为围压减去孔压后的有效应力。流体边界采用速度边界, 与墙的速度一致。CFD 参数孔隙流体压缩系数 C 取值如表 3 所示。

4.2 模拟方案

为研究不同胶结含量及气泡含量微生物处理砂土试样的抗液化强度, 选取微生物处理 2 d 后的 MICP 胶结砂土、非饱和砂土及非饱和 MICP 胶结砂土进行对比。详细工况见表 3。其中, 循环应力比 $\text{CSR} = q_{\text{cyc}} / 2p_c$, p_c 为固结后的平均有效应力, 即 100 kPa。为方便描述, 对所有试样进行编号, L0 代表初始固结偏应力为 0 kPa 的净砂, MP (US/MU) 2 分别代表微生物处理 2 d 的 MICP 胶结 (含生物气泡的非饱和/非饱和 MICP 胶结) 砂土试样, MP (US/MU) 2-1/2/3 又分别代表了对微生物处理 2 d 砂土试样的不同循环应力比循环三轴试验。破坏模式分为两种, 初始液化破坏记为 I.L., 累积应变破坏记为 R.S.。

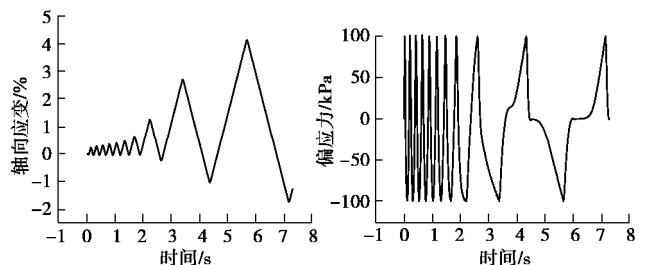


图 6 等应力幅循环剪切加载过程

Fig. 6 Loading program for uniform-amplitude cyclic triaxial compression tests

4.3 模拟结果对比分析

(1) 抗液化强度

将微生物处理 2 d 得到的 MICP 胶结砂土和非饱和砂土试样的液化振次 N_L 与循环应力比 CSR 分别绘制于半对数坐标下, 并与未进行生物处理的净砂试样进行对比, 如图 7 所示。从图中可以看出微生物处理后的 MICP 胶结砂土及非饱和砂土的抗液化强度均较净砂试样有大幅度提升。

图 8 将微生物处理 2 d 得到的非饱和 MICP 胶结

砂土试样的液化振次 N_L 与循环应力比 CSR 分别绘制于半对数坐标下，并与非饱和砂土和 MICP 胶结砂土试样进行对比。从图 8 可以看出，在相同处理时间下，同时考虑微生物处理的胶结作用和气泡作用时，非饱和和 MICP 胶结砂土的抗液化强度并没有进一步提升。相反，非饱和和 MICP 胶结砂土的抗液化强度介于非饱和净砂和饱和 MICP 胶结砂土之间，高于非饱和净砂而低于饱和 MICP 胶结砂土。即胶结的存在可以提升非饱和砂土的抗液化能力，而气泡的存在反而抑制了 MICP 胶结砂土的抗液化能力。由于胶结与气泡共同作用的抗液化效果并没有起到“1+1=2”的效果，甚至比胶结单独作用的抗液化效果还要差。以下将胶结与气泡共同作用的试样与单独作用的试样分别进行对比，从孔压比、轴向应变、力学配位数的角度进行分析。

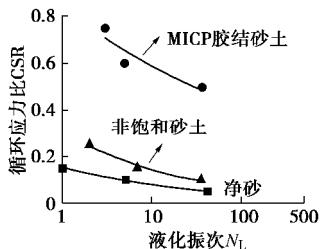


图 7 微生物处理砂土试样循环应力比 - 液化振次曲线

Fig. 7 Cyclic stress ratio-cycles to initial liquefaction curves of sand samples treated by microorganism

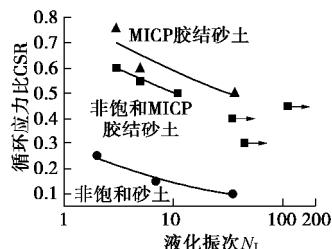


图 8 胶结与气泡共同作用与单一作用砂土试样液化线对比(箭头代表试样在该振次下仍未破坏)

Fig. 8 Comparison of liquefaction lines of sand samples under single and combined actions of cementation and bubbles
(arrows represents that sample is still intact under this vibration)

(2) 孔压比

孔压比是指在循环应力作用下试样的孔隙水压力增量与侧向有效固结应力的比值。图 9 (a) 对比了胶结与气泡共同作用和气泡单独作用的试样在相同 CSR 下的孔压比演化规律，由于篇幅限制，本文仅给出微生物处理 2 d 后的结果。可以看出，非饱和试样的孔压比随着加载的进行而累积上升。但在相同 CSR 下非饱和胶结试样的孔压比却不再累积，而是在正孔压和负孔压间交替变化。即胶结的存在会大大抑制非饱和试样的孔压比的发展。

图 9 (b) 对比了胶结与气泡共同作用和胶结单独作用的试样在相同 CSR 下的孔压比演化规律，并给出了微生物处理 2 d 的结果。可以看出，对于微生物处理 2 d 的试样，气泡的存在使得胶结试样达到初始液化所需的时间更长，而振次却由 5 次减少为 3 次，使得胶结试样的抗液化能力减弱。因此，气泡的存在降低了胶结试样的抗液化能力。

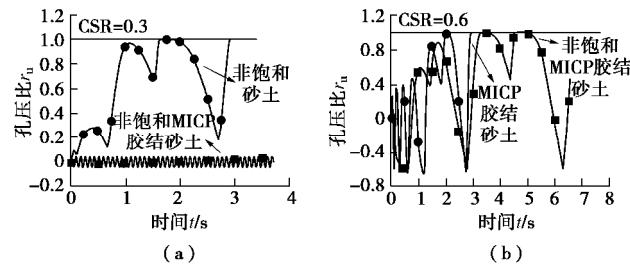


图 9 胶结与气泡共同作用和单一作用砂土试样孔压比对比

Fig. 9 Pore pressure ratios of sand samples under single and combined actions of cementation and bubbles

(3) 轴向应变

图 10 (a) 对比了胶结与气泡共同作用和气泡单独作用的试样在相同 CSR 下的轴向应变演化规律。可以看出，随着加载的进行，非饱和试样轴向应变会向受拉方向累积增长。而在相同 CSR 下，非饱和胶结试样的轴向应变却只有小幅度的波动变化。即胶结的存在会大大抑制非饱和试样轴向应变的发展。

图 10 (b) 对比了胶结与气泡共同作用和胶结单独作用的试样在相同 CSR 下的轴向应变演化规律。对于微生物处理 2 d 的试样，气泡的存在使得胶结试样的轴向应变大大增加，非饱和 MICP 胶结砂土试样在循环 2 次后就接近达到了 5% 的累积应变破坏，与 MICP 胶结砂土试样相比，破坏振次减少，抗液化能力变弱。

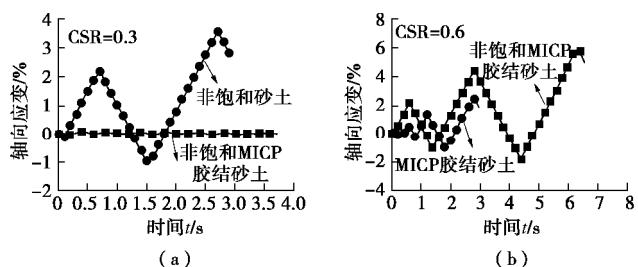


图 10 胶结与气泡共同作用与单一作用试样轴向应变对比

Fig. 10 Axial strains of samples under single and combined actions of cementation and bubbles

(4) 力学配位数

力学配位数是指单个颗粒所含有接触力的数目，通常要求每个接触的法向接触力大于零。其曲线可以表征加载过程中试样的微观变化。图 11 (a) 对比了

胶结与气泡共同作用和气泡单独作用的试样在相同 CSR 下的力学配位数演化规律。可以看出, 胶结的存在大大提高了非饱和试样的力学配位数, 并且在加载过程中, 力学配位数变化幅度很小。这也说明胶结的存在使得非饱和试样内部的传力更加稳定, 更不容易破坏。

图 11 (b) 对比了胶结与气泡共同作用和胶结单独作用的试样在相同 CSR 下的力学配位数演化规律, 并给出了微生物处理 2 d 后的结果。可以看出, 气泡的存在使得胶结试样的力学配位数下降更快, 即含气泡的胶结试样在加载过程中破坏更为迅速。

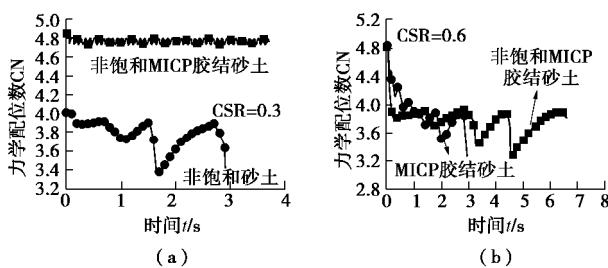


图 11 胶结与气泡共同作用和单一作用试样力学配位数对比

Fig. 11 Mechanical coordination number of samples under single and combined actions of cementation and bubbles

5 结 论

本文在团队已有三维含颗粒抗转动模型及三维胶结破坏准则的基础上, 通过考虑颗粒碰撞接触过程中颗粒本身的塑性变形及率相关性的接触黏滞阻尼, 建立了考虑循环荷载作用下的三维胶结模型; 通过模型中参数胶结半径比例系数 h 考虑生物胶结的影响, 通过流体压缩系数 C 考虑生物气泡的影响, 在建立反硝化反应在加固砂土中时效性关系的基础上, 分别进行了考虑胶结单独作用的 MICP 胶结砂土、考虑气泡单独作用的非饱和砂土和考虑胶结及气泡共同作用的非饱和 MICP 胶结砂土不排水循环三轴试验模拟; 对微生物处理砂土试样在循环荷载下的力学响应及微观信息进行了分析。主要得出以下结论:

(1) 单独含微生物胶结砂土和单独含微生物气泡的非饱和砂土的抗液化强度均较非饱和砂土高。

(2) 非饱和 MICP 胶结砂土的抗液化能力介于 MICP 胶结砂土和非饱和砂土之间, 并没有起到“1+1=2”的效果。胶结的存在提高了非饱和砂土的抗液化能力, 孔压比和轴向应变都受到了明显的抑制。微观层面胶结的存在提高了力学配位数, 且在加载过程中下降幅度很小。气泡的存在降低了胶结砂土的抗液化能力, 对于微生物处理 2 d 的试样, 孔压比和轴向应变累积上升的幅度更大。微观层面气泡的存在使

得力学配位数的下降更为剧烈。

沈珠江院士^[1]指出的结构性模型可能是针对准静态荷载作用下一般结构性土体, 而未涉及循环荷载作用下同时考虑生物胶结和气泡作用的胶结生物土。故本文的模拟成果将帮助理解、拓展结构性模型。

参 考 文 献:

- [1] 沈珠江. 理论土力学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2000. (SHEN Zhu-jiang. Theoretical Soil Mechanics[M]. Beijing: China Water and Power Press, 2000. (in Chinese))
- [2] GAO Y F, HANG L, HE J, et al. Mechanical behaviour of biocemented sands at various treatment levels and relative densities[J]. Acta Geotechnica, 2019, 14(3): 697 - 707.
- [3] WANG Y, SOGA K, DEJONG J T, et al. A microfluidic chip and its use in characterising the particle-scale behaviour of microbial-induced calcium carbonate precipitation (MICP)[J]. Géotechnique, 2019, 69(12): 1 - 9.
- [4] INAGAKI Y, TSUKAMOTO M, MORI H, et al. A centrifugal model test of microbial carbonate precipitation as liquefaction countermeasure[J]. Japanese Geotechnical Journal, 2011, 6(2): 157 - 167.
- [5] HAN Z G, CHENG X H, MA Q. An experimental study on dynamic response for MICP strengthening liquefiable sands[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2016, 15(4): 673 - 679.
- [6] 刘汉龙, 肖鹏, 肖扬, 等. MICP 胶结钙质砂动力特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(1): 38 - 45. (LIU Han-long, XIAO Peng, XIAO Yang, et al. Dynamic behaviors of MICP-treated calcareous sand in cyclic tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(1): 38 - 45. (in Chinese))
- [7] REBATA-LANDA V, SANTAMARINA J C. Mechanical effects of biogenic nitrogen gas bubbles in soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, 138(2): 128 - 137.
- [8] HE J. Mitigation of liquefaction of sand using microbial methods[D]. Singapore: Nanyang Technological University, 2013.
- [9] CUNDALL P A, STRACK O D L. A discrete numerical model for granular assemblies[J]. Géotechnique, 1979, 29(1): 47 - 65.
- [10] KHOUBANI A, EVANS T M, MONTOYA B M. Particulate simulations of triaxial tests on bio-cemented sand using a new cementation model[C]// Proceedings of GeoChicago: Sustainability, Energy, and the Geoenvironment. Chicago, 2016: 1 - 10.
- [11] FENG K, MONTOYA B M, EVANS T M. Discrete element

- method simulations of bio-cemented sands[J]. *Computers and Geotechnics*, 2017, **85**: 139 – 150.
- [12] ANDERSON J D, WENDT J. *Computational Fluid Dynamics*[M]. New York: McGraw-Hill, 1995.
- [13] CHANG C Y, SCHMIDT J, DÖRENKÄMPER M, et al. A consistent steady state CFD simulation method for stratified atmospheric boundary layer flows[J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2018, **172**: 55 – 67.
- [14] PAREKH J, RZEHAK R. Euler–Euler multiphase CFD-simulation with full Reynolds stress model and anisotropic bubble-induced turbulence[J]. *International Journal of Multiphase Flow*, 2018, **99**: 231 – 245.
- [15] EL SHAMY U, ZEGHAL M. A micro-mechanical investigation of the dynamic response and liquefaction of saturated granular soils[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2007, **27**(8): 712 – 729.
- [16] 蒋明镜, 张望城. 一种考虑流体状态方程的土体 CFD-DEM 耦合数值方法[J]. *岩土工程学报*, 2014, **36**(5): 793 – 801. (JIANG Ming-jing, ZHANG Wang-cheng. Coupled CFD-DEM method for soils incorporating equation of state for liquid[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2014, **36**(5): 793 – 801. (in Chinese))
- [17] 蒋明镜. 现代土力学研究的新视野——宏微观土力学[J]. *岩土工程学报*, 2019, **41**(2): 195 – 254. (JIANG Ming-jing. New paradigm for modern soil mechanics: Geomechanics from micro to macro[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2019, **41**(2): 195 – 254. (in Chinese))
- [18] JIANG M J, SHEN Z F, WANG J F. A novel three-dimensional contact model for granulates incorporating rolling and twisting resistances[J]. *Computers and Geotechnics*, 2015, **65**: 147 – 163.
- [19] 金树楼. 结构性砂土三维微观接触力学试验及离散元数值模拟[D]. 上海: 同济大学, 2016. (JIN Shu-lou. Three Dimensional Experimental and Numerical Study on Micro- and Macro-mechanical Behaviors of Structural Sands[D]. Shanghai: Tongji University, 2016. (in Chinese))
- [20] THORNTON C, CUMMINS S J, CLEARY P W. An investigation of the comparative behavior of alternative contact force models during inelastic collisions[J]. *Powder Technology*, 2013, **233**(3): 30 – 46.
- [21] SHEN Z F, JIANG M J, THORNTON C. DEM simulation of bonded granular material: Part I contact model and application to cemented sand[J]. *Computers & Geotechnics* 2016, **75**: 192 – 209.
- [22] 谭亚飞鸥. 考虑循环荷载的三维微观胶结模型及微生物处理砂土循环三轴 CFD-DEM 耦合模拟[D]. 上海: 上海理工大学, 2018. (TAN Ya-fei-ou. A Novel Three-dimensional Bonded Contact Model Incorporating the Effect of Cyclic Loads and CFD-DEM Simulation of Microbially Treated Sands Under Undrained Consolidated Cyclic Triaxial Tests[D]. Shanghai: University of Shanghai for Science and Technology, 2018. (in Chinese))
- [23] ZHANG A, JIANG M J. Numerical simulation of undrained triaxial tests for granular soil using a coupled CFD-DEM method with moving mesh[J]. *Acta Geotechnica*, 2019. (to be submitted)
- [24] ZHAO T. Investigation of Landslide-induced Debris Flows by the DEM and CFD[D]. Oxford: University of Oxford, 2014.
- [25] VAN PAASSEN L A, DAZA C M, STAAL M, et al. Potential soil reinforcement by biological denitrification[J]. *Ecological Engineering*, 2010, **36**(2): 168 – 175.
- [26] AL QABANY A, SOGA K, SANTAMARINA C, et al. Factors affecting efficiency of microbially induced calcite precipitation[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2012, **138**(8): 992 – 1001.
- [27] SCHUURMAN I E. The compressibility of an air/water mixture and a theoretical relation between the air and water pressures[J]. *Géotechnique*, 1966, **16**(4): 269 – 281.
- [28] 刘侃, 朱小军, 张帆舸, 等. 含气泡土的孔隙流体压缩系数计算分析[J]. *岩土工程学报*, 2017, **39**(增刊 2): 120 – 123. (LIU Kan, ZHU Xiao-jun, ZHANG Fan-ge, et al. Calculation of coefficient of compressibility for air-water mixture in gassy soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, **39**(S2): 120 – 123. (in Chinese))
- [29] DORSEY N E. *Properties of Ordinary Water-Substance*[M]. New York: Reinhold Publishing Corporation, 1940.
- [30] FENG K, MONTOYA B M. Influence of confinement and cementation level on the behavior of microbial-induced calcite precipitated sands under monotonic drained loading[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2016, **142**(1): 04015057.
- [31] JIANG M J, KONRAD J M, LEROUEIL S. An efficient technique for generating homogeneous specimens for DEM studies[J]. *Computers and Geotechnics*, 2003, **30**(5): 579 – 597.
- [32] KUHN M R, RENKEN H E, MIXSELL A D, et al. Investigation of cyclic liquefaction with discrete element simulations[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2014, **140**(12): 04014075.

DOI: 10.11779/CJGE202001003

膨润土膨胀力时程曲线的形态特征及其模拟

叶为民^{1, 2}, 刘樟荣^{*1}, 崔玉军³, 张召¹, 王琼^{1, 4}, 陈永贵^{1, 2}

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;
3. 法国国立路桥大学, 巴黎 77455; 4. 同济大学高等研究院, 上海 200092)

摘要: 为了研究膨润土膨胀力时程曲线的形态特征, 采用恒体积法开展了不同干密度高庙子(GMZ)膨润土的膨胀力试验。试验结果表明, 不同干密度高庙子膨润土的膨胀力时程曲线均呈典型的双峰形态: 膨胀力先迅速增大至一个峰值, 然后小幅回落或增速明显减小, 随后再次升高并最终趋于稳定。膨胀力时程曲线的形态由膨胀力峰值、谷值、终值、峰值时间、谷值时间和终值时间等6个关键参数控制。在分析膨胀力形成机理及其发展规律的基础上, 基于累积“楔”力与消散“楔”力相互叠加的原理, 并假设累积“楔”力随水化时间呈指数分布, 消散“楔”力随水化时间呈高斯分布, 建立了一个膨胀力时程曲线的预测模型。该模型仅包含5个参数, 均具有较明确的物理意义。根据试验结果和文献资料的验证结果表明, 模型能够较好地模拟不同形态的膨胀力时程曲线。

关键词: 膨润土; 膨胀力; 时程曲线; 形态特征; 预测模型

中图分类号: TU41 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0029-08

作者简介: 叶为民(1963—), 男, 安徽枞阳人, 教授, 博士生导师, 主要从事环境地质、非饱和土力学研究与教学工作。E-mail: ye_tju@tongji.edu.cn。

Features and modelling of time-evolution curves of swelling pressure of bentonite

YE Wei-min^{1, 2}, LIU Zhang-rong¹, CUI Yu-jun³, ZHANG Zhao¹, WANG Qiong^{1, 4}, CHEN Yong-gui^{1, 2}

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

Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées,

Paris 77455, France; 4. Institute for Advanced Study, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: In order to investigate the shape features of time-evolution curves of swelling pressure of bentonite, a series of swelling pressure tests on GMZ bentonite with different initial dry densities are carried out using the constant volume method. The results show that all the obtained time-evolution curves of swelling pressure are characterized by a typical two-peak shape: as the test starts, the swelling pressure increases sharply to a peak value, followed by decreasing to a valley value, after which it increases again to the final value. It is found that the shape of time-evolution curves of swelling pressure is controlled by 6 parameters: the peak, valley and final values of swelling pressure as well as their corresponding hydration times. According to the formation and development mechanisms of swelling pressure, a predictive model for the time-evolution curve with only 5 parameters is proposed. In this model, the swelling pressure is considered as the superposition result of accumulated and dissipated “wedge” pressures, which are assumed to be related to hydration time through an exponential and a Gaussian distribution function, respectively. The proposed model is verified by the experimental results from this paper and literatures, with satisfactory agreements between the measured results and predicted ones.

Key words: bentonite; swelling pressure; time-evolution curve; shape feature; predictive model

0 引言

膨润土是一种以蒙脱石为主要矿物成分, 具有显著的吸水膨胀、失水收缩特性的特殊黏土。由于其较高的膨胀性、极低的渗透性和良好的核素吸附性能, 膨润土被广泛用于各种工程和工业实践中, 例如用作高放废物深地质处置库中的缓冲/回填材料^[1], 用于隔离污染物的防渗材料和设施 (GCL, 膨润土系隔离墙

等)^[2]及用作污水处理中的重金属吸附剂^[3]等。膨润土的膨胀性能是设计缓冲/回填材料和防渗材料时需要考虑的基本性质, 其关键指标之一是膨润土的膨胀

基金项目: 国家重大科研仪器研制项目(41527801); 国家自然科学基金项目(41672271, 41807237); 上海市浦江人才计划项目(18PJ1410200)

收稿日期: 2019-02-15

*通信作者(E-mail: liuzr@tongji.edu.cn)

力。膨胀力是指土体吸水过程中保持其体积不变所需要的压力^[4]，或者定义为土体在不允许侧向变形下充分吸水，使其在吸水过程中始终不发生竖向膨胀所需施加的最大压力值^[5]。由此可见，膨胀力是一种由于土体变形受到约束而产生的力，是土中水与黏土矿物相互作用的结果。

国内外学者对膨润土的膨胀力开展了大量研究工作，但研究内容主要集中在矿物成分、初始干密度、初始含水率、温度、孔隙水化学等因素对最终膨胀力的影响^[6-10]。通过研究，学者们已经普遍认识到膨润土及膨润土基混合物的最终膨胀力主要取决于初始干密度和膨润土含量，而初始含水率在小于塑限时对最终膨胀力影响不明显^[6]。相比之下，针对膨胀力随时间的发展规律及其机理的研究报道较少。实际上，膨胀力的常用测试方法有 4 种，包括恒体积法、自由膨胀—压缩法、加载膨胀—压缩法和零膨胀法^[8, 11]。对于不同测试方法，由于水力—应力路径差异，膨胀力随时间的发展规律也各不相同^[11]。考虑到恒体积法测得的膨胀力相对保守且应用最为普遍，故本文着重研究恒体积条件下、单侧浸水水化过程中膨胀力随时间的发展规律。

研究表明，恒体积条件下、单侧浸水水化过程中，膨胀力随时间的发展曲线(以下称为膨胀力时程曲线)常呈双峰形态：膨胀力先迅速增大至一个峰值，然后小幅回落或增速明显减小(曲线下降或出现“平台”)，随后再次升高并最终趋于稳定^[12-14]。进一步研究表明，时程曲线的形态与试样初始干密度、初始含水率等诸多因素有关，条件改变时，双峰形态出现退化甚至完全消失^[15]。文献[16]认为膨胀力时程曲线的形态与浸水端面附近土体渗透系数迅速降低和试样中部土体大孔隙对黏土颗粒膨胀变形的容纳能力有关。当试样初始含水率较低时，试样中部土体孔隙较大，能够容纳较多的颗粒膨胀变形，故膨胀力时程曲线呈双峰形态；反之，则双峰形态不明显或完全消失。

基于对膨胀力形成机理的认识，许多学者提出了膨胀力预测模型。例如，基于晶层膨胀理论的 Laird 模型，基于扩散双电层膨胀理论的 Helmholtz 模型，Gouy-Chapman 模型，DLVO 模型以及 Stern 模型等^[17]。这些模型能够较准确地预测最终膨胀力，但无法反映水化过程中膨胀力随时间的发展规律。相比之下，关于膨胀力时程曲线的预测模型鲜见报道。文献[16]采用二阶动力模型来描述膨胀力的发展过程，但该模型不能反映低干密度低含水率试样的膨胀力时程曲线的回落或“平台”现象。

本文以高庙子(GMZ)膨润土为研究对象，首先采用恒体积法开展不同初始干密度膨润土的膨胀力试验，再基于试验结果并结合文献资料，阐明恒体积条件下、膨润土试样单侧浸水水化过程中的膨胀力形成

机理及发展过程。在此基础上，建立一个可以描述膨胀力时程曲线的预测模型。最后，采用本文及文献中的试验结果验证该模型的适用性和准确性。

1 膨胀力试验

1.1 试验材料

本文试验所用的材料是高庙子(GMZ)膨润土，产自内蒙古自治区乌兰察布市高庙子乡。其主要矿物成分包括蒙脱石(75.4%)、石英(11.7%)、方英石(7.3%)、长石(4.3%)、高岭石(0.8%)、方解石(0.5%)等。高庙子膨润土是一种钠基膨润土，具有较强的阳离子吸附能力(CEC = 77.3 meq/100 g)、较高的塑性指数(239)和良好的水化—膨胀能力(比表面积达 570 m²/g)，已被拟定为中国高放废物深地质处置库的首选缓冲/回填材料^[18]。试验前，将膨润土粉末置于盛有饱和 K₂CO₃溶液的干燥器中控制吸力。待吸力平衡后，测得其平均初始含水率为 10.6%。

1.2 试验方法

本文采用恒体积法测试不同干密度的 GMZ 膨润土的膨胀力，所用试验装置为自主研制的恒体积膨胀—渗透仪(图 1)。该装置包括底座、不锈钢试样环(内径 50 mm)、活塞、压力传感器和上端盖等主要部件。制备试样时，首先将称取的膨润土粉末(其质量依据初始干密度而定)倒入不锈钢试样环中，然后采用电子万能试验机将粉末压实成直径为 50 mm、高度为 10 mm 的圆饼状块体。为了尽量减少压力对气体排放和颗粒重分布的抑制作用，压实过程中控制竖向压缩速率为 0.10 mm/min。试样压制完成后，将带有压实块体的不锈钢试样环按照图 1 所示的方式装配到试验装置中。试验开始时，从试验装置底部通入去离子水，同时采用无纸记录仪记录膨胀力随时间的变化，直至膨胀力连续 24 h 变化小于 0.1 kPa 为止。按照上述方法，分别获得了初始干密度为 1.30, 1.40, 1.45, 1.50, 1.55, 1.60, 1.65, 1.70, 1.80 g/cm³ 的 GMZ 膨润土的膨胀力时程曲线。

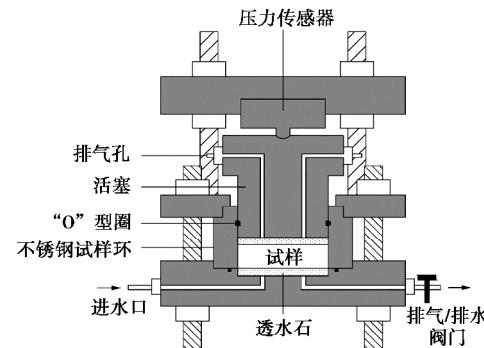


图 1 恒体积法膨胀力测试装置

Fig. 1 Experimental set-up for swelling pressure tests using constant volume method

1.3 试验结果

试验获得的膨胀力时程曲线如图2所示。图2表明, 不同初始干密度GMZ膨润土的膨胀力时程曲线均呈现双峰形态。对于初始干密度小于或等于1.70 g/cm³的试样, 其膨胀力时程曲线可划分为3个阶段: 阶段I, 膨胀力迅速增大至一个峰值; 阶段II, 膨胀力从峰值逐渐减小至谷值; 阶段III, 膨胀力从谷值逐渐增长并趋于一个稳定的终值。对于初始干密度为1.80 g/cm³的试样, 尽管没有出现明显的峰值和谷值, 其膨胀力时程曲线也可划分为3个阶段: 阶段I, 膨胀力迅速增大至一个“峰值”(其后膨胀力增速明显减小); 阶段II, 膨胀力从“峰值”处缓慢增长至“谷值”(其后膨胀力增速明显增大); 阶段III, 膨胀力从“谷值”处以低于阶段I但高于阶段II的速率增长并趋于一个稳定的终值。

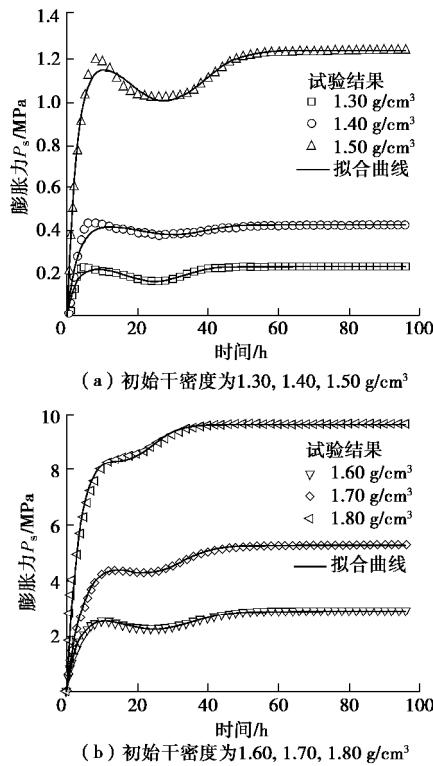


图2 不同初始干密度高庙子膨润土的膨胀力时程曲线

Fig. 2 Evolution of swelling pressure with time for GMZ bentonite with different initial dry densities

由图2可以看出, 膨胀力的峰值、谷值、终值及其对应的水化时间是控制时程曲线形态的关键参数(表1), 其中终值时间取为整小时数。进一步对比发现, 随着初始干密度的增大, 膨胀力的峰值、谷值与终值均呈指数增长(图3), 峰值时间、谷值时间分别呈线性增长和减小(图4), 而终值时间先增大再减小(图4)。这些现象表明, 膨胀力时程曲线的形态与试样初始干密度密切相关。

表1 膨胀力的峰值、谷值、终值及其对应的水化时间

Table 1 Peak, valley and final values of swelling pressure and their corresponding hydration time for GMZ bentonite with different initial dry densities

干密度/ $\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$	峰值/MPa	谷值/MPa	终值/MPa	峰值时间/h	谷值时间/h	终值时间/h
1.30	0.232	0.167	0.237	4.62	25.75	40
1.40	0.437	0.381	0.426	7.76	25.73	50
1.50	1.198	1.027	1.244	8.38	24.02	62
1.60	2.597	2.327	2.973	10.32	23.45	60
1.70	4.413	4.350	5.344	11.92	22.08	56
1.80	8.309	8.624	9.688	12.00	20.00	46

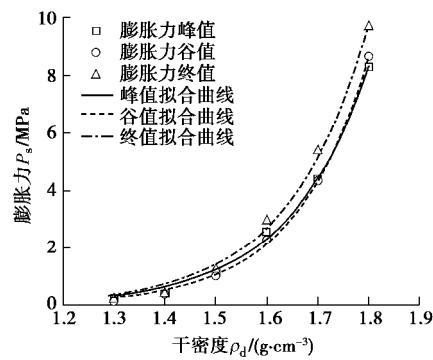


图3 膨胀力峰值、谷值和终值与初始干密度的关系

Fig. 3 Relationship among peak, valley and final values of swelling pressure and initial dry density

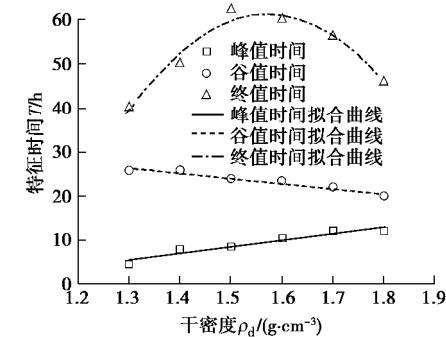


图4 膨胀力峰值时间、谷值时间和终值时间与干密度的关系

Fig. 4 Relationship among hydration time of peak, valley and final swelling pressures and initial dry density

如图3所示, 膨胀力峰值 P_{sp} 、谷值 P_{sv} 和终值 P_{sf} 与初始干密度 r_d 的关系可分别表示为

$$P_{sp} = 9.67 \times 10^{-5} \exp(6.31r_d) \quad , \quad (1)$$

$$P_{sv} = 3.49 \times 10^{-5} \exp(6.90r_d) \quad , \quad (2)$$

$$P_{sf} = 1.01 \times 10^{-4} \exp(6.38r_d) \quad , \quad (3)$$

如图4所示, 相应的峰值时间(T_{sp})、谷值时间(T_{sv})与终值时间(T_{sf})与初始干密度(r_d)的关系可分别表示为

$$T_{sp} = 14.66r_d - 13.56 \quad , \quad (4)$$

$$T_{sv} = -11.51r_d + 41.34 \quad , \quad (5)$$

$$T_{sf} = -292.86(r_d)^2 + 921r_d - 663.09 \quad . \quad (6)$$

2 膨胀力的形成机理与发展规律

如前所述,膨胀力是土中水与黏土矿物相互作用的结果。对于膨润土来说,其主要黏土矿物成分为蒙脱石。蒙脱石的晶层结构为2:1型,即由两层硅氧四面体夹一层铝氧八面体组成。蒙脱石晶体中存在大量的晶格取代,主要表现为 Al^{3+} 被 Mg^{2+} 、 Fe^{2+} 和 Zn^{2+} 等取代,产生的负电荷通过晶层表面吸附等量的 Na^+ 、 K^+ 、 Ca^{2+} 、 Mg^{2+} 等离子(层间阳离子)来平衡。对膨润土的微观结构研究表明^[19],若干层蒙脱石晶层构成一个层叠体,若干个层叠体组成一个集合体,无数个集合体构成膨润土(图5)。相应地,压实膨润土中存在三种孔隙:晶层间孔隙,集合体内孔隙(层叠体间孔隙)和集合体间孔隙。膨胀力的形成与水化过程中膨润土微观结构的变化密切相关。

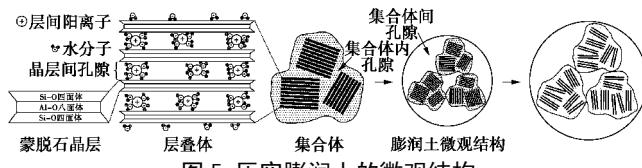


图5 压实膨润土的微观结构

Fig. 5 Microstructure of compacted bentonite

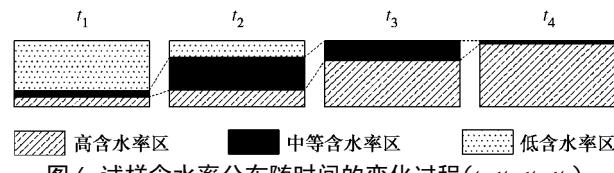
当水(极性分子)遇到膨润土时,一部分水进入蒙脱石晶层间孔隙与层间阳离子发生化合反应,在晶层间形成牢固的结合水“膜”,导致晶层间距逐渐增大,一些层叠体裂解为更小的层叠体甚至单元晶层并填充到集合体间孔隙中(即集合体间孔隙坍塌),称为“晶层膨胀”;另一部分水与层叠体表面吸附的阳离子结合,或者直接被层叠体表面的负电荷吸引,形成扩散双电层,导致层叠体间距逐渐增大,称为“双电层膨胀”^[20]。

恒体积条件下测得的膨胀力发展过程,本质上就是晶层间结合水膜和层叠体间扩散双电层的增厚过程受到约束而在晶层之间和层叠体之间形成的“楔”力的累积过程^[21]。这种累积“楔”力将由于层叠体的裂解和集合体间孔隙的坍塌而减小,又将由于裂解后的层叠体继续吸水膨胀而再次增大^[12],在宏观上即表现为膨胀力时程曲线的双峰形态(图2)。试样初始干密度越大,集合体间孔隙的尺寸和数量占比均越小,层叠体裂解程度和集合体间孔隙坍塌幅度也越小,因此膨胀力时程曲线的双峰形态越不明显(图2)。试样初始含水率越高,集合体初始体积越大,集合体间孔隙越小,故膨胀力时程曲线的双峰形态越不明显。

一些学者通过逐级降低吸力法来测试膨润土的膨胀力^[22-23],结果表明,膨胀力与吸力的关系曲线也呈双峰形态:当吸力从几百兆帕降低到数十兆帕时,膨

胀力逐渐增长至一个峰值;当吸力继续降低至几兆帕时,膨胀力出现明显的回落现象;之后膨胀力随吸力的降低而再次增大至稳定值。由此可见,层叠体的裂解和集合体的坍塌可能集中发生在试样的某个吸力区间(含水率区间)。低于此含水率区间,膨胀力主要由晶层膨胀贡献,层叠体的裂解和集合体的坍塌“规模”不大或程度不高;在此含水率期间,新增膨胀力主要由双电层膨胀贡献,层叠体大量裂解,集合体大幅度坍塌;高于此含水率区间,新增膨胀力仍主要由双电层膨胀贡献,但层叠体的裂解和集合体的坍塌已基本完成。

在恒体积法膨胀力试验中,水从试样底面通过集合体间孔隙进入试样,试样底面附近的膨润土集合体迅速水化膨胀(层叠体裂解)并堵塞集合体间孔隙(集合体间孔隙坍塌),导致水流速率迅速降低。水沿集合体间孔隙以极低的渗透系数向试样中上部渗流,并不断被沿程集合体吸收,导致离试样底面越远的含水率越低。随着水化的进行,处于特定含水率区间(发生大规模的层叠体裂解和集合体间孔隙坍塌)的试样体积占比先逐渐增大后逐渐减小为零(图6),在宏观上即表现为膨胀力时程曲线的双峰形态。



under hydration ($t_1 < t_2 < t_3 < t_4$)

3 膨胀力时程曲线预测模型

由以上分析可知,从微观层面来看,膨胀力的时程曲线形态与层叠体的裂解和集合体的坍塌有关;从宏观层面来看,则与试样含水率的分布有关(图6)。膨胀力可以看作由晶层膨胀和双电层膨胀引起的累积“楔”力 P_{s+} 与由层叠体裂解和集合体间孔隙坍塌引起的消散“楔”力 P_s 的叠加结果(图7)。

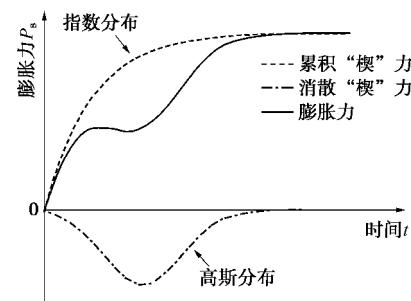


图7 膨胀力时程曲线预测模型概念图

Fig. 7 Conceptual view of predictive model for time-evolution curve of swelling pressure

基于膨胀力试验结果图 2 可知, 由晶层膨胀和双电层膨胀引起的累积“楔”力 P_{s+} 将随水化时间 t 迅速增大并逐渐趋于稳定终值 P_{sf} 。假设这一过程可用指数分布函数来描述 (图 7):

$$P_{s+} = P_{sf} [1 - \exp(-at)] , \quad (7)$$

式中, P_{sf} 为膨胀力的终值, a 为与峰值前的膨胀力增长速率有关的参数, t 为水化时间。

如图 6 所示, 随着水化时间的进行, 中等含水区 (发生大规模的层叠体裂解和集合体间孔隙坍塌) 的试样体积占比先增大后减小。当这一体积占比达到最大值时, 消散“楔”力 P_s 也达到最大值, 对应的膨胀力达到谷值 (图 7)。假设这一体积占比随水化时间呈高斯分布, 则消散“楔”力 P_s 可表示为水化时间 t 的高斯分布函数 (图 7):

$$P_s = b \cdot \exp \left[-\frac{(t - m)^2}{2s^2} \right] , \quad (8)$$

式中, b 为与膨胀力谷值有关的参数, m 为与膨胀力谷值时间 T_{sv} 相近的参数, s 与膨胀力终值时间与峰值时间之差有关。

根据图 7 所示的概念, 将式 (7), (8) 叠加, 即得到膨胀力时程曲线的预测模型为

$$P_s = P_{sf} [1 - \exp(-at)] + b \cdot \exp \left[-\frac{(t - m)^2}{2s^2} \right] . \quad (9)$$

4 模型验证

利用本文模型 (式 (9)), 对本文试验得到的膨胀力时程曲线进行拟合分析。如图 2 所示, 除了低干密度 (1.30, 1.40, 1.50 g/cm³) 膨润土的膨胀力峰值附近处拟合效果略微欠佳外, 其余拟合曲线与实测结果几乎完全吻合, 表明本文模型 (式 (9)) 能够很好地描述不同干密度膨润土的膨胀力时程曲线, 尤其能够较好地反映膨胀力时程曲线的双峰形态特征。

模型参数拟合结果如表 2 所示。对比表 1, 2 可见, 参数 P_{sf} 的拟合值与实测膨胀力终值几乎相等, 参数 m 与实测膨胀力谷值时间基本吻合, 验证了这两个参数的物理意义。因此参数 P_{sf} 与干密度呈式 (3) 所示的指数关系, m 与干密度呈式 (5) 所示的线性关系。如图 8 所示, 参数 a , b , s 与干密度的拟合关系式可分别表示为:

$$a = -0.40r_d + 0.94 , \quad (10)$$

$$b = 1.17/[1 + (r_d 1.60)^{22.91}] - 1.20 , \quad (11)$$

$$s = -47.31(r_d)^2 + 146.97r_d - 103.46 . \quad (12)$$

基于上述率定的模型参数与干密度的关系, 采用本文模型 (式 (9)) 预测干密度为 1.45, 1.55, 1.65 g/cm³ 的 GMZ 膨润土的膨胀力时程曲线, 并与对应的实测

结果进行比较 (图 9)。从图 9 中可以看出, 预测结果与实测结果较为一致。其中, 干密度为 1.45 g/cm³ 的预测结果略大于实测结果, 这是由于根据式 (3) 预测的膨胀力终值 (1.05 MPa) 大于实测膨胀力终值 (0.91 MPa) 导致的。若以 0.91 MPa 作为膨胀力终值来预测 1.45 g/cm³ 时的膨胀力时程曲线, 则预测结果 (图 9 中“修正预测结果”) 与实测结果几乎完全吻合。由此可见, 为了提高本文模型预测结果的准确性, 关键在于提高膨胀力终值 P_{sf} 预测结果的准确性。为此, 应对多个不同干密度的膨润土开展反复多次膨胀力试验, 以提高式 (3) 预测结果的准确性。

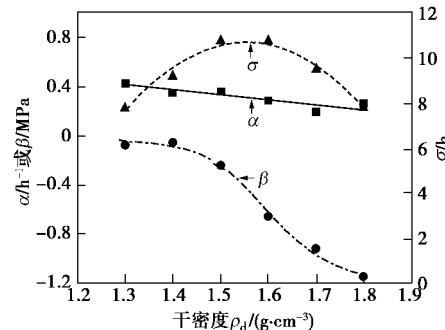


图 8 模型参数(a , b 和 s)与干密度的关系

Fig. 8 Relationship between parameters (a , b and s) and dry density

表 2 模型参数拟合结果

Table 2 Fitting parameters of proposed model

干密度 /(g·cm ⁻³)	P_{sf} /MPa	a /h ⁻¹	b /MPa	m /h	s /h	R^2
1.30	0.236	0.435	-0.070	24.892	7.803	0.96
1.40	0.429	0.357	-0.046	29.935	9.203	0.97
1.50	1.242	0.369	-0.232	27.739	10.737	0.99
1.60	2.962	0.293	-0.654	24.981	10.740	0.99
1.70	5.310	0.201	-0.920	23.431	9.527	0.99
1.80	9.649	0.262	-1.148	16.744	7.826	0.99

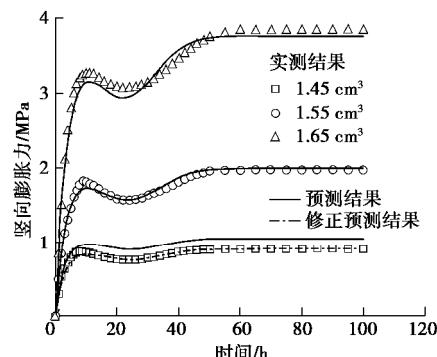


图 9 不同干密度 GMZ 膨润土的膨胀力时程曲线实测结果与预测结果比较

Fig. 9 Comparison between measured and predicted time-evolution curves of swelling pressure of GMZ bentonite with different dry densities

为了进一步验证本文模型的适用性,利用本文模型(式(9))分别对文献[16, 11, 24~26]中的部分试验结果进行拟合,结果分别如图10, 11所示。图10表明,本文模型能够较好地模拟不同初始吸力、不同初始干密度下的GMZ01膨润土的竖向膨胀力时程曲线。图11表明,本文模型能较好地模拟不同温度、不同孔隙水化学、不同掺砂(或泥岩)量下的膨润土膨胀力时程曲线。这些拟合结果表明,本文模型对不同条件下、不同形态的膨润土膨胀力时程曲线具有较好的适用性。

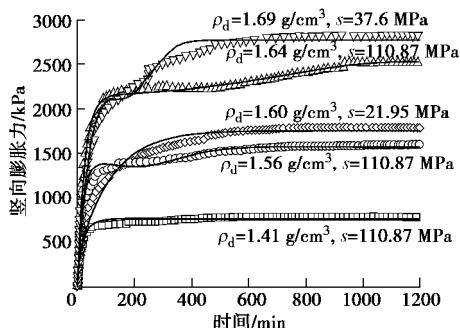


图10 GMZ01膨润土竖向膨胀力时程曲线拟合结果(实测数据
摘自文献[16])

Fig. 10 Fitting of time- evolution curves of vertical swelling pressure
of GMZ01 bentonite (Measured data are from Reference [16])

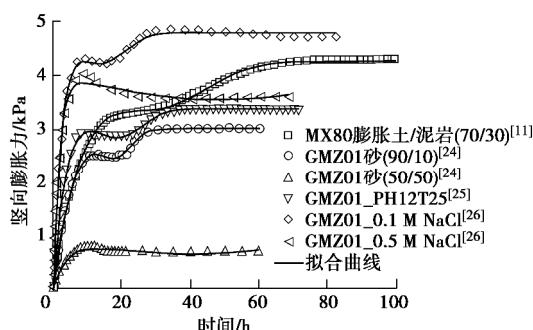


图11 不同条件下膨润土膨胀力时程曲线拟合结果(实测数据
摘自文献[11, 24~26], 试样干密度均为 1.70 g/cm³)

Fig. 11 Fitting of time-evolution curves of swelling pressure of
GMZ01 bentonite under different conditions (Measured
data are from References [11, 24~26]. All the samples
have a dry density of 1.70 g/cm³)

5 讨 论

图2表明,膨胀力峰值、谷值、终值及对应的峰值时间、谷值时间和终值时间是控制膨胀力时程曲线形态的6个关键参数。进一步分析表明,它们均与试样的初始干密度存在某种函数关系(图3, 4)。但是,这种函数关系是在本文特定的初始含水率(10.6%)和试样尺寸(高10 mm)条件下得到的。实际上,膨胀力时程曲线的形态还与试样初始含水率、试样尺寸、

试样初始孔隙结构、掺砂(泥岩)量、试验温度及溶液浓度与pH值等众多因素有关^[13, 16, 24~27]。在不同的试验条件下,膨胀力时程曲线可能呈双峰或单峰形态。当膨胀力时程曲线呈单峰形态时,膨胀力峰值、谷值、峰值时间和谷值时间均不明显甚至完全消失,曲线形态控制参数退化为膨胀力终值和终值时间2个参数。尽管如此,膨胀力时程曲线的形态本质上仍是试样中水分重分布过程中水与黏土矿物相互作用的结果(图6)。无论双峰形态或单峰形态,膨胀力时程曲线均可以由图7所示的概念模型来描述。当消散“楔”力的峰值较小或其时间分布范围较广时,膨胀力时程曲线便呈单峰形态;反之,则呈双峰形态。

在某些试验条件下,膨胀力先增大到一个峰值,随后逐渐减小并趋于一个稳定的终值,即膨胀力峰值大于膨胀力终值,如图11中GMZ01砂(50/50)和GMZ01_0.5 M NaCl的膨胀力时程曲线。尽管本文模型整体上能够较好地模拟这种单峰形态的膨胀力时程曲线,但显然模型预测的膨胀力谷值时间和终值时间与实测结果相差较大。实际上,由于本文模型假设累计“楔”力和消散“楔”力分别为水化时间t的指数分布函数和高斯分布函数(图7),这种假设必然导致模型预测的膨胀力终值不小于膨胀力峰值(因为式(9)中 $\exp(-at) > 0$, $\exp[-(t-m)^2/2s^2] > 0$ 且该假设下必有 $b < 0$ (图7),故对于任意时间t,必有 $P_s < P_{sf}$)。因此,当膨胀力时程曲线呈峰值大于终值的单峰形态时,为了提高本文模型的适用性,需要针对曲线的特殊形态假设更加合理地消散“楔”力与水化时间(t)的函数关系。

本文提出的模型中共包含5个参数,包括 P_{sf} , a , b , m 和 s 。其中, P_{sf} 代表膨胀力终值, m 近似代表膨胀力谷值时间,具有明确的物理意义。 a 与峰值前的膨胀力增长速率有关, b 与膨胀力谷值大小有关, s 与终值时间与峰值时间之差有关。在本文特定的试验条件下,它们均与试样的初始干密度存在某种函数关系(式(3), (5)及式(10)~(12))。然而,实际上这些参数还与其它诸多因素(试样初始含水率、试样尺寸、试样初始孔隙结构、掺砂(泥岩)量、试验温度及孔隙水化学等)有关。为了能够预测不同条件下的膨胀力时程曲线,研究模型参数与各影响因素之间的关系应成为今后的一个重要工作方向。

6 结 论

本文采用恒体积膨胀力试验方法,得到了不同干密度高庙子(GMZ)膨润土的膨胀力时程曲线,分析了膨胀力的形成机理及其发展规律,据此建立了一个

可描述膨胀力时程曲线的数学模型, 得到以下 4 点结论。

(1) 在本文试验条件下, 不同初始干密度 GMZ 膨润土的膨胀力时程曲线呈典型的双峰形态: 膨胀力先迅速增大至一个峰值, 然后小幅回落或增速明显减小, 随后再次升高并最终趋于稳定。

(2) 膨胀力峰值、谷值、终值及对应的峰值时间、谷值时间和终值时间是控制膨胀力时程曲线形态的 6 个关键参数, 它们均与试样初始干密度存在某种函数关系 (式 (1) ~ (6))。

(3) 膨胀力时程曲线的形态与试样中的水分重分布过程有关。

(4) 基于累积“楔”力与消散“楔”力相互叠加的机理, 并假设累积“楔”力随水化时间呈指数分布, 消散“楔”力随水化时间呈高斯分布, 建立了一个膨胀力时程曲线的预测模型 (式 (9)), 该模型包括 5 个参数, 均与试样初始干密度存在某种函数关系 (式 (3), (5) 及式 (10) ~ (12))。经验证, 该模型可适用于描述不同形态的膨胀力时程曲线。

参考文献:

- [1] YE W M, BORRELL N C, ZHU J Y, et al. Advances on the investigation of the hydraulic behavior of compacted GMZ bentonite[J]. Engineering Geology, 2014, **169**(6): 41 ~ 49.
- [2] 杨玉玲, 杜延军, 范日东, 等. 膨润土系隔离墙材料渗透特性研究综述[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(增刊 2): 210 ~ 216. (YANG Yu-ling, DU Yan-jun, FAN Ri-dong, et al. Advances in permeability for bentonite-based hydraulic containment barriers[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(S2): 210 ~ 216. (in Chinese))
- [3] 张金利, 张林林, 谷 鑫. 重金属 Pb(II) 在膨润土上去除特性研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(1): 117 ~ 123. (ZHANG Jin-li, ZHANG Lin-lin, GU Xin. Removal behaviors of heavy metal Pb(II) by use of bentonite[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(1): 117 ~ 123. (in Chinese))
- [4] SRIDHARAN A, RAO A S, SIVAPULLAIAH P V. Swelling pressure of clays[J]. Geotechnical Testing Journal, 1986, **9**(1): 24 ~ 33.
- [5] 岩土工程基本术语标准: GB/T 50279—2014[S]. 2014. (Standard for Fundamental Terms of Geotechnical Engineering: GB/T 50279—2014 [S]. 2014. (in Chinese))
- [6] 刘泉声, 王志俭. 砂-膨润土混合物膨胀力影响因素的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, **21**(7): 1054 ~ 1058. (LIU Quan-sheng, WANG Zhi-jian. Influence factors of sand-bentonite mixtures on the swelling pressure[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, **21**(7): 1054 ~ 1058. (in Chinese))
- [7] KOMINE H. Simplified evaluation for swelling characteristics of bentonites[J]. Engineering Geology, 2004, **71**(3/4): 265 ~ 279.
- [8] 叶为民, SCHANZ T, 钱丽鑫, 等. 高压实高庙子膨润土 GMZ01 的膨胀力特征[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(增刊 2): 3861 ~ 3865. (YE Wei-min, SCHANZ T, QIAN Li-xin, et al. Characteristics of swelling pressure of densely compacted Gaomiaozi bentonite GMZ01[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(S2): 3861 ~ 3865. (in Chinese))
- [9] VILLAR M V, LLORET A. Influence of dry density and water content on the swelling of a compacted bentonite[J]. Applied Clay Science, 2008, **39**(1/2): 38 ~ 49.
- [10] YE W M, WAN M, CHEN B, et al. Temperature effects on the swelling pressure and saturated hydraulic conductivity of the compacted GMZ01 bentonite[J]. Environmental Earth Sciences, 2013, **68**(1): 281 ~ 288.
- [11] WANG Q, TANG A M, CUI Y J, et al. Experimental study on the swelling behaviour of bentonite/claystone mixture[J]. Engineering Geology, 2012, **124**(1): 59 ~ 66.
- [12] PUSCH, R. Mineral-water interactions and their influence on the physical behavior of highly compacted Na bentonite[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1982, **19**(3): 381 ~ 387.
- [13] 刘 裕. 高庙子膨润土水化膨胀特性及其微观机理研究[J]. 工程地质学报, 2016, **24**(3): 451 ~ 458. (LIU Yi. Investigation on the swelling properties and microstructure mechanism of compacted gaomiaozi bentonite [J]. Journal of Engineering Geology, 2016, **24**(3): 451 ~ 458. (in Chinese))
- [14] VILLAR M V, GÓMEZ-ESPINAS R, LLORET A. Experimental investigation into temperature effect on hydro-mechanical behaviours of bentonite[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2010, **2**(1): 71 ~ 78.
- [15] KOMINE H, OGATA N. Experimental study on swelling characteristics of compacted bentonite[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1994, **31**(4): 478 ~ 490.
- [16] 秦 冰, 陈正汉, 刘月妙, 等. 高庙子膨润土 GMZ001 三向膨胀力特性研究[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(5): 756 ~ 763. (QIN Bing, CHEN Zhen-han, LIU Yue-miao, et al. Characteristics of 3D swelling pressure of GMZ001 bentonite[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,

- 2009, **31**(5): 756 – 763. (in Chinese))
- [17] 陈永贵, 蒋琪, 叶为民, 等. 高压实膨润土膨胀力预测研究[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2018, **46**(12): 1628 – 1636. (CHEN Yong-gui, KUAI Qi, YE Wei-min, et al. Prediction of swelling pressure for compacted bentonite[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2018, **46**(12): 1628 – 1636. (in Chinese))
- [18] YE W M, CHEN Y G, CHEN B, et al. Advances on the knowledge of the buffer/backfill properties of heavily-compacted GMZ bentonite[J]. Engineering Geology, 2010, **116**(1): 12 – 20.
- [19] 叶为民, 钱丽鑫, 陈宝, 等. 高压实高庙子膨润土的微观结构特征[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2009, **37**(1): 31 – 35. (YE Wei-min, QIAN Li-xin, CHEN Bao, et al. Characteristics of micro-structure of densely compacted Gaomiaozi bentonite[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2009, **37**(1): 31 – 35. (in Chinese))
- [20] SAIYOURI N, TESSIER D, HICHER P Y. Experimental study of swelling in unsaturated compacted clays[J]. Clay Minerals, Mineralogical Society, 2004, **39**(4): 469 – 479.
- [21] 丁振洲, 郑颖人, 李利晟. 膨胀力变化规律试验研究[J]. 岩土力学, 2007, **28**(7): 1328 – 1332. (DING Zhen-zhou, ZHENG Ying-ren, LI Li-sheng. Trial study on variation
- regularity of swelling force[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(7): 1328 – 1332. (in Chinese))
- [22] LLORET A, VILLAR M V, SÁNCHEZ M, et al. Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes[J]. Géotechnique, 2003, **53**(1): 27 – 40.
- [23] SCHANZ T, AL-BADRAN Y. Swelling pressure characteristics of compacted Chinese Gaomiaozi bentonite GMZ01[J]. Soils and Foundations, 2014, **54**(4): 748 – 759.
- [24] XU L, YE W M, CHEN B, et al. Experimental investigations on thermo-hydro-mechanical properties of compacted GMZ01 bentonite-sand mixture using as buffer materials[J]. Engineering Geology, 2016, **213**: 46 – 54.
- [25] YE W M, ZHENG Z J, CHEN B, et al. Effects of pH and temperature on the swelling pressure and hydraulic conductivity of compacted GMZ01 bentonite[J]. Applied Clay Science, 2014, **101**: 192 – 198.
- [26] ZHU C M, YE W M, CHEN Y G, et al. Influence of salt solutions on the swelling pressure and hydraulic conductivity of compacted GMZ01 bentonite [J]. Engineering Geology, 2013, **166**: 74 – 80.
- [27] IMBERT C, VILLAR M V. Hydro-mechanical response of a bentonite pellets/powder mixture upon infiltration[J]. Applied Clay Science, 2006, **32**: 197 – 209.

标准摘录：出版物上数字用法（GB/T 15835—2011）选用汉字数字情形

(1) 非公历纪年

干支纪年、农历月日、历史朝代纪年及其他传统上采用汉字形式的非公历纪年等等，应采用汉字数字。

示例：丙寅年十月十五日 庚辰年八月五日 腊月二十三 正月初五 八月十五中秋
秦文公四十四年 太平天国庚申十年九月二十四日 清咸丰十年九月二十日
藏历阳木龙年八月二十六日 日本庆应三年

(2) 概数

数字连用表示的概数、含“几”的概数，应采用汉字数字。

示例：三四个 月 一二十 个 四十五 六岁 五六 万套 五六 十年前
几千 二十 几 一百 几十 几万 分之一

(3) 已定型的含汉字数字的词语

汉语中长期使用已经稳定下来的包含汉字数字形式的词语，应采用汉字数字。

示例：万 一 一 律 一 旦 三 叶 虫 四 书 五 经 星 期 五 四 氧 化 三 铁 八 国 联 军
七 上 八 下 一 心 一 意 不 管 三 七 二 十 一 一 方 面 二 百 五 半 斤 八 两
五 省 一 市 五 讲 四 美 相 差 十 万 八 千 里 八 九 不 离 十 白 发 三 千 丈
不 二 法 门 二 八 年 华 五 四 运 动 “ 一 · 二 · 八 ” 事 变 “ 一 · 二 · 九 ” 运 动

DOI: 10.11779/CJGE202001004

基于岩土介质三维孔隙结构的两相流模型

张鹏伟^{1, 2, 4}, 胡黎明^{1*}, Jay N Meegoda³, Michael A Celia⁴

(1. 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; 2. 北京交通大学, 北京 100044;
3. 新泽西理工学院, 美国 07102; 4. 普林斯顿大学, 美国 08544)

摘要: 地下储层中岩土介质一般具有较低的孔隙连通性, 宏观流动模拟一般忽略微观尺度的孔隙连通性, 通过渗透率、弯曲度等参数反映储层的整体特性。但岩土介质的多孔性及孔隙间复杂的连通性, 使得宏观描述流体在岩土介质中流动不能反映其内在流动特征。孔隙结构模型的建立可以反映岩土介质中孔隙的几何形态及空间连通性, 为解释流体在复杂多孔介质中的流动特性提供有效手段。通过考虑岩土介质孔隙尺寸分布、孔隙孔喉空间相关性、孔隙连通性等特征参数, 建立了反映不同岩土介质连通性、各向异性特征的等效孔隙网络模型。等效孔隙网络模型通过水力特征参数等效的方式反映岩土介质三维微观孔隙结构, 通过渗透率计算验证了模型的有效性。此外, 基于建立的孔隙结构模型, 开发了孔隙尺度动态两相流计算模型, 模型可以反映孔隙内液面的动态运动过程, 直观反映多孔介质中的优势渗流, 可以为不同孔隙尺度岩土介质提供表观渗透率、击穿曲线、相对渗透率曲线等宏观计算参数。将孔隙尺度两相流模型应用于页岩气开采中水力阻滞特性研究, 结果表明: 页岩基质的残余饱和度约为 30%, 随着平均配位数的增加, 残余饱和度显著降低。

关键词: 两相流; 等效孔隙网络模型; 相对渗透率; 页岩气; 优势渗流

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0037-09

作者简介: 张鹏伟(1990—), 男, 工学博士, 主要从事岩土介质孔隙尺度多相流、多组分运移数值计算, 以及油气藏、水合物三维、四维地质力学计算等方面的研究工作。E-mail: zpw12@tsinghua.org.cn。

Two-phase flow model based on 3D pore structure of geomaterials

ZHANG Peng-wei^{1, 2, 4}, HU Li-ming¹, Jay N Meegoda³, Michael A Celia⁴

(1. State Key Laboratory of Hydro-science and Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 2. Beijing JiaoTong University, Beijing 100044, China; 3. New Jersey Institute of Technology, Newark 07102, USA; 4. Princeton University, Princeton 08544, USA)

Abstract: Geomaterials normally have low pore-connectivity in underground reservoir, and the macro-scale flow simulation normally ignores the micro pore connectivity and uses macro parameters such as permeability and tortuosity to reflect the conductivity of underground reservoir. However, due to the complex pore structure and pore connectivity of geomaterials, the macro-scale method cannot reflect the micro flow mechanisms. The pore-structure model provides an effective way to reflect the micro-flow mechanisms for complex porous media since the pore geometry and pore connectivity can be included in the model itself. In this work, an equivalent pore-network model (EPNM) is established considering pore-size distribution, spatial correlation and pore-connectivity. EPNM aims at reflecting 3D pore structure of geomaterials by the equivalent hydraulic parameters, and the effectiveness is verified by permeability tests. Furthermore, a dynamic two-phase flow model is developed based on EPNM, and simulate the dynamic invasion of each phase, reflect the preferential flow in porous media, and it can provide apparent permeability, relative permeability curve, breakthrough curve for macro-scale simulation. Finally, the dynamic two-phase flow model is applied to the wetting phase trap during shale gas exploitation. The results show that the residual saturation in shale matrix is around 30%, and this residual saturation decreases significantly with the increase of the average pore coordination number.

Key words: two-phase flow; equivalent pore-network model; relative permeability; shale gas; preferential flow

0 引言

孔隙结构模型的发展为揭示岩土介质微观孔隙结构提供了有效手段, 可以反映岩土介质孔隙尺寸分布、

基金项目: 清华大学自主科研计划项目 (THZ-2016-02); 中央高校基本科研业务费专项资金项目 (2019RC054)

收稿日期: 2019-04-20

*通信作者 (E-mail: zpw12@tsinghua.org.cn)

连通性, 摒弃对弯曲度等宏观概化参数的依赖; 此外, 还可以解释动态多相流、阻滞、指形效应(非均质)等微观流动特性。

等效孔隙网络模型是孔隙结构模型的一种, 是基于岩土介质的物理性质参数统计结果, 建立反映其孔隙分布、空间连通性等的孔隙结构。等效孔隙网络模型最早由 Fatt^[1]提出, 其基于毛细管模型提出二维网络模型, 并结合球颗粒堆积模型反映孔隙间的连通性。Nicholson 等^[2]建立了三维等效孔隙网络模型, 并进行准静态两相流计算。之后许多学者对孔隙网络模型的孔隙形态进行研究, Dullien^[3]将孔隙间的连通喉道简化为连续的毛细管段。Reeves 等^[4]建立了恒定配位数等效孔隙网络模型, 并进一步考虑孔喉尺寸的线性变化。Acharya 等^[5]提出 BACON 键模型反映孔隙间配位键断面面积的变化, 模型中配位键的半径随位置变化, 满足 Beti's 影响线数学表达式。Raoof 等^[6]为了能够反映孔隙间连通的多向性及无序性, 将孔隙的连通方向扩展至 13 个不同的方向, 即每个孔隙初始情况下与 26 个相邻的孔隙相连, 为了反映不同岩土介质的孔隙连通性, 基于逾渗理论提出了稀疏算法。Gao 等^[7]建立了高连通性砂土的等效孔隙网络模型, 有效模拟了地下水曝气修复中的气液两相流动过程。王晨晨等^[8]针对碳酸岩盐建立了多尺度耦合等效孔隙网络模型。

总结以上孔隙结构模型研究发现, 等效孔隙网络模型可以有效模拟岩土介质孔隙结构, 但目前对于不同岩土介质连通性、各向异性特征考虑较少。

相对渗透率-饱和度关系曲线、基质吸力-饱和度关系曲线是研究岩土介质非饱和渗流特性基本特征曲线, 由于试验获得这些基本水力特征参数耗时较长, 尤其对于低渗透岩土介质, 如致密砂岩、页岩等, 获取非饱和特征参数更加困难。等效孔隙网络模型可以从微观尺度模拟两相流动运动过程, 进而获得相应岩土介质的水力特征参数。

Fatt 等^[1]首次运用等效孔隙网络模型来模拟两相流过程中的相对渗透率随饱和度变化关系。随后许多学者对孔隙网络模型模拟多相流问题展开研究, 但大多研究工作集中在准静态孔隙网络模型^[9-11], 模型中忽略黏滞力的作用, 两相流过程中只考虑基质吸力。Joekar-Niasar 等^[11]采用管道模型和球管模型分别模拟气液两相流, 结果表明管道模型无法反映吸水-排水滞回特征, 此外, 通过球管模型获得了基质吸力-饱和度-界面面积三者之间的动态关系。

动态孔隙网络模型由 Koplik 等^[12]首次提出, 由于动态模型可以计算相界面位置, 更真实地反映实际多孔介质中非饱和流动特性, 成为孔隙尺度多相流研究的热点问题^[13]。Gao 等^[14]建立三维动态孔隙网络模

型, 模拟污染场地地下水曝气修复过程中气液两相流特性。Huang 等^[15]建立了页岩基质动态两相流模型, 模型可以反映气液界面在孔隙内扩张过程, 由于孔隙为立方体孔隙, 对于润湿相在孔隙边角的滞留现象可以反映, 其气液界面进入孔隙内类似于等界面推进。

总结以上孔隙尺度两相流研究可知: 在两相流计算模型方面的进展可以看出, 对于毫米、微米级孔隙的岩土介质如砂土、砂岩等建立了较完善的动态两相流模型, 但对于微纳米孔隙介质研究较少; 此外, 两相流模型中对于动态反映弯液面扩展研究较少。

为此, 本文在等效孔隙网络模型建立方面, 通过配位键阈值的判断反映不同岩土介质连通性, 并定义各向折减系数体现岩土介质孔隙结构多向性、各向异性, 通过相连孔隙计算孔喉尺寸反映孔隙、孔喉空间相关性; 另一方面, 在两相流计算方面, 本文提出弯液面动态扩展模型模拟多相动态入侵过程。

1 等效孔隙网络模型建立方法

图 1 所示为等效孔隙网络模型建立的流程图, 等效孔隙网络模型建立需要相应岩土介质的结构信息, 包括孔隙度、孔隙尺寸分布、孔喉尺寸分布、孔隙间连通性(平均配位数)。

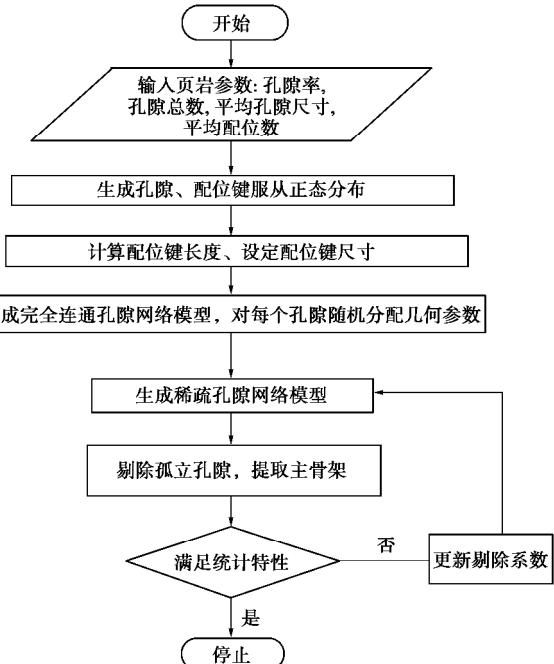


图 1 等效孔隙网络模型构建流程图

Fig. 1 Flow chart of establishing EPNM

获得岩土介质的孔隙结构信息后, 根据孔隙尺寸分布、孔隙度可以计算孔隙网络模型中孔隙间距, 即配位键的长度, 计算的孔隙间距可确定各孔隙的空间坐标。初始孔隙配位键的设置参考 Raoof 等^[6]提出的方法, 各孔隙通过 26 个配位键与相邻的孔隙连接(图

2), 节点的拓扑编号原则依次为从下到上、从前到后、从左到右。

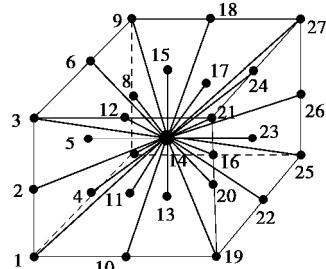


图 2 孔隙连通代表性单元

Fig. 2 Representative element of pore connectivity

基于以上步骤可以建立每个孔隙具有 26 个配位键的全连通孔隙网络模型。该立方体型孔隙网络模型中具有 6 个边界面, 考虑到实际岩土介质中渗流问题, 边界面处由于与外界存在压力梯度不会出现平面流动, 而是流体直接流至裂隙通道。因此模型需要对进出边界面处孔隙间的配位键进行剔除, 选取单元体进行计算时, 单元体 6 个边界面内无平面流动发生。

为了反映实际岩土介质连通性、各向异性特征, 需要降低介质内的孔隙连通性。本研究中对每个配位键进行随机判断, 每个配位键设置阈值反映该键存在的概率, 每个配位键的阈值 (p_t) 与随机生成的剔除数 (n_r) 比较, 小于对应剔除数时, 该连通方向的配位键剔除。配位键阈值的计算公式为

$$p_t = \min[N_{ci} / N_i, N_{cj} / N_j], \quad (1)$$

式中, N_{ci} , N_{cj} 为由正态分布随机分配给相连孔隙 i , j 的配位键数, N_i , N_j 为孔隙 i , j 连通的方向数。为了反映孔隙连通性的变化以及满足模型稳定性要求, 研究中针对剔除数定义了折减因子 a , a 取值在 0~1 之间, 其与孔隙的平均配位数、总孔隙数成负相关, 即孔隙连通性高的岩土介质, a 取值较小, 则模型生成的孤立孔隙数减少; 此外, a 取值需要满足统计规律, 即多组等效孔隙网络模型具有稳定性。

最后, 孔隙网络模型建立后, 需要对流体流动的孔隙主骨架进行搜索提取, 剔除孤立孔隙和孔隙串(图 3)。

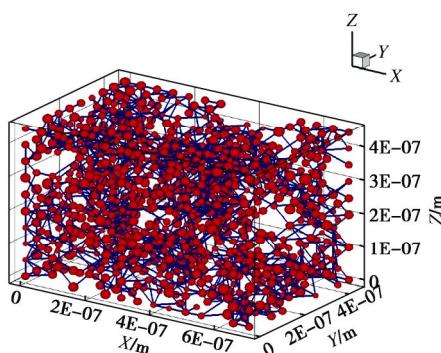


图 3 三维孔隙网络模型

Fig. 3 3D pore-network model

图 4 所示为孔隙网络模型总孔隙数、配位键数统计结果, 可以看出孔隙数以及配位键总数的变异系数(反映每一组数偏离平均值程度) 基本在 5% 内, 表明模型稀疏算法具有较好的稳定性。

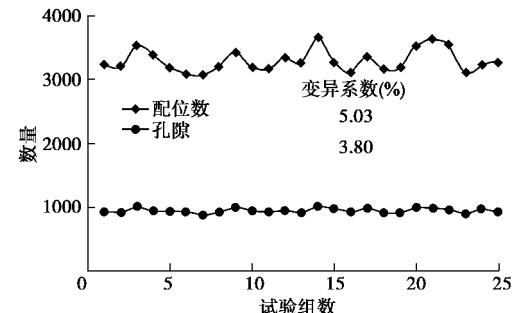


图 4 孔隙网络模型稳定性验证结果

Fig. 4 Stability analysis of pore-network model

2 岩土介质孔隙结构模型有效性验证

本节主要选取砂土、砂岩以及页岩三类岩土介质展开讨论, 对模型的有效性进行验证。以上三类岩土介质孔隙尺寸由毫米级别逐渐过渡到纳米尺度; 另一方面, 其孔隙间的连通性也由高连通性逐渐向低连通性转变。

2.1 砂土: 高连通性各向同性

砂土介质一般具有较强的渗透性, 孔隙尺寸一般在几十微米到几毫米之间。Mahmoodlu 等^[16]对不同颗粒级配的砂土介质进行球颗粒堆积模拟, 并抓取孔隙结构。抓取获得的孔隙结构信息包括: 孔隙半径分布在 20~250 μm , 孔喉尺寸在 20~200 μm 。建立等效孔隙网络模型需要岩土介质孔隙连通性信息, 本文通过文献调研总结出了砂土、砂岩到页岩的平均配位数范围的重要参数^[8-9, 17], 如表 1 所示。

表 1 不同岩土介质孔隙连通性

Table 1 Pore connectivity of different geomaterials

土壤类别	孔隙平均配位数
砂土	6.5~12
砂岩	3.5~4.5
页岩	≤3.5

砂土等效孔隙网络模型建立基于以上参数信息, 砂土孔隙结构具有较好的连通性。文中选取砂土介质作为典型的高连通性各向同性岩土介质, 对比 Mahmoodlu 等^[16]的数据, 本文分别建立了不同孔隙度、不同平均孔隙尺寸的砂土介质孔隙网络模型, 通过对固有渗透率的计算来验证模型有效性, 同时可以为孔隙度、平均孔隙尺寸对砂土介质固有渗透率影响分析提供参考。表 2 计算的固有渗透率与 Mahmoodlu 等^[16]通过抓取孔隙结构计算的结果处在同一数量级 (10^{-10} m^2), 图 5 为选取孔隙度 0.30 时生成的砂土介质孔隙网络模型。

表 2 不同孔隙度砂土介质固有渗透率

Table 2 Intrinsic permeability for sand soil with different porosities

孔隙度 Φ	固有渗透率 $k/(10^{-10} \text{ m}^2)$
0.300	4.72
0.325	4.75
0.350	4.97
0.375	5.48
0.400	6.20

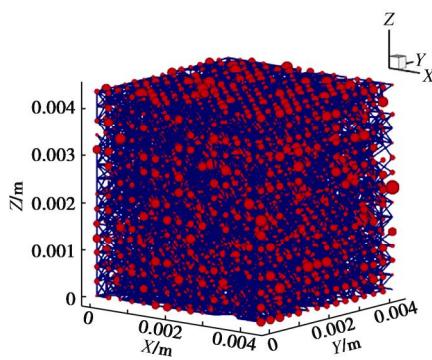


图 5 砂土介质孔隙网络模型 (高连通性各向同性)

Fig. 5 Pore-network model for sand (high connectivity isotropy)

2.2 砂岩: 低连通性各向同性

许多学者针对 Berea 和 Fontainebleau 砂岩做了大量试验, 包括 CT 扫描重构三维孔隙网络模型^[10, 18-21], 获取了大量基础数据。砂岩的平均配位数可根据表 1 选取。本文为了对比方便, 基于 Berea 和 Fontainebleau 砂岩 CT 扫描后重构获得数据建立等效孔隙网络模型。

等效孔隙网络模型的基本参数如表 3 所示^[10, 18-21], 表 3 中同时对比了等效孔隙网络模型计算的渗透率以及与试验测得的渗透率。

图 6 所示为依据 Berea 砂岩试验数据建立的等效孔隙网络模型。图 7 所示为依据 Fontainebleau 砂岩试验建立的等效孔隙网络模型。表 3 所计算的 Berea 砂岩和 Fontainebleau 砂岩渗透率与试验结果吻合较好, 也验证了该等效孔隙网络模型对于低连通性岩土介质水力特征参数计算的有效性。

2.3 页岩: 低连通性各向异性

各向异性是岩土介质典型特性, 尤其对于低渗透

岩土介质, 主渗透方向渗透系数与其余方向相差较大。文中选取页岩作为低连通性各向异性岩土介质原型, 建立页岩基质的等效孔隙网络模型, 通过等效孔隙网络模型反映各向异性特性。Barnett、Macellos、Eagle Ford 以及国内的龙马溪组页岩为典型的页岩气产地, 许多学者也针对上述页岩做了大量研究^[22-25], 本文所选取的页岩基质的物理性质数据也源于以上产地的页岩典型参数 (表 4)。

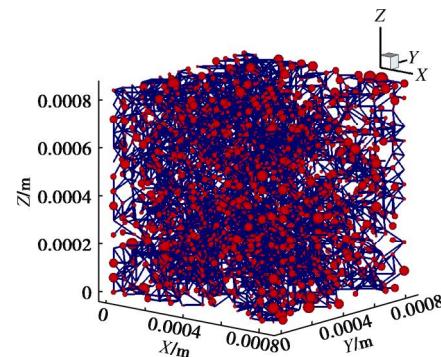


图 6 Berea 砂岩等效孔隙网络模型 (低连通性各向同性)

Fig. 6 Equivalent pore-network model for Berea sandstone (low connectivity isotropy)

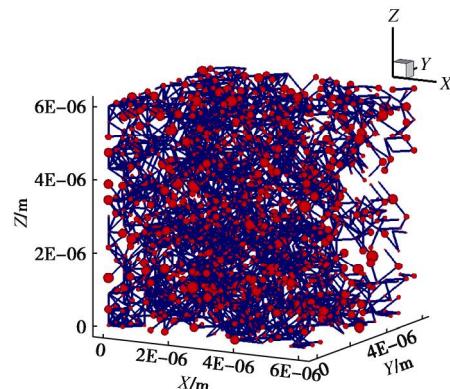


图 7 Fontainebleau 砂岩等效孔隙网络模型 (低连通性各向同性)

Fig. 7 Equivalent pore-network model for Fontainebleau sandstone (low connectivity isotropy)

页岩储层水平向具有较好的连通性, 垂直向相对连通性较弱, 在建立页岩基质等效孔隙网络模型时需

表 3 砂岩等效孔隙网络模型基本参数

Table 3 Parameters of equivalent pore-network model for sandstone

砂岩类别	模型尺寸	孔隙度	最大孔隙尺寸/ μm	最小孔隙尺寸/ μm	平均孔隙尺寸/ μm	平均配位数	计算值渗透率/ (10^{-15} m^2)	试验值渗透率/ (10^{-15} m^2)
Berea 砂岩	15 m×15 m×15 m	0.20	235.1	0.01	40	3.0	403	350
Fontainebleau 砂岩	15 m×15 m×15 m	0.05	0.871	0.01	0.13	2.5	0.00152	0.00120

表 4 典型页岩基本岩石物理参数

Table 4 Physical parameters of typical shale

基本参数	最大孔隙尺寸/ nm	最小孔隙尺寸/ nm	平均孔隙尺寸/ nm	孔隙度	平均配位数	X 方向折减因子	Y 方向折减因子	Z 方向折减因子
取值	500	50	300	0.07	3	0.30	0.35	0.45

要考虑到此特性。图 8 所示为建立的页岩基质孔隙网络模型, X 方向为主流动方向, 连通性高于 Y, Z 方向。计算的典型页岩基质渗透率分别为: $k_x=5.53\times 10^{-17}$ m^2 , $k_y=4.38\times 10^{-17}$ m^2 , $k_z=8.83\times 10^{-18}$ m^2 。

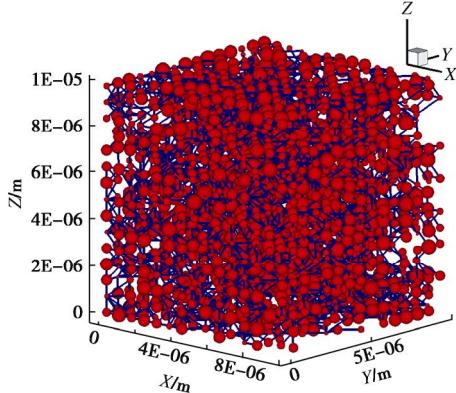


图 8 页岩等效孔隙网络模型 (低连通性各向异性)

Fig. 8 Equivalent pore-network model for shale (low connectivity anisotropy)

3 孔隙尺度动态两相流模型计算原理

本文孔隙尺度动态两相流模型基于自主编制的 MATLAB 计算程序实现。孔隙尺度两相流动模型可以直观反映孔隙内不同流体的动态分布及流动过程中优势流动、阻滞等现象。本文研究集中在微纳米孔隙尺度岩土介质中两相流动特性, 此类岩土介质一般孔隙与孔喉间的尺寸差异较大, 在建立两相流动模型时可以忽略孔喉的体积, 孔喉只起到流动通道的作用。但需要考虑孔喉断面面积以及孔隙间喉道的长度。动态流动中考虑气、液界面在孔隙内的动态扩张。

本研究模型在计算过程中采用双压力模型, 即孔隙内同时考虑润湿相与非润湿相, 气液界面流动非单一的活塞流, 弯液面动态扩展可以得到较好反映 (图 9 所示)。计算的基本方程包括: 计算压力项的流量连续方程 (式 2), 不考虑压缩性; 求解各相态饱和度的各相质量守恒方程 (式 6)。

$$\sum_{j=1}^n (Q_{ij,w} + Q_{ij,nw}) = 0 \quad , \quad (2)$$

$$Q_{ij,a} = -K_{ij,a} \Delta p_{ij,a} \quad (a = w, nw) \quad , \quad (3)$$

式中, K_{ij} 为喉道导流系数, 润湿相、非润湿相的导流系数表达式主要取决于各自的黏滞系数:

$$K_{ij,w} = \frac{\pi r_{ij}^4}{8m_w l_{ij}} \quad , \quad (4)$$

$$K_{ij,nw} = \frac{\pi r_{ij}^4}{8m_g l_{ij}} \quad , \quad (5)$$

$$V_i \frac{\Delta S_{i,a}}{\Delta t} = - \sum_{j=1}^n Q_{ij,a} \quad (a = w, nw) \quad , \quad (6)$$

式中, 润湿相与非润湿相饱和度之和为 1, 即

$$S_{i,w} + S_{i,nw} = 1 \quad . \quad (7)$$

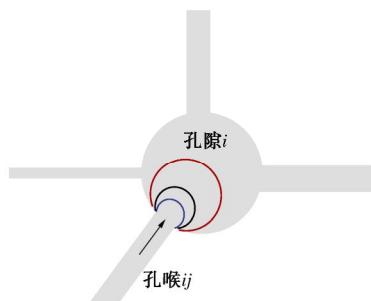


图 9 弯液面动态入侵过程

Fig. 9 Dynamic invasion process of meniscus

研究中针对孔隙内气液界面的扩展提出了相应的基质吸力-饱和度动态变化关系。两相流动计算中考虑到页岩基质内孔隙、孔喉尺寸差异大, 假设非润湿相界面在孔隙内呈现出球形气泡状扩展。图 9 可以看出在该假设条件下, 弯液面与孔隙边壁的接触角为 90° , 弯液面的半径在孔喉半径 (r_{ij}) 与孔隙半径 (r_i) 之间。式(8)中给出了基质吸力与弯液面半径间的动态关系, 通过本文的上述假设, 弯液面半径与孔隙内饱和度的动态关系可以建立, 建立后以饱和度代替弯液面半径推导出基质吸力与孔隙内饱和度间的动态关系。

$$p_c = p_{nw} - p_w = \frac{2s \cos a}{r} \quad , \quad (8)$$

式中, s 为气液界面张力系数, 一般气、水界面在 20°C 时取 $s=0.0728 \text{ N/m}$, a 为接触角。

弯液面半径与饱和度间动态关系需要定解条件, 本文中初始时假设弯液面半径为孔喉 ij 半径, 最终非润湿相充满孔隙时, 弯液面半径为孔隙 i 半径。

$$r = r_{ij}, \quad S_w = 1 - \frac{r_{ij}^3}{2r_i^3} \quad , \quad (9)$$

$$r = r_i, \quad S_w = 0 \quad . \quad (10)$$

饱和度 S_w 与孔隙内液相体积分数相关, 液相体积又与孔隙半径呈立方关系, 因此可以假设弯液面半径 (r_c) 与饱和度关系为

$$r_c = a \cdot S_w^{1/3} + b \quad . \quad (11)$$

联合式 (8) 可得任一孔隙 i 中两相流动基质吸力与饱和度的关系式

$$p_c = \frac{2s \cos a}{r_i(r_i - r_{ij}) \cdot S_w^{1/3}} \quad . \quad (12)$$

获得基质吸力与饱和度关系后, 联立式(2), (6), (7) 可进行整个孔隙网络模型中非润湿相、润湿相压力以及饱和度分布。计算中压力采用隐式计算、饱和度采用显式计算。获得各孔隙非润湿相压力后, 根据式 (8) 可计算出润湿相压力。获得压力项后, 需要更

新相应时间步各孔隙内饱和度, 根据式(6), 将润湿相作为计算项, 展开后可得

$$V_i \frac{\Delta S_{i,w}}{\Delta t} = \sum_{j=1}^n K_{ij,w} [(p_{i,nw} - p_{i,c}) - (p_{j,nw} - p_{j,c})] \quad (13)$$

显式计算对于时间步要求较高, 需要满足孔隙间的协调稳定性, 本文中任一孔隙可出现吸水、排水两种情况, 依据以上两种情况分别求解各孔隙吸水、排水时间步: 式(14)为排水孔隙时间步计算, 考虑单一时间步孔隙排水完全; 式(15)为吸水孔隙时间步计算, 考虑单一时间步孔隙内充满水。上述时间步针对网络模型内任一孔隙进行计算, 当获得所有孔隙排完水或充满水时间步后, 选取所有时间步最小值作为整个孔隙网络模型计算时间步, 该方法可以确保每一时间步只有单个孔隙充满水或充满气体。

$$\Delta t_i = \frac{V_i \cdot S_{i,w}}{\sum_{j=1}^n Q_{ij,nw}} \quad (14)$$

$$\Delta t_i = \frac{V_i \cdot (1 - S_{i,w})}{\sum_{j=1}^n Q_{ij,w}} \quad (15)$$

本文模型在计算过程中为了提高计算效率, 非润湿相在单一时间步可以同时充满多个孔隙。整个孔隙网络模型计算时间步需要满足预设的误差限, 误差限的设置可以确保总的计算物理时长。多个孔隙同时填充时, 需要判断该孔隙是否满足非润湿相入侵条件, 即孔隙两端非润湿相与润湿相压差是否大于孔喉处的基质吸力, 若大于则该孔隙可以填充, 否则搜索下一孔隙。

$$\frac{\Delta t_i - (\Delta t)_{\min}}{(\Delta t)_{\min}} < D_{\text{error}} \quad (16)$$

4 工程应用: 含水页岩基质内两相流

已有页岩储层数据表明, 页岩储层中初始水饱和度约为30%, 伴随着水力劈裂过程中大量劈裂液注入, 储层中液相饱和度增加, 页岩气体的流动会呈现出显著的两相流动特性, 尤其在裂隙附近区域。页岩基质非常致密, 孔隙连通性低, 水力劈裂后基质内吸水深度在0.5 m左右, 因此水力劈裂后页岩气在裂隙涵盖区域呈现出非润湿相冲破润湿相阻隔的现象。

由于页岩中有机质部分呈现疏水性, 而无机质部分则因含有黏土矿物表现出亲水性, 这使得页岩储层呈现出混合润湿特性。此外, 页岩中纳米级孔道以及天然微裂隙在气液两相界面具有较大基质吸力, 使得劈裂液大部分滞留在储层中无法回收。现场监测数据表明, 劈裂液的回收率只有30%±10%^[26]。这也说明页岩储层在水力劈裂后呈现出高液相饱和度特征, 本

文选取裂隙附近区域作为页岩基质内两相流动特性物理模型, 研究页岩气开采中两相流动过程、优势渗流特征以及页岩基质相对渗透率曲线, 为实际页岩气开采宏观计算模拟提供基础数据。

4.1 物理模型概化

页岩基质模型选取如图10所示, 页岩基质紧邻水力劈裂裂隙, 左侧为含气储层, 右侧为水饱和裂隙, 本节所指水饱和即指劈裂液饱和。该物理模型针对的基本问题为气相击穿水饱和页岩基质的水动力特性。页岩基质等效孔隙网络模型基本物理参数与2.3节相同, 包括平均孔隙尺寸分布300 nm, 平均孔喉尺寸6 nm, 孔隙度为7%。模型的几何尺寸在X, Y, Z方向为8 μm×5 μm×5 μm, 渗流主轴沿着X方向。

基质内初始条件: 初始孔隙水压力为5 MPa, 初始状态为水饱和, 即S_w=1。

模型边界条件: 流动方向如图沿X轴, 上游边界(左侧)为定压边界, 设定压力为20 MPa, 上游边界连接含气储层, 设定水饱和度为零, 即S_{hw}=1。下游边界连接裂隙, 为恒定压力边界, 压力为5 MPa, 该压力与初始页岩基质内等压。下游裂隙为水饱和状态(S_w=1)。

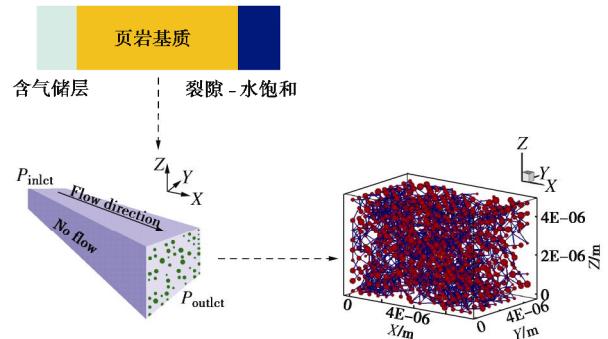


图 10 页岩基质两相流动物理模型

Fig. 10 Physical model for two-phase flow in shale matrix

4.2 水力特征参数计算

图11所示为页岩基质不同孔隙连通性对于残余饱和度影响, 可以看出随着平均配位数(N_{ave})的增加, 页岩基质内残余饱和度降低。平均配位数增加到5时, 残余饱和度下降为16%, 较低残余饱和度更有利页岩气体形成连续通道产出。在计算特定岩土介质相对渗透率曲线时(图12), 孔隙尺度动态两相流模型可以摒弃对经验公式的依赖, 各相态的相对渗透率为各相态出流量与单相流出流量的比值。为了避免边界条件的影响, 选取内部多层孔隙网络进行相对渗透率特性计算, 计算结果反映出较好的稳定性, 残余饱和度基本维持在30%左右。由于该孔隙网络模型中孔隙为球形, 孔喉通道为圆柱形, 润湿相沿孔隙、孔喉壁面处的流动文中不予考虑, 因此计算的相对渗透

率曲线即使在残余水饱和度30%情况下, 非润湿相的相对渗透率非常高。

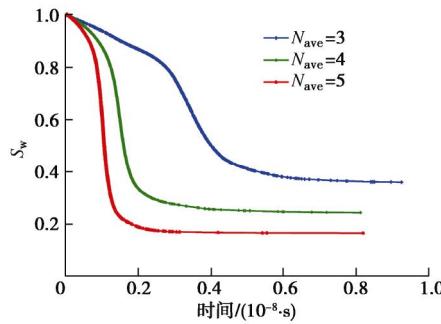


图 11 孔隙连通性与饱和度变化关系

Fig. 11 Variation of saturation with pore connectivity

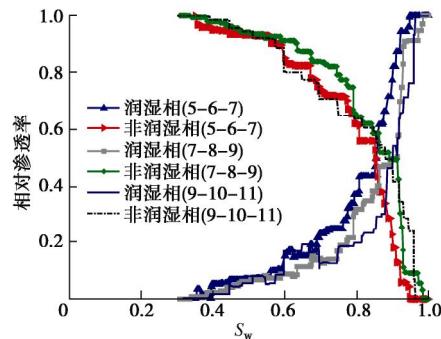
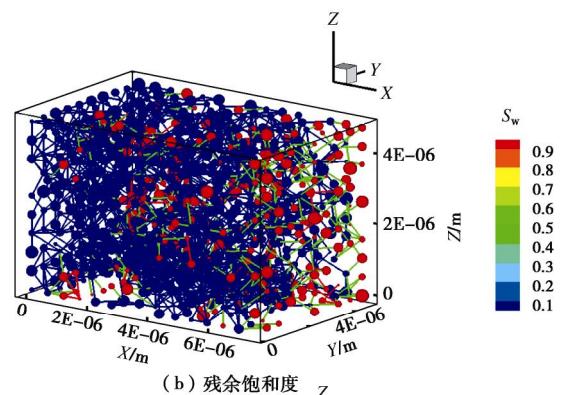
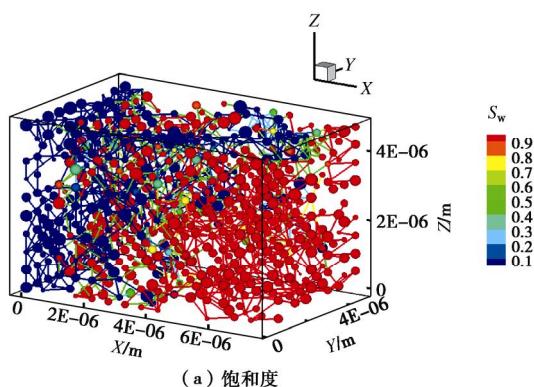


图 12 相对渗透率关系曲线

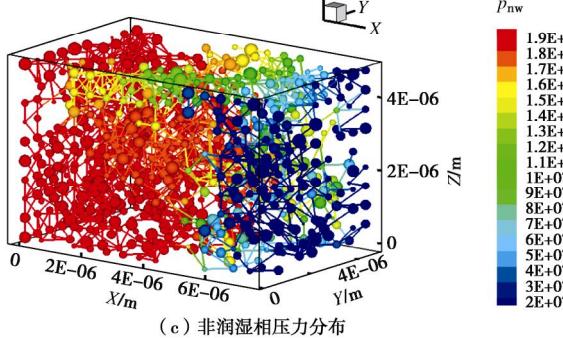
Fig. 12 Relative permeability curves

4.3 孔隙尺度两相流时空变化特征

本文建立的三维孔隙网络多相渗流计算模型可以直观反映不同相流体在孔隙介质中动态运移及分布情况。图 13 (a), (b) 分别表示饱和度分布以及最终残余饱和度分布, 图 13 (c) 为非润湿相压力分布, 可以看出岩土介质中由于孔隙尺寸分布、连通性等差异会导致明显的优势渗流通道, 图 13 (a) 中基质上部存在明显优势通道, 饱和度快速下降, 图 13 (c) 中的非润湿相压力也与图 13 (a) 饱和度分布结果一致。此外, 本文对比了平均配位数为 4 时孔隙网络模型饱和度及残余饱和度三维时空分布图(图 14), 可以看出随着平均配位数的增加, 残余饱和度显著减小。基质内的残余饱和度由平均配位数为 3 时的 $S_r=31\%$ 下降到平均配位数为 4 时的 $S_r=16\%$ 。



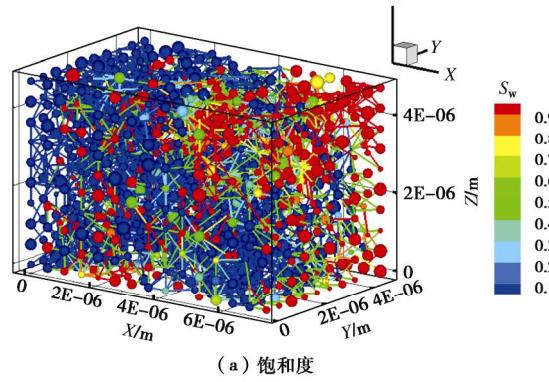
(b) 残余饱和度



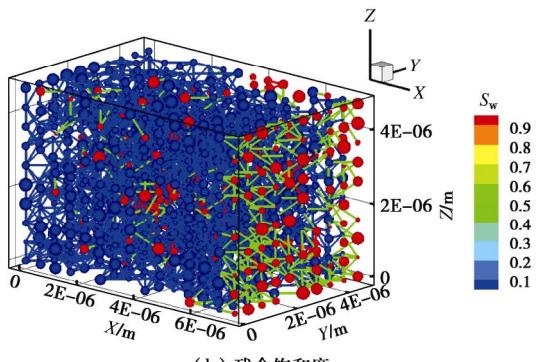
(c) 非润湿相压力分布

Fig. 13 Spatial distribution of two-phase flow ($N_{ave}=3$)

Fig. 13 Spatial distribution of two-phase flow ($N_{ave}=3$)



(a) 饱和度



(b) 残余饱和度

Fig. 14 Spatial distribution of two-phase flow ($N_{ave}=4$)

Fig. 14 Spatial distribution of two-phase flow ($N_{ave}=4$)

5 结语

本文建立了复杂岩土介质孔隙结构模型。将不同

岩土介质孔隙结构特性概化为孔隙尺寸分布、孔喉尺寸分布、连通性、孔隙度等基本物理参数, 构建相应的等效孔隙网络模型, 模型通过对各配位键设置阈值来反映其存在概率, 体现岩土介质孔隙连通性; 定义连通性折减因子反映岩土介质孔隙结构的多向性以及各向异性特性。孔喉尺寸由相连孔隙决定, 满足孔隙、孔喉的空间相关性; 通过计算不同岩土介质渗透率与试验数据对比验证模型的有效性。

在孔隙结构模型基础上, 发展了考虑弯液面动态扩展的两相流数学模型, 该模型可以较好地反映多相流中非润湿相的动态扩张过程, 利用模型分析了页岩气开采中水饱和区域的两相流动过程, 获得了页岩气两相流动中击穿曲线以及相对渗透率曲线等水力特征参数; 此外, 对孔隙连通性进行了敏感性分析, 计算结果表明: 随着平均配位数增加, 基质内残余饱和度降低。

参考文献:

- [1] FATT I. The network model of porous media: I capillary pressure characteristics[J]. *Trans. AIME*, 1956, **207**: 144.
- [2] NICHOLSON D, PETROPOULOS J H. Capillary models for porous media: III two-phase flow in three-dimensional network with Gaussian radius distribution[J]. *Journal of Physics D: Applied Physics*, 1971, **4**(2): 181 – 189.
- [3] DULLIEN F A. *Porous Media-fluid Transport and Pore Structure*[M]. New York: Academic Press, 1979.
- [4] REEVES P C, CELIA M A. A function relationship between capillary pressure, saturation, and interfacial area as revealed by a pore-scale network model[J]. *Water Resources Research*, 1996, **32**(8): 2345 – 2358.
- [5] ACHARYA R C, SJOERD E A T M, LEIJNSE A. Porosity-permeability properties generated with a new 2-parameter 3D hydraulic pore-network model for consolidated and unconsolidated porous media[J]. *Advances in Water Resources*, 2004, **27**: 707 – 723.
- [6] RAOOF A, HASSANIZADEH S M. A New method for generating pore-network models of porous media[J]. *Transport in Porous Media*, 2009, **81**(3): 391 – 407.
- [7] GAO S Y, MEEGODA J N, HU L M. Two methods for pore network of porous media[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2012, **36**: 1954 – 1970.
- [8] 王晨晨, 姚军, 杨永飞, 等. 基于规则网络的碳酸盐岩多尺度网络模型构建方法研究[J]. *计算力学学报*, 2013, **30**(2): 0231 – 0235. (WANG Chen-chen, YAO Jun, YANG Yong-fei, et al. The construction of carbonate multiscale network model based on regular network[J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2013, **30**(2): 0231 – 0235. (in Chinese))
- [9] ARNS J Y, ROBINS V, SHEPPARD A P, et al. Effect of network topology on relative permeability[J]. *Transport in Porous Media*, 2004, **55**: 21 – 46.
- [10] BLUNT M J, JACKSON M D, PIRI M, et al. Detailed physics, predictive capabilities and macroscopic consequences for pore-network models of multiphase flow[J]. *Advances in Water Resources*, 2002, **25**: 1069 – 1089.
- [11] JOEKAR-NIASAR V, HASSANIZADEH S M, LEIJNSE A. Insights into the relationships among capillary pressure, saturation, interfacial area and relative permeability using pore-network modeling[J]. *Transport in Porous Media*, 2008, **74**: 201 – 219.
- [12] KOPLIK J, LASSETER T J. One and two-phase flow in network models of porous media[J]. *Chemical Engineering Communications*, 1984, **26**: 285 – 295.
- [13] JOEKAR-NIASAR V, HASSANIZADEH S M, DAHLE H K. Non-equilibrium effects in capillarity and interfacial area in two-phase flow: dynamic pore-network modelling[J]. *Journal of Fluid Mechanics*, 2010, **655**: 38 – 71.
- [14] GAO S Y, MEEGODA J N, HU L M. A dynamic two-phase flow model for air sparging[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2013, **37**: 1801 – 1821.
- [15] HUANG X W, BANDILLA K W, CELIA M A. Multi-physics pore-network modeling of two-phase shale matrix flows[J]. *Transport in Porous Media*, 2016, **111**: 123 – 141.
- [16] MAHMOODLU M G, RAOOF A, SWEIJEN T, et al. Effects of sand compaction and mixing on pore structure and the unsaturated soil hydraulic properties[J]. *Vadose Zone Journal*, 2016, **15**(8): 1 – 11.
- [17] HAUGHEY D P, BEVERIDGE G G. Local voidage variation in a randomly packed bed of equal-sized spheres[J]. *Chemical Engineering Science*, 1966, **21**(10): 905 – 915.
- [18] ØREN P E, BAKKE S. Process based reconstruction of sandstones and prediction of transport properties[J]. *Transport in Porous Media*, 2002, **46**: 311 – 343.
- [19] VALVATNE P H, PIRI M, LOPEZ X, et al. Predictive pore-scale modeling of single phase and multiphase flow[J].

- Transport in Porous Media, 2005, **58**: 23 - 41.
- [20] MADONNA C, QUINTAL B, FREHNER M, et al. Synchrotron-based X-ray tomography microscopy for rock physics investigations[J]. Geophysics, 2013, **78**(1): 53 - 64.
- [21] SHARQAWY M H. Construction of pore network models for Berea and Fontainebleau sandstones using non-linear programming and optimization techniques[J]. Advances in Water Resources, 2016, **98**: 198 - 210.
- [22] SOEDER D J. Porosity and permeability of Eastern Devonian gas shale[J]. SPE Formation Evaluation, 1988, **3**: 116 - 124.
- [23] CURTIS M E, SONDERGELD C H, AMBROSE R J, et al. Microstructural investigation of gas shales in two and three dimensions using nanometer-scale resolution imaging[J]. AAPG Bulletin, 2012, **96**(4): 665 - 677.
- [24] CHALMERS G R, BUSTIN R M, POWER I M. Characterization of gas shale pore systems by porosimetry,
- pycnometry, surface area, and field emission scanning electron microscopy/transmission electron microscopy image analyses: examples from the Barnett, Woodford, Haynesville, Marcellus, and Doig units[J]. AAPG Bulletin, 2012, **96**(6): 1099 - 1108.
- [25] 郭为, 熊伟, 高树生, 等. 页岩气等温吸附/解吸特征[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2013, **44**(7): 2836 - 2840. (GUO Wei, XIONG Wei, GAO Shu-sheng, et al. Isothermal adsorption/desorption characteristics of shale gas[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2013, **44**(7): 2836 - 2840. (in Chinese))
- [26] ROYCHAUDHURI B, TSOTSIDIS T, JESSEN K. An experimental investigation of spontaneous imbibition in gas shales[J]. Journal of Petroleum Science and Engineering, 2013, **111**: 87 - 97.

第 29 届全国土工测试学术研讨会通知

(2020 年 7 月 18, 19 日, 呼和浩特) 第 1 号通知

主办单位: 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会, 中国水利学会岩土力学专业委员会。

承办单位: 内蒙古工业大学等。

协办单位: 《岩土工程学报》编委会等。

大会邀请及主题: 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会, 中国水利学会岩土力学专业委员会拟定于 2020 年 7 月在呼和浩特召开“第 29 届全国土工测试学术研讨会”, 会议主题: “岩土工程勘察技术及土工测试新技术、新方法”。中国土木工程学会土力学及岩土工程分会, 中国水利学会岩土力学专业委员会邀请全国相关学科的专家、学者、科技工作者与工程技术人员, 特别是青年岩土工程工作者踊跃投稿, 集聚呼和浩特, 围绕会议主题探讨与交流土工测试最新研究成果与实践经验。

会议要点: 本次学术研讨会组织委员会、学术委员会由承办、协办单位, 学会专委会专家组成。会议将邀请国内著名土工测试专家进行特邀报告和主题报告, 并进行新编《土工试验方法标准》(GB/T50123—2019) 宣贯。

会议专题: ①岩土工程勘察技术; ②土基本性质测试; ③

土工物理模型试验; ④土工原测试技术; ⑤现场土工监测技术; ⑥环境土工测试技术; ⑦特殊土性质测试技术; ⑧土工微观测试新技术; ⑨土工测试新型技术设备。

会议论文与出版: 会议投稿论文要求为原创、未公开发表的内容, 论文篇幅一般在 5 页以内, 格式请参考《岩土工程学报》。会议期间将通过投票遴选优秀论文推荐到《岩土工程学报》(增刊)(EI 收录)、《地下空间与工程学报》、《内蒙古农业大学学报》、《内蒙古科技大学学报》、《内蒙古工业大学学报》其他论文将在论文集中刊出。

投稿邮箱: geotest2020@163.com

重要日期: ①2019 年 12 月 30 日前提交论文全文; ②2020 年 2 月 15 日前返回论文录用通知; ③2020 年 3 月 15 日前返回修改后论文。

会议联系方式: 地址: 内蒙古呼和浩特市新城区爱民街 49 号内蒙古工业大学土木工程学院, 邮政编码: 010051, 联系人: 刘俊芳: 18647964316; 杜强: 15560924010; 马建国: 18847187706。

(大会组委会 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE202001005

优先流作用下的胶体-重金属共迁移试验研究

张文杰¹, 李俊涛²

(1. 上海大学土木工程系, 上海 200444; 2. 上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海 200092)

摘要: 土壤中的重金属污染物大部分源自外界的工、农业排放, 地表土层是重金属迁移至地下的必经途径。由于干缩和动植物活动, 地表土中存在大孔隙, 形成污染物运移的优势通道, 在一些情况下, 这些通道是重金属穿过包气带向下迁移的唯一途径。针对胶体对重金属具有较大吸附能力且在优先流条件下具有移动性, 从而可能加快重金属污染物迁移这一问题, 通过等温吸附试验确定了上海表层褐黄色粉质黏土与土壤胶体对重金属镉、铅的吸附特征, 制备具有可重复性优先流特征的试验土柱, 进行优先流条件下胶体-重金属共迁移土柱淋滤试验, 分析得到胶体-重金属共迁移规律。试验结果表明, 胶体对重金属的吸附能力明显高于粉质黏土。有胶体情况下, 镉出流量是无胶体情况下镉出流量的1.49倍, 铅的出流量是无胶体情况下的33.88倍, 有胶体情况下土上吸附的重金属和孔隙溶液中的重金属浓度都低于无胶体的情况, 更多的重金属随胶体向下迁移, 优先流条件下胶体明显加快了重金属的迁移。虽然铅的源浓度和淋滤时间都大于镉, 但铅的出流量仅为镉的1/13, 由于易发生吸附, 铅在土中的迁移能力较弱。

关键词: 重金属; 优先流; 土壤胶体; 吸附; 共迁移

中图分类号: TU475 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0046-07

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

Investigation of co-migration of heavy metal with colloid under preferential flow

ZHANG Wen-jie, LI Jun-tao

(1. Department of Civil Engineering, Shanghai University, Shanghai 200072, China; 2. Shanghai Municipal Engineering Design Institute (Group) Co., Ltd., Shanghai 200092, China)

Abstract: Most of the heavy metal pollutants in soil come from external industrial and agricultural activities. Surface soil layer is the only access through which the heavy metal can migrate downward. Because of drying shrinkage and animal or plant activities, there are macropores in surface soil, which form preferential flow channels. In some cases, these channels are the only way for the heavy metal to pass through the vadose zone. Colloid has great adsorption capacity of heavy metal and can be transported under preferential flow, so the colloid may accelerate the migration of the heavy metal. The adsorption characteristics of heavy metal cadmium and lead in brown-yellow silty clay in Shanghai and soil colloid are determined by the isothermal adsorption tests. Leaching tests are carried out using the soil columns with repeatable preferential flow characteristics to investigate the colloid-heavy metal co-migration under preferential flow condition. The results show that the soil colloid has higher adsorption capacity of heavy metal than the silty clay. When there is colloid, the outflow of cadmium is 1.49 times higher than that without colloid, and the outflow of lead is 33.88 times higher than that without colloid. By the effect of colloid, the concentrations of heavy metal adsorbed in silty clay and kept in pore solution are both lower than those without colloid, so more heavy metal migrates downward. The migration of heavy metal is obviously accelerated by the colloid under preferential flow condition. Although the source concentration and leaching time of lead are both higher than cadmium, the outflow of lead is only about 1/13 of cadmium. The migration of lead in soil is weak due to high adsorption.

Key words: heavy metal; preferential flow; soil colloid; adsorption; co-migration

0 引言

伴随着工农业现代化进程, 人类向环境排放的污染物日益增多, 在众多污染物中, 重金属由于其不可降解性、生物积累效应、较低浓度下即具有较大毒性和“三致”(致突变、致癌和致畸)等特点, 成为一类

重点污染物而备受关注^[1-2]。在一定条件下, 重金属可随水流发生迁移, 穿过地表包气带从而对土壤和地下水造成污染。包气带是地表重金属进入地下土层的必

基金项目: 国家自然科学基金项目(41772300, 51478256)

收稿日期: 2019-04-01

经途径, 包气带表层中由于干湿交替、动物活动、植物根系、冻融与化学溶解以及人类耕作等作用而产生孔隙和缝隙, 从而形成溶质迁移的优先通道。大孔隙优先流是指水携带溶质沿着优先通道绕过大部分基质快速通过土壤介质的现象^[3]。研究表明^[4], 通常情况下重金属迁移范围有限, 但在优先流存在的情况下重金属迁移能力明显增大。同时, 在黏土中普遍存在的土壤胶体(粒径1 nm~2 μm)具有很强的重金属吸附能力, 有时会从土中分离出来, 作为重金属载体在土层中迁移, 从而扩大重金属的污染范围。研究优先流条件下胶体-重金属共迁移, 对于科学揭示表土中重金属迁移规律从而进行重金属污染防治, 具有重要理论和实践意义。

通常镉、铅等重金属在土中易发生吸附和沉淀、迁移较慢, 因此理论上主要分布在地表浅层, 但实际上在有些地区土中的迁移深度却很大^[5]。Welch等^[6]研究表明, 重金属几乎不会穿过均质土壤进入地下水; Smith^[7]研究发现, 因为重金属在大孔隙中的吸附和沉淀微乎其微, 所以大孔隙为土壤重金属迁移提供了通道; Kim等^[8]、Behbahaninia等^[9]、Garrido等^[10]研究表明, 优先流对土壤重金属迁移具有重要影响, 在有些情况下, 优先流是重金属穿过包气带到达地下水的唯一途径。张英虎等^[11]通过分析优先流区和基质流区土壤重金属浓度分布, 发现优先流区重金属浓度高于基质流区。目前对于优先流的试验研究一般基于两种优先流土样: ①采用天然地表土, 如郑欣等^[12]通过野外染色示踪试验, 研究了天然表土的优先流特征, 因大孔隙在表土中的分布具有随机性, 这种制样方法的可重复性较差; ②采用人工制造大孔隙的方法, 如人工插孔, 虽然具有可重复性, 但这种方法制造的大孔隙与实际大孔隙在孔径、大孔隙连通性和分布上均有较大差别。Kohne等^[13]、Zhou等^[14]、郭会荣^[15]均通过人工插管的方法研究了大孔隙对溶质迁移的影响, 发现优先流大大地加快了溶质迁移。除了优先流的作用外, 土壤可移动胶体也是加快重金属迁移的重要因素。Gamerdinger等^[16]通过土柱出流试验发现胶体可以具有很强的移动性, 其移动性受离子浓度影响; Sayers等^[17]发现高岭石胶体加快了¹³⁷Cs在砂柱中的迁移; Grolimund等^[18]通过土柱试验证实了饱和多孔介质中胶体明显促进了强吸附性重金属Pb²⁺的迁移; Roy等^[19]研究了不同酸碱度和离子浓度条件下胶体对重金属Ni²⁺迁移的影响。但目前极少有考虑优先流的土壤胶体-重金属共迁移研究。综上所述, 目前对于优先流条件下重金属迁移的试验研究还不完善, 对优先流作用下土壤胶体-重金属共迁移的研究还需要进一

步深入。

本文将烘干后的黏土碾碎成大小不一的土块, 通过控制干密度和土块粒径组成制成大孔隙优先流试样, 从而使试样具有可重复性, 利用此试样进行有、无土壤胶体情况下重金属镉和铅的淋滤试验, 研究了优先流条件下胶体-重金属共迁移规律。

1 试验材料

来源于外界的重金属一般要穿过表层土向下迁移, 因此选择上海市地表杂填土之下的第一个稳定土层, 即②₁层褐黄色粉质黏土作为本文试验用土, 基本参数列于表1, 化学成分见表2, 其主要矿物成分为石英(64.7%)、白云母(24.0%)和斜绿泥石(11.3%), 粉质黏土中的金属离子含量测定结果列于表3。采用传统的虹吸法(GB7872—87), 使用膨润土制备土壤胶体, 因用量极少, 故使用业内熟知的高庙子膨润土。

表1 试验用土的基本参数

Table 1 Basic parameters of test soils

土类	颗粒密度 (g·cm ⁻³)	液限/%	塑限/%	天然含水率/%
粉质黏土	2.71	38.10	24.3	12.4
膨润土	2.76	163	32.0	9.6

为保证制成的土样中具有大孔隙优先路径, 将烘干后的粉质黏土碾碎成大小不一的土块, 混合均匀后填筑成直径15 cm的土柱, 控制干密度为1.15 g/cm³, 使用亮蓝作为染色剂进行染色示踪试验, 确定了具有明显优先流特征土柱的土块粒径组成比例(图1), 按此固定比例重复制样, 进行本文的各平行试验。下文将通过Cl⁻出流试验对土柱中优先流一致性进行验证。

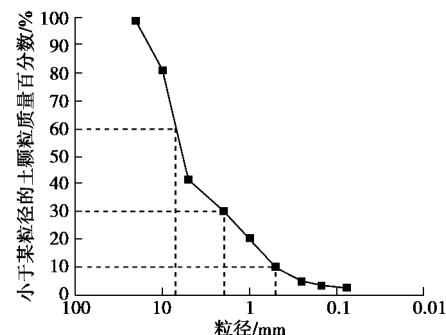


图1 供试土柱的土块粒径组成

Fig. 1 Grain-size distribution of test soil column

2 等温吸附试验

试验采用的化学试剂分别为Cd(NO₃)₂·4H₂O、Pb(NO₃)₂的分析纯。选择重金属镉的初始浓度C₀为25, 40, 50, 60, 75, 80, 100, 125, 150, 200, 300, 400, 500 mg/L, 铅的初始浓度为25, 50, 75, 100, 125,

表2 粉质黏土的化学成分

Table 2 Chemical compositions of silty clay

(%)

化学成分	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	K ₂ O	MgO	Na ₂ O	TiO ₂	MnO ₂
含量	62.81	13.63	5.34	3.82	2.26	2.25	1.24	0.78	0.10

表3 粉质黏土的金属元素含量

Table 3 Metal elements in silty clay

(mg·g⁻¹)

金属元素	K	Fe	Al	Na	Mg	Ca	Mn	Zn	Cr	Pb	Cd	Cu
含量	21.20	18.05	11.07	7.50	7.36	5.43	0.472	0.063	0.082	0.041	0.033	0.029

150, 175, 200, 225, 250, 275, 300, 400, 500 mg/L。

试验中取镉吸附的土水比为1:100, 考虑到铅具有比镉更强的吸附性, 铅的吸附土水比为1:250。吸附试验过程中用0.01 mol/L的HNO₃和NaOH溶液调节反应体系的pH为6.0±0.1。使用恒温振荡器以180 rpm转速振荡24 h后, 用电动离心机以3000 rpm离心30 min, 取上清液, 用电感耦合等离子体发射光谱仪测重金属的浓度C_e, 利用差减法获得吸附量q_e:

$$q_e = \frac{(C_0 - C_e)V}{m}, \quad (1)$$

式中, C₀为初始浓度(g/mL), C_e为上清液浓度(g/mL), V为溶液的体积(mL), m为土的质量(g)。

利用Langmuir方程拟合重金属的吸附等温线^[20]:

$$q_e = q_{\max} K_L C_e / (1 + K_L C_e), \quad (2)$$

式中, q_e为平衡时的吸附量(mg/g), q_{max}为最大吸附量(mg/g), C_e为平衡时浓度(mg/L), K_L为Langmuir常数(L/mg)。

Langmuir方程拟合的吸附等温线见图2, 拟合参数见表4, 可见Langmuir方程能较好地拟合试验用土对重金属的吸附, 其中土壤胶体对重金属的吸附能力明显高于粉质黏土。在试验浓度范围内粉质黏土对重金属的吸附已趋于饱和, 而土壤胶体对重金属的吸附尚未达到饱和, 说明由于土壤胶体具有巨大的比表面积和双电层结构, 因此具有极大的吸附容量, 若土壤胶体可在土中移动, 将携带更多的重金属一起迁移。

表4 试验用土对镉、铅的Langmuir吸附参数

Table 4 Langmuir parameters of Cd and Pb for test soils

重金属 吸附	参数	拟合值	
		粉质黏土	土壤胶体
镉	q _{max} /(mg·g ⁻¹)	7.45	82.32
	K _L /(L·mg ⁻¹)	0.528	0.197
	R ²	0.981	0.973
铅	q _{max} /(mg·g ⁻¹)	27.17	120.06
	K _L /(L·mg ⁻¹)	1.72	2.64
	R ²	0.929	0.970

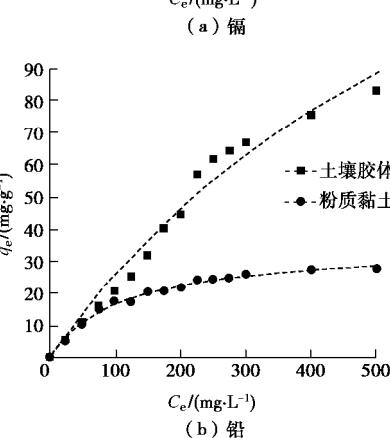
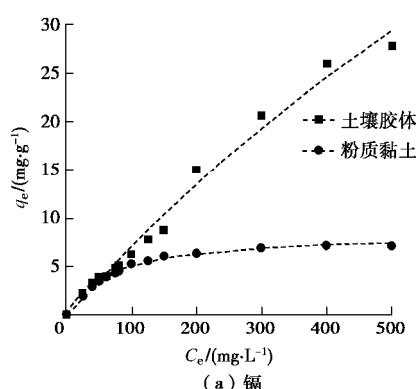


图2 镉和铅的Langmuir吸附等温线

Fig. 2 Langmuir adsorption isotherms of Cd and Pb

3 氯离子土柱穿透试验

为验证平行试验所用土柱中优先流的一致性, 也即制样的可重复性, 进行惰性(不吸附)溶质Cl⁻的穿透试验。穿透试验装置主要包括模型桶(内径150 mm, 土柱高度30 cm)、降雨模拟器和出流收集装置3部分, 如图3所示。模型桶底部铺一层1 cm厚的细砂(导排), 之后分3层装填前述级配和干密度的土块, 制成优先流土柱, 在土柱顶部铺土工布以减少对土表面的冲刷。降雨模拟器包括马氏瓶和洒水器以及流量计, 控制定速淋滤。用接样瓶收集模型桶底部出流溶液。

首先用去离子水饱和土柱, 再由土柱上端注入去离子水进行淋滤, 前期淋滤过程中发现, 土中细小颗粒随水流移动在局部产生堵塞, 使土柱透水能力逐渐降低, 为此, 打开土柱分段处的阀门将水流携带的细小颗粒排出后, 最终使土柱中水流速度达到稳定, 出

流液吸光度小于 0.002 (说明已基本无胶体流出), 且土中自带的 Cl^- 降低至 30 ppm 以内。之后使用浓度为 195 mg/mL 的 NaCl 溶液 30 mL (含 NaCl 为 0.1 mol) 按 10 mm/h 的强度淋滤土柱, 同时开始计时, NaCl 溶液淋滤完成后, 用去离子水以相同强度淋滤土柱, 每隔 30 min 收集一次出流溶液, 量测出流的溶液体积和浓度, 至出流溶液的浓度接近背景浓度时停止淋滤。

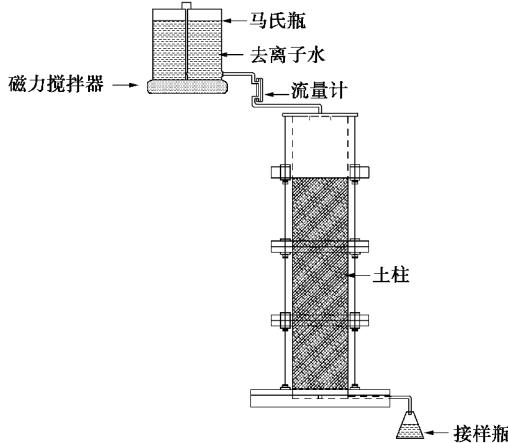


图 3 土柱溶质穿透试验装置示意图

Fig. 3 Set-up for solute breakthrough tests

为定量分析土柱中的优先流, 使用双峰概率密度模型对出流数据进行拟合, 该模型能反映出优先流过程中参与溶质运移的大孔隙比例, 具体可参文献[21]。对于脉冲式施加溶质的稳态流情况, 标准化的溶质质量可看作关于深度和时间的概率密度函数 $f(z, t)$:

$$s(z, t) / r_A = f(z, t) \quad (3)$$

式中, $s(z, t)$ 表示深度 z 处 t 时刻的出流溶质质量, r_A 表示单位横截面内的溶质质量。溶液同时在基质和大孔隙中发生流动时, 概率密度函数可表示为双峰形式:

$$f(z, t) = m f_1(z, t) + (1 - m) f_2(z, t) \quad (4)$$

式中 m 为权重调整参数; $f_1(z, t)$ 和 $f_2(z, t)$ 分别为溶液流经路径为基质域和大孔隙域的概率密度函数, 均服从对数正态分布:

$$f_i(z, t) = \frac{1}{t \sqrt{2\pi s_i^2}} \exp \left[\left(\frac{(\ln t - \ln T_i^G)^2}{-2s_i^2} \right) \right] \quad (5)$$

式中, $i=1, 2$ 分别代表基质域和大孔隙域, T_i^G 为几何均值, s_i^2 为 $\ln t$ 的方差。相应的, 出流量 Q 和体积含水率 θ 也划分为基质域和大孔隙域两部分:

$$Q = Q_1 + Q_2 = mQ + (1 - m)Q \quad (6)$$

$$q = q_1 + q_2 \quad (7)$$

表 5 双峰概率密度模型参数值

Table 5 Parameters of bimodal probability density model

组别	1-m	s_1	T_1^G	s_2	T_2^G	q_1	q_2	q	R^2	n
第一组	0.32	0.48	753.27	0.67	753.15	0.33	0.17	0.50	0.986	0.58
第二组	0.35	0.57	785.36	0.49	785.14	0.34	0.19	0.53	0.978	0.58

$$q_1 = V_{W1} / V, \quad q_2 = V_{W2} / V \quad (8)$$

式中 V_{W1} 为基质域中溶液体积, V_{W2} 为大孔隙域中溶液体积, V 为试样总体积。定义 \bar{T}_1 和 \bar{T}_2 分别表示基质域和大孔隙域中的溶液平均运移时间,

$$\bar{T}_i = T_i^G \exp(s_i^2 / 2) \quad (9)$$

则

$$V_{W1} = Q_1 \cdot \bar{T}_1, \quad V_{W2} = Q_2 \cdot \bar{T}_2 \quad (10)$$

由式 (6) ~ (10) 可得

$$q = m \frac{\bar{T}_1 Q}{V} + (1 - m) \frac{\bar{T}_2 Q}{V} \quad (11)$$

式 (11) 中待定参数 T_1 , T_2 和 m 可通过双峰概率密度模型回归分析得到。为验证所制土柱中优先流的一致性, 按图 1 土块粒径组成和相同干密度先后重复配制两个土柱, 按上述操作步骤进行 Cl^- 的穿透试验, 得到两组击穿曲线及其回归曲线示于图 4, 拟合得到的参数见表 5。数据表明, 两组试验通过大孔隙运移的流量占比 $(1-m)$ 较接近, 分别为 0.32 和 0.35, 且其它参数也比较接近, 说明本文控制干密度和土块粒径分布填筑的土柱中优先流具有一致性, 可利用此方法重复制样进行后续重金属淋滤的平行试验。

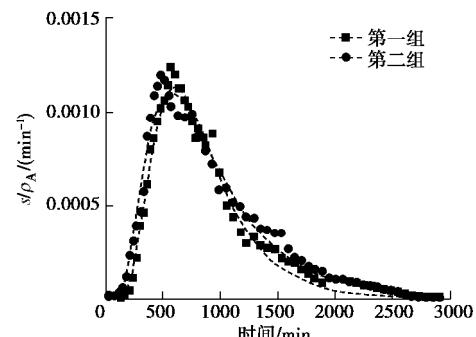


图 4 Cl^- 穿透试验曲线双峰概率密度模型拟合

Fig. 4 Fitting of Cl^- breakthrough curves with bimodal probability density model

4 优先流条件下胶体-重金属共迁移

4.1 优先流条件下胶体-镉共迁移试验

采用与 Cl^- 穿透试验基本相同的装置进行有、无胶体参与情况下的重金属淋滤试验, 不同之处在于因为重金属的吸附导致迁移较慢, 经前期试验, 较长时间后在 30 cm 高土柱中迁移距离仍较短, 故最终使用了 10 cm 高的土柱, 试验装置如图 5 所示。操作步骤如

下: 先用去离子水淋滤土柱至出流速度稳定且出水吸光度小于0.002, 以排除土中原有胶体的影响, 静置释水24 h后, 将Cd浓度为167 mg/mL的Cd(NO₃)₂溶液30 mL(其中镉质量为5 g)均匀喷洒在土柱表面, 之后按10 mm/h进行淋滤。进行胶体-镉共迁移试验时, 使用200 mg/L的胶体悬浊液持续淋滤土柱, 并使用磁力搅拌器搅拌溶液, 防止胶体聚沉; 进行无胶体的淋滤试验时, 直接使用去离子水以10 mm/h的强度进行淋滤。间隔固定时间收集土柱下端出流液并测镉浓度。



图5 胶体-重金属共迁移土柱淋滤装置

Fig. 5 Leaching tests on co-migration of heavy metal with colloid

经过100 h淋滤, 镉的出流浓度降至低于0.5 mg/L, 终止淋滤, 所得出流液中镉的浓度随时间变化如图6所示。可见随淋滤进行土柱底部逐渐有镉流出, 并在约在2 h后达到峰值, 随后出流浓度逐渐降低, 这与前期镉通过大孔隙快速迁移, 后期从小孔隙中释放的过程相对应。其中有胶体的情况下, 出流浓度峰值为386.98 mg/L, 高于无胶体的318.54 mg/L, 且有胶体情况下后期的出流浓度也高于无胶体的情况, 从镉出流总量来看, 有胶体情况下是无胶体条件下的1.49倍。由此可见, 胶体的参与明显加快了镉的迁移。

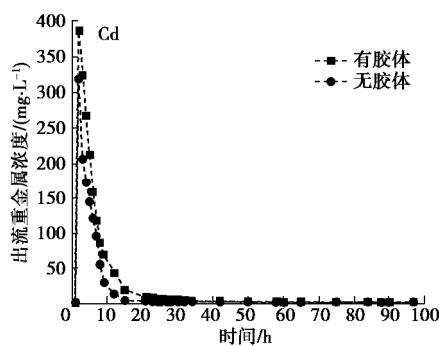
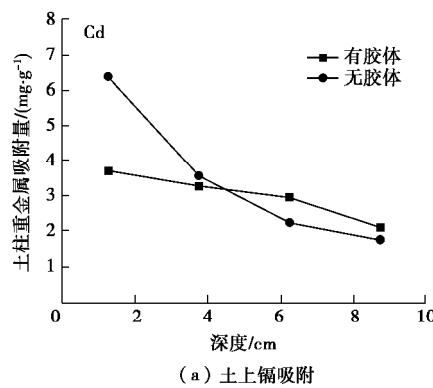


图6 有、无胶体情况下Cd出流浓度

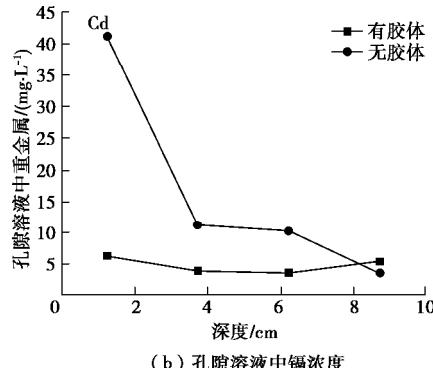
Fig. 6 Effluent concentrations of Cd with and without colloid

拆解装置后将土柱分层切片, 按每层2.5 cm高度共切成4层, 得到有、无胶体时土柱不同深度土中的镉吸附量(图7(a))及孔隙溶液中镉浓度(图7(b))。由图7(a)可知, 无胶体情况下, 土柱上部镉的最大吸附量基本达到了等温吸附试验中的吸附平衡浓度,

而有胶体情况下, 土柱上部镉的吸附量明显偏低, 而土柱下部吸附量稍高, 说明胶体携带重金属向下迁移, 减少了土柱上部的吸附量。有胶体情况下整个土柱中镉的吸附总量低于无胶体的情况, 说明更多镉被胶体吸附并携带最终出流, 胶体的存在减小了土上镉的吸附量, 促进了镉迁移。由图7(b)可以看出, 有胶体情况下孔隙溶液中镉的浓度明显更低, 说明溶液中的一部分镉已经被胶体携带出流。总之, 有胶体情况下土柱中吸附在土上的镉和孔隙溶液中的镉都比无胶体情况下少, 而出流的镉更多, 胶体明显加快了镉的迁移。



(a) 土上镉吸附



(b) 孔隙溶液中镉浓度

图7 有、无胶体情况下土上Cd吸附量与孔隙中Cd浓度

Fig. 7 Adsorbed Cd and Cd concentrations in pore water

4.2 优先流条件下胶体-铅共迁移试验

采用相同试验方法, 进行优先流条件下胶体-铅共迁移试验, 使用的Pb(NO₃)₂溶液中Pb浓度为333 mg/mL(30 mL溶液中铅质量为10 g)。经过200 h淋滤, 铅的出流浓度降至0.01 mg/L以下, 终止淋滤, 得到铅出流浓度曲线如图8所示。图8中显示, 在有胶体情况下各时刻铅的出流浓度明显高于无胶体的情况, 铅的累计出流量是无胶体情况下的33.88倍, 说明胶体的存在极大程度上加快了铅的迁移。另外, 对比镉的试验结果可以看出, 虽然试验所用铅溶液的浓度更高, 但出流液中镉的浓度明显高于铅, 有胶体情况下镉的总出流量是铅的12.82倍, 说明淋滤过程中铅更容易被土吸附, 导致其迁移能力远低于镉, 这与

等温吸附试验结果一致。

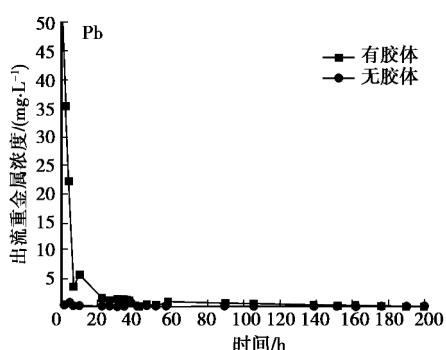


图 8 有、无胶体情况下 Pb 出流浓度

Fig. 8 Effluent concentrations of Pb with and without colloid

拆解装置进行切片, 得到有、无胶体时土柱中不同深度土上的铅吸附量(图 9 (a))及孔隙溶液中铅浓度(图 9 (b))。因为铅容易在土中发生吸附, 因此有、无胶体情况下土柱各深度铅的吸附量差别不大, 土柱顶部基本达到了等温吸附试验测得的平衡吸附浓度, 仅在 6.25 cm 深度处有胶体情况下铅吸附量偏小较明显(图 9 (a)), 更多铅随胶体出流所以土上吸附少; 有胶体情况下各深度处孔隙溶液中的铅浓度明显更低(图 9 (b)), 说明此时溶液中的一部分铅被吸附在胶体上随胶体向下迁移并出流, 这与图 8 有胶体情况下出流液中铅浓度更高的结果一致, 说明胶体加快了铅的迁移。

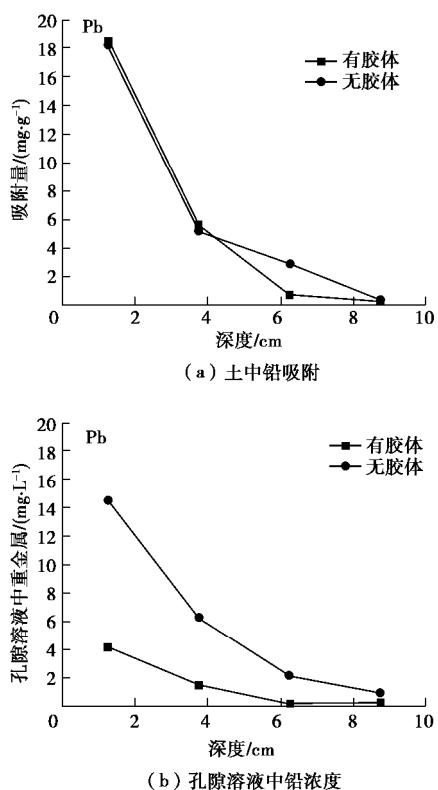


图 9 有、无胶体情况下土上 Pb 吸附量与孔隙中 Pb 浓度

Fig. 9 Adsorbed Pb and Pb concentrations in pore water

5 结 论

本文通过构筑优先流土柱, 进行有、无胶体情况下的重金属淋滤试验, 研究了优先流条件下胶体-重金属共迁移规律, 得出以下 4 点结论。

(1) 通过等温吸附试验, 基于 Langmuir 等温吸附方程拟合表明, 土壤胶体对铅和镉的吸附能力远大于粉质黏土, 使得可移动的土壤胶体具有加快重金属迁移的能力, 另外, 胶体和粉质黏土对铅的吸附能力明显大于镉。

(2) 使用固定粒径分布的土块填筑具有大孔隙的土柱, 重复制样进行 Cl^- 的穿透试验并使用双峰概率密度模型拟合出流曲线, 结果表明两组试验通过大孔隙运移的流量占比接近, 本文制样方法所得土柱中优先流具有一致性, 可用于重金属淋滤的平行试验。

(3) 胶体-重金属共迁移淋滤试验结果表明, 有胶体情况下各时刻出流的重金属浓度高于无胶体情况, 镉出流总量是无胶体条件下的 1.49 倍, 铅出流总量是无胶体条件下的 33.88 倍; 切片分析表明, 有胶体情况下粉质黏土上吸附的重金属减少, 孔隙溶液中的重金属浓度减小, 胶体的存在明显加快了重金属迁移; 虽然铅的淋滤试验源浓度更高、历时更长, 但铅的总出流量约是镉的 1/13, 铅的迁移能力远弱于镉。

(4) 本文研究表明, 由于土壤胶体具有较强的吸附重金属的能力, 在优先流条件下胶体可移动性增加, 从而可明显加快土中重金属迁移。

参考文献:

- [1] 詹良通, 陈如海, 陈云敏, 等. 重金属在某简易垃圾填埋场底部及周边土层扩散勘查与分析[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(6): 853 - 861. (ZHAN Liang-tong, CHEN Ru-hai, CHEN Yun-min. et al. Migration of heavy metals in soil strata below and around a simple dump of MSWs[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(6): 853 - 861. (in Chinese))
- [2] GU Y G, GAO Y P, LIN Q. Contamination, bioaccessibility and human health risk of heavy metals in exposed-lawn soils from 28 urban parks in southern China's largest city, Guangzhou[J]. Applied Geochemistry, 2016, 67: 52 - 58.
- [3] BEVEN K, GERMANN P. Macropores and water flow in soils revisited[J]. Water Resources Research, 2013, 49(6): 3071 - 3092.
- [4] CAMOBRECO V J, RICHARDS B K, STEENHUIS T S, et al. Movement of heavy metal through undisturbed and homogenized soil columns[J]. Soil Science, 1996, 161: 740 -

- 750.
- [5] BANKS M K, SCHWAB A P, HENDERSON C. Leaching and reduction of chromium in soil as affected by soil organic content and plants[J]. *Chemosphere*, 2006, **62**(2): 255 – 264.
- [6] WELCH J E, LUND L J. Soil properties, irrigation water quality, and soil moisture level influences on the movement of nickel in sewage sludge-treated soils[J]. *Journal of Environmental Quality*, 1987, **16**(4): 403 – 410.
- [7] SMITH S R. Agricultural recycling of sewage sludge and the environment[J]. *Environmental Pollution*, 1995, **94**(2): 241.
- [8] KIM Y J, STEENHUIS T S, NAM K. Movement of heavy metals in soil through preferential flow paths under different rainfall intensities[J]. *Clean*, 2008, **36**(12): 984 – 989.
- [9] BEHBAHANINIA A, MIRBAGHERISA, JAVID A H. Heavy metals transport in the soil profiles under the application of sludge and waste water [J]. *World Academy of Science, Engineering and Technology*, 2008, **43**: 53 – 55.
- [10] GARRIDO F, HELMHART M. Lead and soil properties distributions in a roadside soil: effect of preferential flow paths[J]. *Geoderma*, 2012, **170**: 305 – 313.
- [11] 张英虎, 汤崇军, 郑海金, 等. 土壤重金属在优先流区和基质流区迁移能力研究[J]. *土壤通报*, 2015(6): 1386 – 1391. (ZHANG Ying-hu, TANG Chong-jun, ZHENG Hai-jin, et al. Research of soil heavy metal mobility in preferential flow paths and soil matrix[J]. *Chinese Journal of Soil Science*, 2015(6): 1386 – 1391. (in Chinese))
- [12] 郑 欣, 程金花, 张洪江, 等. 北京地区 2 种类型土壤优先流染色形态特征及其影响因素[J]. *水土保持学报*, 2018, **32**(3): 113 – 119, 131. (ZHANG Xin, CHENG Jin-hua, ZHANG Hong-jiang, et al. Characteristics and influencing factors of preferential flow dyeing morphology of two soils in Beijing[J]. *Journal of Soil and Water Conservation*, 2018, **32**(3): 113 – 119, 131. (in Chinese))
- [13] KOHNE J M, MOHANTY B P. Water flow processes in a soil column with a cylindrical macropore: experiment and hierarchical modeling[J]. *Water Resources Research*, 2005, **41**(41): 222 – 229.
- [14] ZHOU B B, LI Y, WANG Q J, et al. Preferential water and solute transport through sandy soil containing artificial macropores[J]. *Environmental Earth Sciences*, 2013, **70**(5): 2371 – 2379.
- [15] 郭会荣. 优先流影响下的入渗补给过程及溶质运移实验与模拟[D]. 武汉: 中国地质大学, 2008. (GUO Hui-rong. The Experimental Study and Numerical Simulation of Groundwater Recharge Processes and Preferential Solute Transport in Soils[D]. Wuhan: China University of Geosciences, 2008. (in Chinese))
- [16] GAMERDINGER A P, KAPLAN D I. Colloid transport and deposition in water-saturated yucca mountain tuff as determined by ionic strength[J]. *Environmental Science and Technology*, 2001, **35**(16): 3326 – 3331.
- [17] SAIERS J E, HORNBERGER G M. The role of colloidal kaolinite in the transport of cesium through laboratory sand columns[J]. *Water Resources Research*, 1996, **32**(1): 33 – 41.
- [18] GROLIMUND D, BORKOVEC M, BARMETTLER K, et al. Colloid-facilitated transport of strongly sorbing contaminants in natural porous media: a laboratory column study[J]. *Environ Sci, Technol*, 1996, **30**: 3118 – 3123.
- [19] ROY S B, DZOMBAK D A. Chemical factors influencing colloid-facilitated transport of contaminants in porous media[J]. *Environmental Science & Technology*, 1997, **31**(3): 658 – 664.
- [20] SPARKS D L. *Environmental Soil Chemistry*[M]. London: Academic Press, 2003.
- [21] 张文杰, 严宏罡, 孙 钺. 城市生活垃圾中优先流规律的穿透试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2018, **40**(7): 1316 – 1321. (ZHANG Wen-jie, YAN Hong-gang, SUN Cheng. Breakthrough tests on preferential flow in municipal solid waste[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, **40**(7): 1316 – 1321. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202001006

基于等效时间的双屈服面三维流变模型

胡亚元, 丁 眇

(浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058)

摘要: 为了同时描述土体剪缩剪胀及流变特性, 运用 Yin-Graham 等效时间法建立了双屈服面三维流变模型。首先, 以 Yin-Graham 三维流变方程作为反映剪缩机制的第一屈服面流变方程; 其次, 以 Matsuoka-Nakai 屈服准则作为反映剪胀机制的第二屈服面, 以黏塑性功为硬化参数, 采用非相关联流动法则, 借鉴 Mesri 建模思路构建应力-黏塑性功-时间关系, 利用等效时间法得到应力-黏塑性功-黏塑性功速率关系式, 借助 Perzyna 过应力理论建立第二屈服面三维流变方程; 再次, 按照双屈服面模型理论将以上两个流变方程结合起来, 提出一个基于等效时间的双屈服面三维流变模型, 并利用经典的四阶 Rung-Kutta 方法编制差分计算程序, 获得流变模型的数值解答; 最后, 利用加拿大膨润土及香港重塑海相沉积土三轴固结不排水流变试验将预测值与实测值进行对比, 以验证该模型在流变试验中的适用性。结果表明: 建立的流变模型可以较好地模拟不排水流变试验多级加载和单级加载发展过程以及土体剪缩剪胀特性。

关键词: 等效时间; 剪缩剪胀特性; 双屈服面; 流变模型

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0053-10

作者简介: 胡亚元(1968—), 男, 博士, 副教授, 主要从事环境土工和土体本构关系的研究工作。E-mail: huyayuan@zju.edu.cn。

Three-dimensional rheological model for double-yield surface based on equivalent time

HU Ya-yuan, DING Pan

(Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract: In order to describe shear contractibility, dilatancy and rheological properties of soils, Yin-Graham's equivalent time method is used to derive a three-dimensional rheological model for double-yield surface. Firstly, Yin-Graham's three-dimensional rheological equation is used as the first yield surface rheological equation reflecting the shear-contraction mechanism. Secondly, Matsuoka-Nakai yield criterion is used as the second yield surface reflecting the dilatancy mechanism, viscoplastic work is used as hardening parameter and the non-associated flow rule is adopted, the stress-viscoplastic work-time relationship is proposed using Mesri's modeling idea, stress-viscoplastic work-viscoplastic work rate relationship is obtained according to the equivalent time method, and the second yield surface three-dimensional rheological equation is established under Perzyna's over-stress theory. Again, according to the theory of double-yield surface model, a three-dimensional rheological model of double-yield surface is proposed by combining the two rheological equations. The classical fourth-order Rung-Kutta method is used to compile the difference calculation program, and the numerical solution of the rheological model is obtained. Finally, the predictions are compared with the measured values by using triaxial consolidation undrained rheological test data of Canadian bentonite and remoulded Hong Kong marine deposits to verify the applicability of the model in rheological tests. The results show that the model can simulate the development process of multi-stage and single-stage loading in undrained rheological tests, and can reflect dilatancy and shear contractibility of soils.

Key words: equivalent time; dilatancy and shear contractibility; double-yield surface; rheological model

0 引言

土体的流变特性是影响地基长期强度和变形稳定性的关键因素。在实际工程中, 土体流变会导致严重的工程事故, 例如: 20世纪50年代兴建的上海某工业展览馆地面因地基软黏土流变导致在建成当年就下

沉60 cm, 截至1979年其中央大厅平均沉降已经达到160 cm, 造成了巨大的经济损失^[1]。为防止类似事故再次发生, 亟需建立更加合理的土体流变模型。

土体的流变可分为与土体体积压缩相关的压缩流变和与土颗粒粒间错动相关的剪切流变^[2]。压缩流变会导致土体压缩, 剪切流变会导致土体膨胀。以往学者大多只考虑其中一方面, 分别建立了反映体积压缩机制的流变模型^[3-9]和反映剪切膨胀机制的流变模型^[10-13]。双屈服面模型能够全面地描述土体剪缩剪胀特性, 因而得到广泛的研究。沈珠江^[14]综合邓肯-张模型和剑桥模型的优点, 建立了能够反映特定应力路径的“南水”模型。殷宗泽^[15]提出椭圆-抛物线双屈服面模型, 能够较好地反映应力路径的影响和土体剪胀性。上述模型简单、参数易于确定, 在岩土工程中得到广泛的应用, 但没有考虑土体的时间效应。为了弥补这一缺陷, 国内外学者结合双屈服面模型的优点和土的流变特性, 建立了一系列双屈服面流变模型。Hsieh 等^[16]把加载时间引入修正剑桥模型椭圆形屈服面和 Von Mises 模型圆柱形屈服面中, 得到了黏性土的应力-应变-时间双屈服面流变模型。Kong 等^[17]以塑性剪应变为剪切硬化参数, 以各向同性先期固结压力为压缩硬化参数, 建立了粗粒土的双屈服面流变模型。詹美礼等^[18]将殷宗泽^[15]弹塑性模型与 Merchant 模型相结合, 建立了双屈服面流变模型。张军辉等^[19]结合广义 Bingham 模型和椭圆-抛物线双屈服面模型, 建立了适用于连云港软土流变特性的双屈服面流变模型。以上流变模型采用的均是真实时间, 只要持续时间相同, 不同应力历史或应力路径条件下产生的流变变形都是一样的, 显然与真实情况不符。若要考虑应力历史和应力路径对流变变形的影响, 需要把应变速率引入到流变模型之中^[5, 9]。

以往的研究^[5, 13]表明, 从应力-应变-时间关系式出发, 利用等效时间法将应变速率引入流变本构模型中, 是一种切实可行的方法。为了采用等效时间法建立新的双屈服面流变模型, 本文采用 Yin-Graham 三维等效时间流变方程^[5]作为第一屈服面流变方程; 采用 Matsuoka-Nakai 屈服准则^[2]作为第二屈服面, 根据非相关联流动法则、黏塑性功硬化规律及等效时间法, 建立三维应力-黏塑性功-黏塑性功速率关系式, 作为第二屈服面流变方程。以第一屈服面反映黏塑性剪缩变形, 以第二屈服面反映黏塑性剪胀变形^[20], 建立双屈服面三维流变模型。通过 Fortran 语言编制数值计算程序并在文中给出编程思路, 用于模拟加拿大膨润土和香港重塑海相沉积土三轴固结不排水流变试验。结果表明预测值与实测值吻合得较好, 说明本文的流变模型在固结不排水流变试验中有很好的适用性。

1 双屈服面流变本构模型

根据 Perzyna 过应力模型理论, 总应变速率可以

分成弹性应变速率和黏塑性应变速率:

$$\epsilon_{ij} = \epsilon_{ij}^e + \epsilon_{ij}^{vp} = \epsilon_{ij}^e + \epsilon_{ij}^{vp1} + \epsilon_{ij}^{vp2} \quad (i=1,2,3, j=1,2,3)。 \quad (1)$$

式中 ϵ_{ij}^e 为弹性应变速率; ϵ_{ij}^{vp1} 为第一屈服面对应的黏塑性应变速率; ϵ_{ij}^{vp2} 为第二屈服面对应的黏塑性应变速率。

弹性应变速率可以表达为

$$\epsilon_{ij}^e = \frac{k}{3V_0} \frac{p'}{p} d_{ij} + \frac{1}{2G} S_{ij} \quad , \quad (2)$$

其中,

$$G = \frac{3(1-2n)}{2(1+n)} \frac{p'}{k/V_0} \quad . \quad (3)$$

式中 p' 为平均有效应力, $p' = s'_{kk}/3$ (下标相同代表张量求和); S_{ij} 为应力偏张量, $S_{ij} = s'_{ij} - p'd_{ij}$; G 为土体的剪切模量; k 为 $e - \ln p'$ 坐标下的回弹指数; $V_0 = 1 + e_0$ 为土体的初始比容, e_0 为初始孔隙比; d_{ij} 为 Kronecker 符号(当 $i \neq j$ 时, $d_{ij} = 0$; $i = j$ 时, $d_{ij} = 1$)。

黏塑性应变速率可以由下式计算得到

$$\epsilon_{ij}^{vp} = S \frac{\partial Q}{\partial S_{ij}} \quad , \quad (4)$$

式中, S 为尺度函数, Q 为黏塑性势函数。

1.1 屈服面方程及其黏塑性势函数

在本文双屈服面模型中, 采用修正剑桥模型椭圆形屈服面来反映土体黏塑性剪缩变形, 称之为第一屈服面 F_1 , 屈服函数可表示为

$$F_1(p', q) = p' + \frac{q^2}{M^2 p'} - p'_m = 0 \quad . \quad (5)$$

式中 p'_m 为等效平均主应力, 如图 1 所示; M 为临界状态应力比, $M = 6 \sin j' / (3 - \sin j')$, j' 为有效内摩擦角; q 为广义剪应力, $q = (3/2 S_{ij} S_{ij})^{1/2}$ 。

对于第一屈服面 F_1 , 采用相关联流动法则^[5], 有 $Q_1(p', q) = F_1(p', q)$ 。故第一屈服面黏塑性势函数为

$$Q_1(p', q) = p' + \frac{q^2}{M^2 p'} - p'_m = 0 \quad . \quad (6)$$

采用 Matsuoka-Nakai 屈服准则来反映土体黏塑性剪胀变形, 相应屈服面称之为第二屈服面 F_2 , 屈服函数可表示为

$$F_2(I_1, I_2, I_3, k) = I_1 I_2 - k I_3 = 0 \quad . \quad (7)$$

式(7)也可以用 p', q, q_s 形式表示为

$$F_2 = 2q^3 \sin(3q_s) + 9 \left(1 - \frac{3}{k}\right) p' q^2 + 27 \left(\frac{9}{k} - 1\right) p'^3 = 0 \quad . \quad (8)$$

其中,

$$q_s = \frac{1}{3} \arcsin \left(-\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \right) \quad , \quad (9)$$

式中, k 为屈服函数参数, q_s 为应力洛德角, J_2 为应

力偏张量第二不变量, J_3 为应力偏张量第三不变量。

胡亚元^[21]从耗散空间和真实空间关系角度出发, 证明了 Matsuoka-Nakai 屈服准则与塑性应变增量之间必须服从非相关联流动法则。故对于第二屈服面 F_2 , 采用非相关联流动法则, 即塑性势面 Q_2 与屈服面 F_2 不一致。假定黏塑性势函数同屈服函数具有相同的形式^[22], 故第二屈服面黏塑性势函数为

$$Q_2 = 2q^3 \sin(3q_s) + 9\left(1 - \frac{3}{k_1}\right)p'q^2 + 27\left(\frac{9}{k_1} - 1\right)p'^3 = 0, \quad (10)$$

式中, k_1 为黏塑性势函数参数。试验表明, 黏塑性势函数参数 k_1 与屈服函数参数 k 之间存在下列关系:

$$k_1 = Ak + 9(1 - A), \quad (11)$$

式中, A 为试验待测常数。

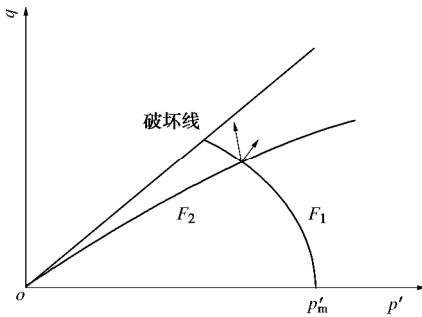


图 1 双屈服面模型

Fig. 1 Double-yield surface model

1.2 第一屈服面三维流变本构关系

Yin 等^[5]以修正剑桥模型椭圆形屈服面为屈服面函数, 以体应变为硬化参数建立了基于等效时间的三维流变模型, 简称 Yin-Graham 模型, 可以较好地反映土体剪缩特性。本文第一屈服面流变方程沿用这一研究成果, 稍作变换, 改用黏塑性体应变为硬化参数, 则第一屈服面对应的黏塑性体应变速率为

$$\dot{\epsilon}_v^{vp1} = \frac{Y}{V_0 t_0} \exp \left[-\left(\epsilon_v^{vp1} - \epsilon_{vo}^{vp1} \right) \frac{V_0}{Y} \right] \left(\frac{p'_m}{p'_{mo}} \right)^{\frac{1-k}{y}}. \quad (12)$$

式中 I 为 $e - \ln p'$ 坐标下压缩指数; y 为土体次压缩指数; ϵ_{vo}^{vp1} 为 $p'_m = p'_{mo}$ 时对应的黏塑性体应变; t_0 为参考时间; p'_m 为等效平均主应力, 可由式(5)求得

$$p'_m = p' + \frac{q^2}{M^2 p'} \quad (13)$$

根据式(4), (6) 可以得到第一屈服面 F_1 对应的黏塑性体应变速率 $\dot{\epsilon}_v^{vp1}$ 和黏塑性剪应变速率 $\dot{\epsilon}_s^{vp1}$:

$$\dot{\epsilon}_v^{vp1} = S^{(1)} \frac{\partial Q_1}{\partial p'} = S^{(1)} (2p' - p'_m), \quad (14)$$

$$\dot{\epsilon}_s^{vp1} = S^{(1)} \frac{\partial Q_1}{\partial q} = S^{(1)} \frac{2q}{M^2}. \quad (15)$$

将式(14)代入式(12)中, 可以求得

$$S^{(1)} = \frac{Y}{V_0 t_0} \exp \left[-\left(\epsilon_v^{vp1} - \epsilon_{vo}^{vp1} \right) \frac{V_0}{Y} \right] \left(\frac{p'_m}{p'_{mo}} \right)^{\frac{1-k}{y}} \frac{1}{|2p' - p'_m|}. \quad (16)$$

将式(16)代入式(15)中即可得到与第一屈服面对应的黏塑性剪应变速率:

$$\dot{\epsilon}_s^{vp1} = \frac{Y}{V_0 t_0} \exp \left[-\left(\epsilon_v^{vp1} - \epsilon_{vo}^{vp1} \right) \frac{V_0}{Y} \right] \left(\frac{p'_m}{p'_{mo}} \right)^{\frac{1-k}{y}} \frac{2q/M^2}{|2p' - p'_m|}. \quad (17)$$

1.3 第二屈服面三维流变本构关系

第二屈服面 F_2 采用黏塑性功硬化规律。当不考虑时间因素时, 黏塑性功退化为塑性功。这时硬化规律可表示为

$$k = H(W^p) \quad (18)$$

研究表明^[22], 当 k 值超过某一值 k_t 时, $(k - k_t)$ 值与塑性功可近似表示为双曲线关系, 其表达式为

$$k - k_t = \frac{W^p}{a + bW^p} \quad (19)$$

式中, k_t 为试验待测常数。加拿大膨润土试验资料^[23]表明 k_t 为略大于 9 的常数, $a = 1/E_i$, $b = 1/(k - k_t)_{ult}$ 。各参数含义如图 2 所示。

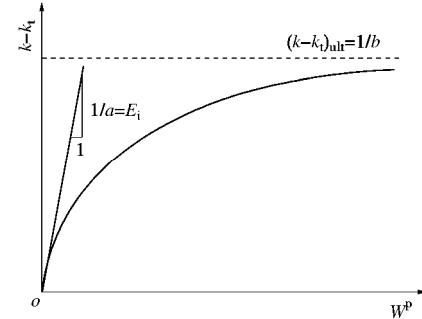


图 2 $(k - k_t)$ 与 W^p 关系图

Fig. 2 Relationship between $(k - k_t)$ and W^p

根据式(19)可以求出塑性功 W^p 与 $k - k_t$ 关系式:

$$W^p = \frac{k - k_t}{E_i \left[1 - \frac{(k - k_t)}{(k - k_t)_{ult}} \right]} \quad (20)$$

式(20)就是忽略时间因素时, 黏塑性功与应力之间的关系式。为了考虑土体流变特性, 需要将时间因素加入到式(20)中。参照 Mesri^[10]建立土的剪切应力 - 应变 - 时间关系模型的思路, 得到

$$W^{vp2} = \frac{k - k_t}{E_i \left[1 - \frac{(k - k_t)}{(k - k_t)_{ult}} \right]} \left(\frac{t_e + t_r}{t_r} \right)^m, \quad (21)$$

式中, t_r 为参考时间, t_e 为蠕变时间。

式(21)为应力 - 黏塑性功 - 蠕变时间关系式, 需要通过流变试验来证明其合理性。Yin 针对加拿大

膨润土做了一系列三轴不排水流变试验^[23]，可以根据试验数据绘出 $\ln(W^{vp^2})$ 与 $\ln[(t_r + t_e)/t_r]$ 之间的关系，如图 3 所示（取 $t_r=24$ h）。

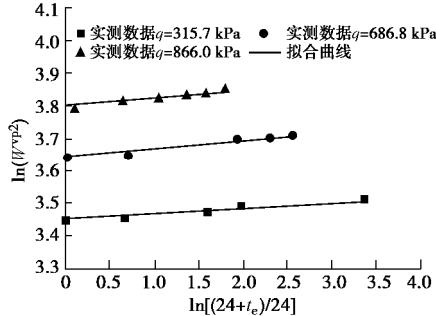


图 3 $\ln(W^{vp^2})$ 与 $\ln[(24 + t_e)/24]$ 关系图

Fig. 3 Relationship between $\ln(W^{vp^2})$ and $\ln[(24 + t_e)/24]$

从图 3 中可以发现： $\ln(W^{vp^2})$ 与 $\ln[(t_r + t_e)/t_r]$ 之间呈线性关系，由此证明式 (21) 是合理的。

对式 (21) 两边关于时间进行求导，可以得到

$$W^{vp^2} = \frac{k - k_t}{E_i \left[1 - \frac{(k - k_t)}{(k - k_t)_{ult}} \right]} \frac{m(t_e + t_r)^{m-1}}{(t_r)^m} \quad (22)$$

结合式 (21), (22)，可以得到

$$W^{vp^2} = \frac{mW^{vp^2}}{(t_e + t_r)} \quad (23)$$

根据式 (21) 又可得

$$t_e = t_r \left[\frac{E_i (1 - \frac{(k - k_t)}{(k - k_t)_{ult}}) (W^{vp^2})^{\frac{1}{m}}}{k - k_t} \right]^{m-1} - t_r \quad (24)$$

将式 (24) 代入式 (22) 中得

$$W^{vp^2} = \frac{m}{t_r} \left[\frac{k - k_t}{E_i (1 - \frac{(k - k_t)}{(k - k_t)_{ult}})} \right]^{\frac{1}{m}} (W^{vp^2})^{\frac{m-1}{m}} \quad (25)$$

注意到在上述推导过程中，与文献[5, 9]类似，黏塑性功速率式 (25) 是以蠕变时间 t_e 为桥梁间接获得的。鉴于 t_e 在获得黏塑性功速率表达式过程中的作用，与文献[5]一样，把它称之为等效时间。

根据式 (23) 变换得

$$t_e = \frac{mW^{vp^2}}{W^{vp^2}} - t_r \quad (26)$$

式 (26) 表明：当黏塑性功及黏塑性功速率给定时，等效时间 t_e 会随着参考时间 t_r 选取的不同而发生变化，不利于模型参数在不同参考时间之间的转化，限制了流变模型在实际工程中的运用。为了弥补这一不足，需要引入绝对等效时间的概念^[13]，本文将等效时间 t_e 与参考时间 t_r 之和定义为绝对等效时间 t_a ，可写为

$$t_a = t_e + t_r \quad (27)$$

将式 (27) 代入到式 (26) 中得

$$t_a = \frac{mW^{vp^2}}{W^{vp^2}} \quad (28)$$

式 (28) 表明：绝对等效时间与黏塑性功速率成一一对应关系，绝对等效时间不会随着参考时间选取的不同而不同。由于绝对等效时间具有这一优点，在数值求解和实际工程中，相比于以一般等效时间建立的方程，以绝对等效时间建立的流变方程应用时更加方便。这也是文献[13]把 t_a 称为绝对等效时间的原因。本文第二屈服面等效时间示意图如图 4 所示。

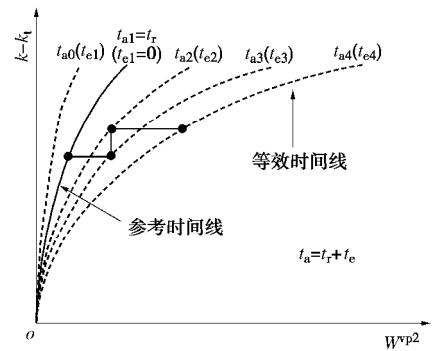


图 4 等效时间线示意图

Fig. 4 Schematic diagram of equivalent time line

将式 (27) 代入式 (21) 中，得到

$$W^{vp^2} = \frac{k - k_t}{E_i \left[1 - \frac{(k - k_t)}{(k - k_t)_{ult}} \right]} \left(\frac{t_a}{t_r} \right)^m \quad (29)$$

式 (29) 为应力 - 黏塑性功 - 绝对等效时间的唯一性关系方程。

根据式 (4), (10)，可以得到第二屈服面 F_2 对应的黏塑性体应变速率 $\dot{\epsilon}_v^{vp^2}$ 和黏塑性剪应变速率 $\dot{\epsilon}_s^{vp^2}$ ：

$$\dot{\epsilon}_v^{vp^2} = S^{(2)} \frac{\partial Q_2}{\partial p'} = S^{(2)} \left[9 \left(1 - \frac{3}{k_1} \right) q^2 + 81 \left(\frac{9}{k_1} - 1 \right) p'^2 \right], \quad (30)$$

$$\begin{aligned} \dot{\epsilon}_s^{vp^2} &= S^{(2)} \left[\left(\frac{\partial Q_2}{\partial q} \right)^2 + \left(\frac{1}{q} \frac{\partial Q_2}{\partial q_s} \right)^2 \right]^{1/2} \\ &= S^{(2)} \left\{ \left[6q^2 \sin(3q_s) + 18 \left(1 - \frac{3}{k_1} \right) p' q \right]^2 + [6q^2 \cos(3q_s)]^2 \right\}^{1/2}. \end{aligned} \quad (31)$$

黏塑性功速率等于应力与应变速率乘积：

$$\begin{aligned} W^{vp^2} &= p' \dot{\epsilon}_v^{vp^2} + S_{ij} \dot{\epsilon}_s^{vp^2} = p' \dot{\epsilon}_v^{vp^2} + q \dot{\epsilon}_s^{vp^2} \cos(q_s - q_{\dot{\epsilon}_s^{vp^2}}) \\ &= S^{(2)} \left(p' \frac{\partial Q_2}{\partial p'} + q \frac{\partial Q_2}{\partial q} \right). \end{aligned} \quad (32)$$

式中 e_{ij}^{vp} 为黏塑性应变偏张量； $q_{\dot{\epsilon}_s^{vp^2}}$ ($j=1, 2$) 分别为两个屈服面对应的应变增量洛德角，可以用 q_s 来表

示:

$$q_{\alpha^{p_1}} = \arctan \left(\frac{\sin q_s \frac{\partial Q_j}{\partial q} + \cos q_s \frac{1}{q} \frac{\partial Q_j}{\partial q_s}}{\cos q_s \frac{\partial Q_j}{\partial q} - \sin q_s \frac{1}{q} \frac{\partial Q_j}{\partial q_s}} \right) \quad (j=1, 2) \quad (33)$$

结合式 (10), (32), 得到

$$\begin{aligned} W^{vp_2} &= S^{(2)} \left[6q^3 \sin(3q_s) + 27 \left(1 - \frac{3}{k_1} \right) p' q^2 + 81 \left(\frac{9}{k_1} - 1 \right) p'^3 \right] \\ &= 3S^{(2)} Q_2 \quad . \end{aligned} \quad (34)$$

将式 (25) 代入式 (34) 中, 可以求得

$$S^{(2)} = \frac{1}{3Q_2 t_r} \frac{m}{\left[E_i \left(1 - \frac{(k - k_t)}{(k - k_t)_{ult}} \right) \right]} (W^{vp_2})^{\frac{m-1}{m}} \quad . \quad (35)$$

将式 (35) 代入式 (30), (31) 中即可得到与第二屈服面对应的黏塑性体应变速率及黏塑性剪应变速率:

$$\begin{aligned} \alpha_v^{p_2} &= \frac{m}{t_r} \left[\frac{k - k_t}{E_i \left(1 - \frac{(k - k_t)}{(k - k_t)_{ult}} \right)} \right]^{\frac{1}{m}} (W^{vp_2})^{\frac{m-1}{m}} \cdot \\ &\quad \frac{3 \left(1 - \frac{3}{k_1} \right) q^2 + 27 \left(\frac{9}{k_1} - 1 \right) p'^2}{2q^3 \sin(3q_s) + 9 \left(1 - \frac{3}{k_1} \right) p' q^2 + 27 \left(\frac{9}{k_1} - 1 \right) p'^3}, \end{aligned} \quad (36)$$

$$\begin{aligned} \alpha_s^{p_2} &= \frac{m}{t_r} \left[\frac{k - k_t}{E_i \left(1 - \frac{(k - k_t)}{(k - k_t)_{ult}} \right)} \right]^{\frac{1}{m}} (W^{vp_2})^{\frac{m-1}{m}} \cdot \\ &\quad \frac{\left\{ \left[6q^2 \sin(3q_s) + 18 \left(1 - \frac{3}{k_1} \right) p' q \right]^2 + [6q^2 \cos(3q_s)]^2 \right\}^{1/2}}{6q^3 \sin(3q_s) + 27 \left(1 - \frac{3}{k_1} \right) p' q^2 + 81 \left(\frac{9}{k_1} - 1 \right) p'^3}. \end{aligned} \quad (37)$$

1.4 双屈服面三维流变本构关系

按照双屈服面模型理论, 将以上第一屈服面三维流变方程与第二屈服面三维流变方程结合起来, 建立双屈服面三维流变本构关系。

根据土的应力应变特性^[24], 应力偏张量主值 S_i ($i=1, 2, 3$) 可由式 (38) 求出; 主应变速率 α_i ($i=1, 2, 3$) 可由式 (39) 求得

$$S_i = \frac{2}{3} q \sin \left[q_s + \frac{(4-2i)\pi}{3} \right] \quad (i=1, 2, 3), \quad (38)$$

$$\alpha_i = \alpha_i^p + \alpha_m^p = \frac{\alpha_v}{3} + \alpha_s \sin \left[q_{\alpha^p} + \frac{(4-2i)\pi}{3} \right] \quad (i=1, 2, 3), \quad (39)$$

式中, e_i ($i=1, 2, 3$) 为应变偏张量主值, e_m 为平均应变。

根据式 (1), (2), (39) 可以求得一点主应变速率表达式:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{k}{3V_0} \frac{p'}{p'} + \frac{1}{2G} \alpha_1^p + \frac{\alpha_v^{p_1}}{3} + \alpha_s^{p_1} \sin \left(q_{\alpha^{p_1}} + \frac{2\pi}{3} \right) + \\ &\quad \frac{\alpha_v^{p_2}}{3} + \alpha_s^{p_2} \sin \left(q_{\alpha^{p_2}} + \frac{2\pi}{3} \right) \quad , \end{aligned} \quad (40)$$

$$\begin{aligned} \alpha_2 &= \frac{k}{3V_0} \frac{\alpha_2^p}{p'} + \frac{1}{2G} \alpha_2^p + \frac{\alpha_v^{p_1}}{3} + \alpha_s^{p_1} \sin \left(q_{\alpha^{p_1}} \right) + \\ &\quad \frac{\alpha_v^{p_2}}{3} + \alpha_s^{p_2} \sin \left(q_{\alpha^{p_2}} \right) \quad , \end{aligned} \quad (41)$$

$$\begin{aligned} \alpha_3 &= \frac{k}{3V_0} \frac{\alpha_3^p}{p'} + \frac{1}{2G} \alpha_3^p + \frac{\alpha_v^{p_1}}{3} + \alpha_s^{p_1} \sin \left(q_{\alpha^{p_1}} - \frac{2\pi}{3} \right) + \\ &\quad \frac{\alpha_v^{p_2}}{3} + \alpha_s^{p_2} \sin \left(q_{\alpha^{p_2}} - \frac{2\pi}{3} \right) \quad . \end{aligned} \quad (42)$$

由式 (40) ~ (42) 可以求得 α_1 , α_2 , α_3 , 分别对时间进行积分, 可以得到 e_1 , e_2 , e_3 , 然后由下式 (43)、式 (44) 即可分别求得

$$e_v = e_1 + e_2 + e_3 \quad , \quad (43)$$

$$e_s = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(e_1 - e_2)^2 + (e_2 - e_3)^2 + (e_3 - e_1)^2} \quad . \quad (44)$$

式 (40) ~ (42) 适用于主应力方向恒定加卸载时的任何应力状态。对于常规三轴试验, 应力满足 $S_2 = S_3$, 有 $q_s = -\pi/6$, 由式 (33) 求得 $q_{\alpha^{p_1}} = q_{\alpha^{p_2}} = -\pi/6$ 。此时对式 (38) 进行求导, 得到

$$\alpha_i = \frac{2}{3} \alpha_s \sin \left[-\frac{\pi}{6} + \frac{(4-2i)\pi}{3} \right] \quad (i=1, 2, 3) \quad . \quad (45)$$

将式 (45) 及 $q_s = q_{\alpha^{p_1}} = q_{\alpha^{p_2}} = -\pi/6$ 代入式 (40) ~ (42) 中, 得到常规三轴试验应力条件下主应变速率表达式:

$$\alpha_1 = \frac{k}{3V_0} \frac{\alpha_1^p}{p'} + \frac{\alpha_1^p}{3G} + \left(\frac{\alpha_v^{p_1}}{3} + \alpha_s^{p_1} \right) + \left(\frac{\alpha_v^{p_2}}{3} + \alpha_s^{p_2} \right), \quad (46)$$

$$\alpha_2 = \frac{k}{3V_0} \frac{\alpha_2^p}{p'} - \frac{\alpha_2^p}{6G} + \left(\frac{\alpha_v^{p_1}}{3} - \frac{1}{2} \alpha_s^{p_1} \right) + \left(\frac{\alpha_v^{p_2}}{3} - \frac{1}{2} \alpha_s^{p_2} \right), \quad (47)$$

$$\alpha_3 = \frac{k}{3V_0} \frac{\alpha_3^p}{p'} - \frac{q}{6G} + \left(\frac{\alpha_v^{p_1}}{3} - \frac{1}{2} \alpha_s^{p_1} \right) + \left(\frac{\alpha_v^{p_2}}{3} - \frac{1}{2} \alpha_s^{p_2} \right). \quad (48)$$

由式 (46) ~ (48) 可求得常规三轴试验应力条件下双屈服面流变模型的体应变速率 α_v 和剪应变速率 α_s 为

$$\alpha_v = \frac{k}{V_0} \frac{\alpha_1^p}{p'} + \alpha_v^{p_1} + \alpha_v^{p_2}$$

$$=\frac{k}{V_0} \frac{\delta \epsilon}{p'} + S^{(1)}(2p' - p'_{\text{mo}}) + S^{(2)} \left[9 \left(1 - \frac{3}{k_1}\right) q^2 + 81 \left(\frac{9}{k_1} - 1\right) p'^2 \right] \quad (49)$$

$$\delta \epsilon_s = \frac{\delta \epsilon}{3G} + \delta \epsilon_s^{\text{pl1}} + \delta \epsilon_s^{\text{pl2}}$$

$$= \frac{\delta \epsilon}{3G} + S^{(1)} \frac{2q}{M^2} + S^{(2)} \left[-6q^2 + 18 \left(1 - \frac{3}{k_1}\right) p' q \right] \quad (50)$$

式中, $S^{(1)}$ 及 $S^{(2)}$ 分别由式 (16) 及式 (35) 求得。将式 (49), (50) 对时间进行积分即可求出 ϵ_v, ϵ_s 。

2 模型参数确定

从以上公式中可以看出, 双屈服面三维流变模型的参数包括有效内摩擦角 j' , 泊松比 n , $e - \ln p'$ 坐标下压缩指数 I 、回弹指数 k , 次压缩指数 y , 比容 V_0 ($V_0 = 1 + e_0$), 第一屈服面参考时间 t_0 , 第一屈服面应力初值 p'_{mo} , 黏塑性应变初值 $\epsilon_{\text{vo}}^{\text{vp1}}$, 黏塑性指数 m , 第二屈服面参考时间 t_r , 剪切硬化功参数 $(k - k_r)_{\text{ult}}$, E_i , 剪切塑性势参数 A , 这些模型参数均可以由常规试验求得。

首先, 以无侧限压缩试验确定泊松比 n , 以三轴固结排水剪切试验确定有效内摩擦角 j' 。

其次, 根据三轴等向压缩流变试验确定与第一屈服面相关的模型参数 t_0 , I , k , y , V_0 , p'_{mo} 和 $\epsilon_{\text{vo}}^{\text{vp1}}$ 。在三轴等压应力状态下 $q=0$, 只有第一屈服面引起的黏塑性应变而无第二屈服面引起的黏塑性应变。此时, 双屈服面三维流变模型退化为 Yin-Graham 流变模型, 由此可以确定与第一屈服面相关的模型参数 t_0 , I , k , y , V_0 , p'_{mo} 和 $\epsilon_{\text{vo}}^{\text{vp1}}$, 具体确定方法可以参照文献[5]。Yin 等^[5]研究后认为, 这些参数与常用土工力学参数具有相似性, 若无三轴等向压缩流变试验数据, 可以参照常规 24 h 固结试验确定的压缩系数 C_c 、卸载/再加载系数 C_r 、次固结系数 C_{ae} 、先期固结压力 p'_c 及相应应变 $\epsilon_{vc}^{\text{vp}}$ 按如下公式近似确定:

$$\left. \begin{aligned} k &= \frac{C_r}{\ln 10}, \quad I = \frac{C_c}{\ln 10} \\ p'_{\text{mo}} &= p'_c, \quad \epsilon_{\text{vo}}^{\text{vp1}} = \epsilon_{\text{vc}}^{\text{vp}} \\ y &= \frac{C_{ae}}{\ln 10}, \quad t_0 = t_{24} \end{aligned} \right\} \quad (51)$$

最后, 根据三轴剪切流变试验确定与第二屈服面相关的模型参数 t_r , m , $(k - k_r)_{\text{ult}}$, E_i 和 A 。在三轴剪切流变试验中, 试验测定的是总应变, 它包含弹性应变、第一和第二屈服面对应的黏塑性应变三项。弹性应变可以根据弹性应变公式 (2) 确定; 第一屈服面黏塑性应变根据上述第一屈服面对应的模型参数按照

式 (12) 及式 (17) 计算得出。总应变减去弹性应变和第一屈服面对应的黏塑性应变, 即可得到第二屈服面对应的黏塑性应变。按照黏塑性功公式可以获得每一时刻的黏塑性功 W^{vp2} , 根据黏塑性功随时间变化数据确定第二屈服面相关的模型参数 t_r , m , $(k - k_r)_{\text{ult}}$, E_i 和 A 。具体确定方法如下:

对式 (21) 适当进行变形得

$$\ln W^{\text{vp2}} = \ln W_o^{\text{vp2}} + m \ln \frac{t_a}{t_r} \quad , \quad (52)$$

其中,

$$W_o^{\text{vp2}} = \frac{k - k_r}{E_i \left[1 - \frac{(k - k_r)}{(k - k_r)_{\text{ult}}} \right]} \quad . \quad (53)$$

对式 (53) 适当变形得

$$\frac{1}{W_o^{\text{vp2}}} = E_i \frac{1}{k - k_r} - \frac{E_i}{(k - k_r)_{\text{ult}}} \quad . \quad (54)$$

根据上述黏塑性功随时间变化数据, 在 $\ln(t_a/t_r)$ - $\ln(W^{\text{vp2}})$ 坐标系中绘制数据点, 根据式 (52) 通过线性回归获得 m 及 W_o^{vp2} 。如图 5 所示, 不同剪应力 q 可以获得不同截距值 $\ln(W_o^{\text{vp2}})$ 。

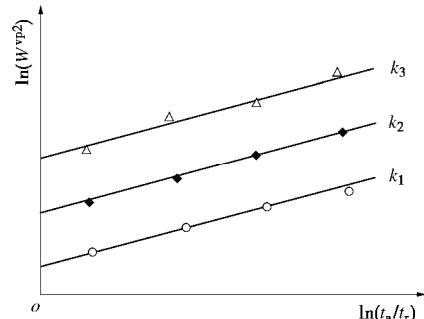


图 5 $\ln(W^{\text{vp2}})$ 与 $\ln(t_a/t_r)$ 关系图

Fig. 5 Relationship between $\ln(W^{\text{vp2}})$ and $\ln(t_a/t_r)$

然后根据式 (54), 以 $1/(k - k_r)$ 为自变量, $1/W_o^{\text{vp2}}$ 为因变量进行线性回归, 获得回归直线斜率 E_i 及截距 $E_i/(k - k_r)_{\text{ult}}$, 由此可以得到模型参数 E_i 及 $(k - k_r)_{\text{ult}}$ 。

在三轴试验中, 根据流动法则, 可以得到

$$d\epsilon_3^{\text{vp2}} = S^{(2)} \frac{\partial Q_2}{\partial S_3} dt = S^{(2)} [I_2 + I_1(S_1 + S_3) - k_1 S_1 S_3] dt, \quad (55)$$

$$d\epsilon_1^{\text{vp2}} = S^{(2)} \frac{\partial Q_2}{\partial S_1} dt = S^{(2)} [I_2 + I_1(2S_3) - k_1 S_3 S_3] dt. \quad (56)$$

在三轴压缩状态下, 依据试验测定的 $d\epsilon_1^{\text{vp2}}$ 和 $d\epsilon_3^{\text{vp2}}$, 定义黏塑性泊松比 n^{vp} 为

$$n^{\text{vp}} = -\frac{d\epsilon_3^{\text{vp2}}}{d\epsilon_1^{\text{vp2}}} \quad . \quad (57)$$

将式 (55), (56) 代入式 (57) 中, 可以得到

$$k_1 = \frac{(I_2 + I_1 S_3)(1+n^{vp})}{S_3(S_1+n^{vp}S_3)} + \frac{I_1}{S_3} \quad (58)$$

在计算出 k_1 值后, 可由式 (7) 求出 k , 可以发现 k_1 与 k 是一一对应的。试验资料表明塑性势函数参数 k_1 与屈服函数参数 k 存在线性关系, 如式 (11) 所示, 可以由此求出土样对应的 A 值。

3 Fortran 程序编制

通过目前广泛应用的 4 阶 Rung-Kutta 方法将本文建立的双屈服面三维流变模型中微分公式用差分公式形式表示, 接着利用 Fortran 语言在计算机中编制计算程序, 用于获得数值解。双屈服面三维流变本构模型程序在 Fortran 中编写思路如图 6 所示。

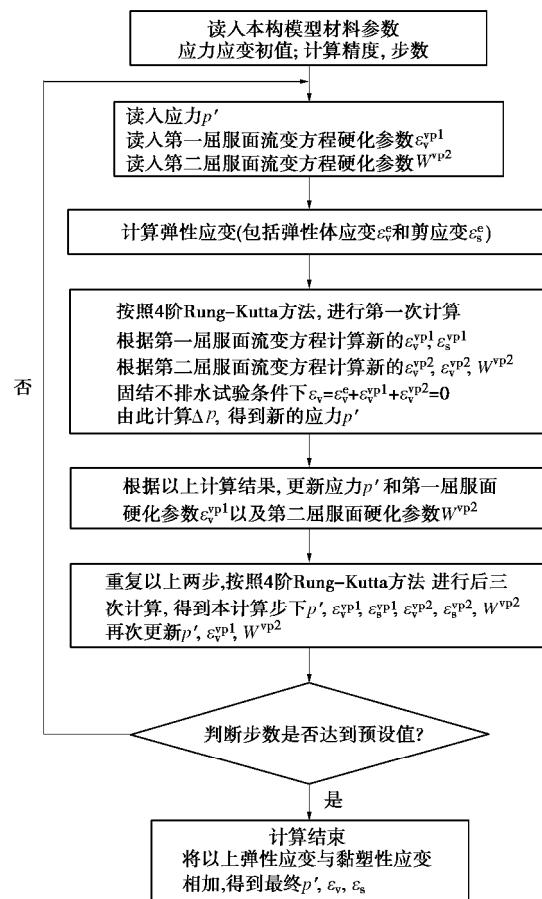


图 6 Fortran 程序框图

Fig. 6 Flow chart of Fortran

4 算例验证

上文建立了双屈服面三维流变模型并给出了模型参数确定方法及数值计算程序编写思路, 本节将通过加拿大膨润土及香港重塑海相沉积土三轴固结不排水流变试验来验证模型的合理性。

4.1 加拿大膨润土流变试验

Yin^[23]针对加拿大膨润土 (Canada bentonite, 简

称 CB) 进行了一系列常规三轴固结不排水流变试验。试样初始有效围压为 2460 kPa, 剪应力加载方式为多级加载。试验土样主要物理力学性质见表 1。部分模型参数 Yin^[23]已给出, 见表 2。

表 1 试样的物理特性指标^[23]

Table 1 Physical properties of sample

土样	重度 /(kN·m ⁻³)	含水 率/%	饱和 度/%	土粒相 对密度	比容 V_0	泊松 比 n
CB	16.46	22.3	99.4	2.70	1.609	0.3

表 2 部分模型参数^[23]

Table 2 Part of model parameters

$j'/(^\circ)$	I/V_0	k/V_0	y/V_0	p'_mo/kPa	t_0/h	e_v^{vp1}
15	0.05	0.025	0.0025	1900.77	24	0

当不考虑第二屈服面时, 本文双屈服面流变模型退化为 Yin-Graham 模型, 图 7 给出了试验实测值、双屈服面流变模型预测值及 Yin-Graham 模型预测值之间的对比。

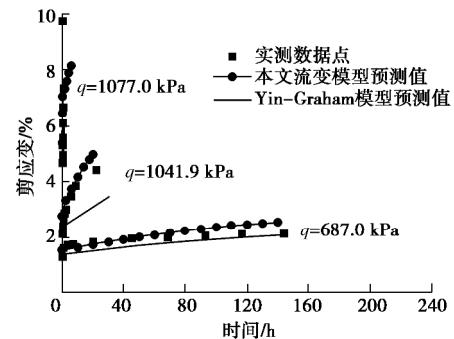


图 7 实测与预测结果对比

Fig. 7 Comparison between measured and predicted results

从图 7 中可以发现, 在三轴剪切流变试验中, 当剪应力较大时, Yin-Graham 模型预测的剪应变普遍偏小, 并且剪应力越大, 模型预测值与实测值之间差别越大, 这是由于 Yin-Graham 模型缺少反映剪胀机制的第二屈服面导致的。为了弥补这部分变形的缺失, 本文在 Yin-Graham 模型基础上增加反映剪胀机制的第二屈服面, 对应的模型参数 m , $(k-k_t)_{ult}$, E_i 和 A 可以按照第 2 节介绍方法确定。 $\ln(W^{vp2}) - \ln(t_a/t_r)$ 关系见图 3, 参数 m 取图 3 中 3 条直线斜率平均值 $m = 0.02018$ 。其余参数值为: $(k-k_t)_{ult} = 0.7685$, $A = 0.42$, $E_i = 0.0317$ 。第二屈服面对应模型参数如表 3 所示。

表 3 模型参数

Table 3 Model parameters

m	$(k-k_t)_{ult}$	E_i	A	t_r/h
0.02018	0.7658	0.0317	0.42	24

在求出模型参数后, 按第 3 节介绍方法利用 Fortran 语言编制程序进行数值计算, 对上述固结不排

水剪切流变试验进行模拟, 模拟结果如图 8, 9 所示。

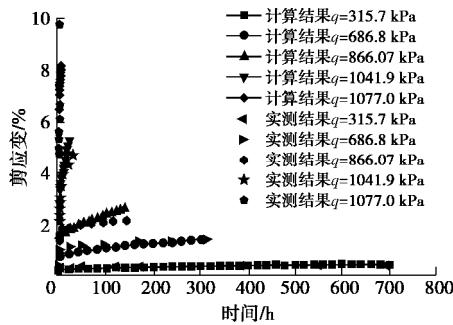


图 8 剪应变与时间关系图

Fig. 8 Relationship between shear strain and time

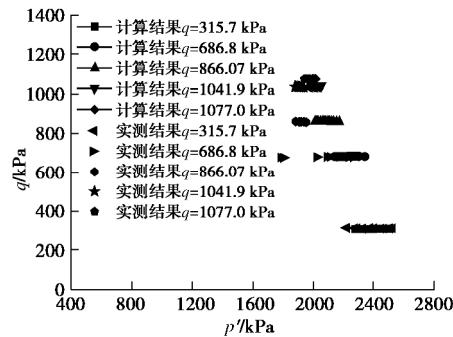


图 9 p' - q 空间有效应力路径图

Fig. 9 Effective stress paths in p' - q space

从图 8 中可以看出, 剪应变随着剪应力的增加而增加, 当剪应力较大土样接近破坏时, 剪应变增长速度明显加快。当剪应力给定时, 在试样达到破坏前, 剪应变在剪应力施加初始阶段内迅速增加, 但随着时间的增长剪应变增加速度明显放缓。从图 8, 9 中可以看出, 无论是剪应变与时间关系还是 p' - q 空间有效应力路径, 基于等效时间的双屈服面三维流变模型都可以较好地拟合试验数据。图 7 也给出了本文所建立的双屈服面三维流变模型预测值, 并与 Yin-Graham 模型预测值及实测值进行对比。从图 7 中可以发现, 当剪应力水平较低时两种模型预测结果都较好; 当剪应力水平较高土体接近破坏时, 双屈服面三维流变模型因充分反映了剪应力对流变发展过程的影响, 故拟合的更好, 这是 Yin-Graham 流变模型没能体现的。

4.2 香港重塑海相沉积土流变试验

Zhu^[25]针对香港重塑海相沉积土(remoulded Hong Kong marine deposits, 简称 RHKMD)进行了一系列三轴固结不排水流变试验, 试验围压为 400 kPa, 剪应力加载方式为单级加载。土样主要物理力学性质见表 4。按照第 2 节介绍的方法确定模型参数, 见表 5。

图 10 为剪应变实测值与模型预测值对比图, 图 11 为实测及模型预测 p' - q 关系对比图。从图 10,

11 中可见, 模型预测结果与实测结果较为吻合, 说明基于等效时间的双屈服面三维流变模型能够较好地模拟单级加载三轴固结不排水剪切流变试验, 进一步验证了本文所提模型合理性。

表 4 试样物理特性指标

Table 4 Physical properties of sample

土样	含水率/%	饱和度/%	土粒相对密度	比容 V_0	泊松比 n
RHKMD	48.3	98	2.66	2.216	0.3

表 5 模型参数

Table 5 Model parameters

I/V_0	k/V_0	y/V_0	p'_{mo}/kPa	t_0/h	e_{vo}^{vp1}
0.0793	0.018	0.0025	15.2	24	0
j'	m	$(k - k_t)_{ult}$	E_i	A	t_r/h
31.5°	0.0328	4.003	0.2565	0.58	24

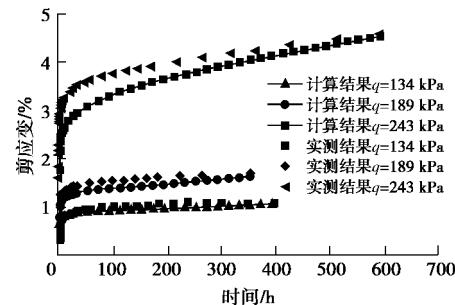


图 10 剪应变与时间关系图

Fig. 10 Relationship between shear strain and time

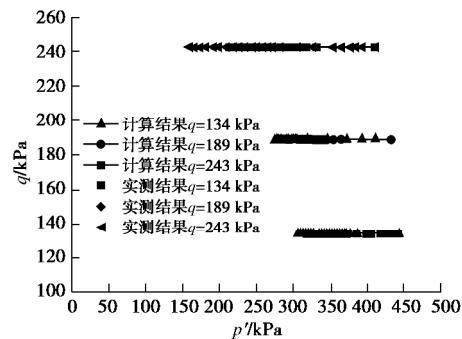


图 11 p' - q 空间有效应力路径图

Fig. 11 Effective stress paths in p' - q space

5 结论

本文以 Yin-Graham 三维流变方程作为第一屈服面流变方程, 以新建立的三维流变方程作为第二屈服面流变方程, 将二者相结合建立了双屈服面三维流变模型, 得到以下 3 点结论。

(1) 以 Matsuoka-Nakai 屈服准则为第二屈服面, 根据非相关联流动法则, 以黏塑性功为硬化参数, 借鉴 Mesri 建模思路构建应力 - 黏塑性功 - 时间关系,

利用等效时间法得到应力-黏塑性功-黏塑性功速率关系式, 以便考虑应力历史及应力路径的作用。然后采用 Perzyna 过应力理论建立了反映土体剪胀特性的第二屈服面三维流变方程。

(2) 根据双屈服面模型理论, 以 Yin-Graham 三维流变方程为反映剪缩的第一屈服面流变方程, 以本文新建立的三维流变方程为反映剪胀的第二屈服面流变方程, 建立了双屈服面三维流变模型。新的双屈服面流变模型考虑了黏塑性应变速率效应, 克服了以往基于真实时间流变模型无法考虑应力历史及应力路径的缺陷; 并且考虑了土体剪缩、剪胀特性, 克服了单一屈服面流变模型只能考虑剪缩(或剪胀)的缺陷。

(3) 按照经典的 4 阶 Rung-Kutta 方法, 通过 Fortran 语言, 编制了本构模型计算程序。在固结不排水条件下, 应用计算程序数值分析了常规三轴试验多级加载和单级加载的流变发展过程, 并把计算预测值与两种不同场地的软土流变试验实测值进行了对比分析。结果表明, 双屈服面三维流变模型能够较好地反映土体的流变特性。特别是可以较好地反映较高应力水平下土体接近破坏时的流变现象。

参考文献:

- [1] 孙德安, 申海娥. 上海软土的流变特性试验研究[J]. 水文地质工程地质, 2010, 37(3): 74-78. (SUN De-an, SHEN Hai-e. Experimental study on rheology behaviour of Shanghai soft clay[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 2010, 37(3): 74-78. (in Chinese))
- [2] 殷宗泽. 土工原理[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2007. (YIN Zong-ze. Geotechnical Principles[M]. Beijing: China Water & Power Press, 2007. (in Chinese))
- [3] YIN Z Y, ZHU Q Y, ZHANG D M. Comparison of two creep degradation modeling approaches for soft structured soils[J]. Acta Geotechnica, 2017, 12(6): 1395-1413.
- [4] YAO Y P, KONG L M, ZHOU A N, et al. Time-dependent unified hardening model: three-dimensional elastoviscoplastic constitutive model for clays[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2015, 141(6): 04014162.
- [5] YIN J H, GRAHAM J. Elastic viscoplastic modelling of the time-dependent stress-strain behaviour of soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1999, 36(4): 736-745.
- [6] 杨爱武, 闫澍旺, 杜东菊. 结构性吹填软土蠕变模型研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(11): 3213-3219. (YANG Ai-wu, YAN Shu-wang, DU Dong-ju. Study of creep model of structural soft dredger fill[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(11): 3213-3219. (in Chinese))
- [7] 柯文汇, 陈健, 盛谦. 结构性软黏土的一维弹黏塑性模型[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(3): 494-503. (KE Wen-hui, CHEN Jian, SHENG Qian. One-dimensional elasto-viscoplastic model for structured soft clays[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(3): 494-503. (in Chinese))
- [8] 尹振宇, 朱启银, 朱俊高. 软黏土蠕变特性试验研究: 回顾与发展[J]. 岩土力学, 2013, 34(增刊 2): 1-17. (YIN Zhen-yu, ZHU Qi-yin, ZHU Jun-gao. Experimental investigation on creep behavior of soft clays: review and development[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(S2): 1-17. (in Chinese))
- [9] YIN J H, GRAHAM J. Viscous-elastic-plastic modelling of one-dimensional time-dependent behaviour of clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1989, 26(2): 199-209.
- [10] MESRI G, REBRES-CORDERO E, SCHIELDS D R, et al. Shear stress-strain-time behavior of clays[J]. Géotechnique, 1981, 31(4): 537-552.
- [11] 王常明, 王清, 张淑华. 滨海软土蠕变特性及蠕变模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(2): 227-230. (WANG Chang-ming, WANG Qing, ZHANG Shu-hua. Creep characteristics and creep model of marine soft soils[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(2): 227-230. (in Chinese))
- [12] 雷华阳, 贾亚芳, 李肖. 滨海软土非线性蠕变特性的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(增刊 1): 2806-2816. (LEI Hua-yang, JIA Ya-fang, LI Xiao. Experimental study of nonlinear creep property of soft soil in littoral area[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(S1): 2806-2816. (in Chinese))
- [13] 胡亚元. 剪切双曲线型等效时间流变模型[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(8): 1549-1555. (HU Ya-yuan. Shear hyperbolic type equivalent-time rheological model[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(8): 1549-1555. (in Chinese))
- [14] 沈珠江. 南水双屈服面模型及其应用[C]// 海峡两岸土力学及基础工程地工技术学术研讨会论文集. 西安, 1994. (SHEN Zhu-jiang. The model of the NHRI Double Yield Surface and its Application[C]// Proceedings of the Symposium on Soil Mechanics and Foundation Engineering in the Two Sides of Taiwan Strait. Xi'an, 1994. (in Chinese))
- [15] 殷宗泽. 一个土体的双屈服面应力-应变模型[J]. 岩土工程学报, 1988, 10(4): 64-71. (YIN Zong-ze. A double yield surface stress-strain model for soils[J]. Chinese Journal of

- Geotechnical Engineering, 1988, **10**(4): 64 - 71. (in Chinese))
- [16] HSIEH H S, KAVAZANJIAN E J, BORJA R I. Double-yield-surface Cam-clay plasticity model I: theory[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1990, **116**(9): 1381 - 1401.
- [17] KONG Y F, XU M, SONG E X. An elastic-viscoplastic double-yield-surface model for coarse-grained soils considering particle breakage[J]. Computers and Geotechnics, 2017, **85**: 59 - 70.
- [18] 詹美礼, 钱家欢, 陈绪禄. 软土流变特性试验及流变模型[J]. 岩土工程学报, 1993, **15**(3): 54 - 62. (ZHAN Mei-li, QIAN Jia-huan, CHEN Xu-lu. Tests on rheological behavior of soft soil and rheologic model[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1993, **15**(3): 54 - 62. (in Chinese))
- [19] 张军辉, 缪林昌. 连云港海相软土流变特性试验及双屈服面流变模型[J]. 岩土力学, 2005, **26**(1): 145 - 149. (ZHANG Jun-hui, MIAO Lin-chang. Tests on rheological behavior of Lianyungang marine soft clay and two-yield-surface rheological model[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(1): 145 - 149. (in Chinese))
- [20] 张坤勇, 文德宝, 马奇豪. 椭圆抛物双屈服面弹塑性模型三维各向异性修正及其试验验证[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(8): 1692 - 1700. (ZHANG Kun-yong, WEN De-bao,
- MA Qi-hao. Three-dimensional anisotropic revision and experimental verification of elliptic parabolic double yield surface elastoplastic model[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(8): 1692 - 1700. (in Chinese))
- [21] 胡亚元. n 次齐次屈服函数相关联流动法则失效的机制研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(2): 243-251. (HU Ya-yuan. Failure mechanism of associated flow rule for n th homogenous yield function[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(2): 243 - 251. (in Chinese))
- [22] 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.
- [23] YIN J H. Constitutive modelling of time-dependent stress-strain behavior of soils[D]. Winnipeg: The University of Manitoba Winnipeg, 1990.
- [24] YU Hai-sui. 岩土塑性理论[M]. 周国庆, 刘恩龙, 商翔宇, 译. 北京: 科学出版社, 2018. (YU Hai-sui. Plasticity and Geotechnics[M]. Zhou Guo-qing, LIU En-long, SHANG Xiang-yu, trans. Beijing: Science Press, 2018. (in Chinese))
- [25] ZHU J G. Rheological behaviour and elastic viscoplastic modelling of soil[M]. Beijing: Science Press, 2007.

《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的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, 并优先利用这些稿件。主要栏目有黄文熙讲座、综述、论文、短文、工程实录、焦点论坛、讨论和简讯等。

本刊被《中文核心期刊要目总览》连续多年确认为核心期刊, 并在建筑类核心期刊中位于前列; 本刊被科技部“中国科技论文统计源期刊”(中国科技核心期刊)及“中国科技论文与引文数据库”收录; 本刊被中国科学院“中国科学引文数据库”收录; 本刊被“中国知网”全文收录及“中国学术期刊综合评价数据库”收录; 本刊被“工程索引 Ei Compendex”数据

库”和“日本科学技术振兴机构数据库 JST”等国际数据库收录。本刊网址 (www.cgejournal.com) 全文发布本刊所有刊载文章。

本刊读者对象为土木建筑、水利电力、交通运输、矿山冶金、工程地质等领域中从事岩土工程及相关专业的科研人员、设计人员、施工人员、监理人员和大专院校师生。

本刊为月刊, A4 开, 双栏排版, 192 页, 每月中旬出版, 每期定价 40 元, 全年定价 480 元。

本刊国际标准刊号 ISSN 1000 - 4548, 国内统一刊号 CN 32 - 1124/TU, 国内发行代号 28 - 62, 国外发行代号 MO 0520。欢迎广大读者在全国各地邮局订购, 也可在编辑部订购(不另收邮费)。编辑部订购地址: 南京虎踞关 34 号《岩土工程学报》编辑部; 邮编: 210024; 联系电话: 025-85829534, 85829543, 85829553, 85829556; 传真: 025-85829555; E-mail: ge@nhri.cn。

DOI: 10.11779/CJGE202001007

堆载作用下土体分层特性对地铁隧道纵向变形的影响研究

梁发云¹, 袁强¹, 李家平², 张少夏²

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 上海申通地铁集团有限公司, 上海 200070)

摘要: 随着城市化进程的不断推进, 地铁隧道附近可能会出现不同形式的地表堆载, 将对地铁隧道的健康状态产生不利影响。现有的方法多是基于 Boussinesq 解求解地表堆载引起的附加应力, 无法考虑土体的分层特性。首先采用 Fourier 积分变换得到了直角坐标系中竖向荷载作用下层状地基附加应力的基本解; 然后将下卧隧道视为 Timoshenko 梁, 基于 Winkler 地基模型和两阶段法求得隧道纵向位移和内力。为考察地基土成层性对既有隧道性状的影响, 对上软下硬、上硬下软两种典型层状地基中的隧道进行了参数分析。结果表明: 地基土成层特性对隧道形状影响比较大, 相比而言, 隧道下卧土层控制沉降的效果要优于隧道上覆土层。

关键词: 地表堆载; 层状地基; 地铁隧道; 隧道变形; 两阶段法

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0063-09

作者简介: 梁发云(1976—), 男, 博士, 教授, 主要从事土力学与基础工程的教学科研工作。E-mail: fylang@tongji.edu.cn。

Influences of soil characteristics on longitudinal deformation of shield tunnels induced by surface surcharge

LIANG Fa-yun¹, YUAN Qiang¹, LI Jia-ping², ZHANG Shao-xia²

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Shanghai Shentong Metro Group, Shanghai 200070, China)

Abstract: With the development of urbanization in China, it is common to find the surface surcharge in a large scale around the metro tunnels, which will seriously threaten the safety of the lining structures and their service capability. To obtain the additional stress on the axis of shield tunnels caused by the surface surcharge, the Boussinesq's solution is widely adopted, whereas it cannot be applied in multi-layered soils. In this study, firstly, the additional stress in multi-layered soils is obtained by using the Fourier integral transformation. Secondly, the existing tunnel is regarded as the Timoshenko beam, and the displacements and internal forces exerted on the shield tunnel are obtained based on the two-stage method. From the proposed method, it can be found that the underlying layer has larger influences on the settlement of shield tunnels than those by the overlying soils.

Key words: surface surcharge; multi-layered soil; shield tunnel; deformation of tunnel; two-stage method

0 引言

近年来, 城市轨道交通以其便捷快速的优点在许多城市得到快速的发展。然而随着城市化进程的不断推进, 许多已建成的地铁隧道附近不可避免地受到外部工程活动扰动影响, 其中突发地表堆载引发的隧道变形事故日益突出^[1], 如为便于上海嘉闵高架的施工将河道作为堆放材料场地引起地铁9号线产生较大的不均匀沉降^[2]以及违规弃土引起的地铁正上方堆载导致隧道的横向变形^[3-4]等。地表堆土荷载作用引起的附加应力, 会破坏盾构结构原有的平衡状态, 引起隧道应力重分布, 产生一定的纵向和横向变形, 一旦结构内力超过混凝土和螺栓容许应力, 会引发管片压损或

开裂等^[5], 对地铁安全造成严重影响。因此研究地表堆载对临近运营地铁盾构隧道的影响具有重要意义。

目前, 已有学者对地表堆载荷载作用下盾构隧道的纵向变形进行了研究。戴宏伟等^[6]利用 Boussinesq 解和分层总和法计算自由场的位移, 基于 Euler-Bernoulli 梁模型研究了地表施工荷载对临近地铁隧道的影响, 但未考虑土体成层特性和隧道自身的结构特性; 魏新江等^[7]、魏纲等^[8]基于变分法研究了堆载对下卧隧道错台变形的影响, 康成等^[9]采用

基金项目: 上海申通地铁集团有限公司科研计划项目 (JS-KY18R022-3)

收稿日期: 2019-05-09

Timoshenko 梁模型研究了不同堆载形式对隧道纵向变形的影响, 高继锦等^[10]研究了堆载对下卧交叉隧道竖向位移的影响, 但是他们的研究忽略了土体的成层特性; 李俊昱等^[11]根据层状弹性半空间理论计算了高填方堆载对地理管线受力和变形的影响, 研究成果虽然涉及到土体的成层特性但没有考虑管线接头的影响。综上, 这些研究成果或考虑的土层单一, 不能分析土层特性对隧道变形的影响; 或忽略了隧道接头引起的隧道整体刚度的弱化, 无法准确反映分层地基中堆载对隧道纵向变形的影响。黄大维等^[3]、张明告等^[12]、Zhang 等^[13]、张治国等^[14]研究表明当土层性质差别比较大时, 不能简单地将分层地基等效为均值地基, 关于这一点, 康成等^[9]也明确指出。

在实际工程中, 由于土是长期自然沉积形成的, 因此天然地基并非是均质的弹性体, 而是层状分布。基于层状弹性半空间理论^[15-16], 本文建立了层状地基中地表堆载对既有隧道影响的弹性分析方法。利用 Fourier 变换, 首先推导了直角坐标系下非均质土体中堆载引起的附加应力; 基于两阶段法^[17], 采用 Timoshenko 梁模型和 Winkler 地基模型, 计算地表堆载下隧道的响应; 进一步分析上覆土层和下卧土层对隧道内力和变形的影响。与已有的研究成果相比, 本文的计算模型可以同时考虑土体的分层特性及隧道的结构特性, 通用性更强。

1 计算模型

1.1 直角坐标系下弹性层状半空间体系基本解

地表堆载作用下将在地层中产生附加应力, 从而引起已有地铁隧道产生沉降变形, 甚至影响隧道的正常运营。为简化计算, 得到堆载下分层地基中的基本解, 本文计算模型做如下假定: ①地基由多个具有有限厚度的水平层以及半无限空间体组成, 每层都是均匀、连续、各向同性的弹性体(如图 1 所示); ②各层之间弹性接触, 且不发生相对滑动; ③不考虑土体固结和蠕变以及地表堆载随时间的变化, 且堆载前隧道变形已经稳定。

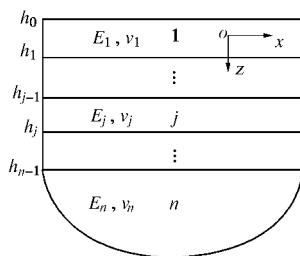


图 1 层状地基示意图

Fig. 1 Cross section of multi-layered soils

从弹性力学中不计体力的平衡微分方程、几何方程和物理方程构造如下控制方程^[18]:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial s_z}{\partial z} &= -\frac{\partial t_{xz}}{\partial x} - \frac{\partial t_{yz}}{\partial y}, \\ \frac{\partial t_{xz}}{\partial z} &= -\frac{E}{1-m^2} \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} - \frac{E}{2(1-m)} \frac{\partial^2 u_y}{\partial x \partial y} - \frac{E}{2(1+m)} \frac{\partial^2 u_x}{\partial y^2} - \frac{m}{1-m} \frac{\partial s_z}{\partial x}, \\ \frac{\partial t_{yz}}{\partial z} &= -\frac{E}{1-m^2} \frac{\partial^2 u_y}{\partial y^2} - \frac{E}{2(1-m)} \frac{\partial^2 u_x}{\partial x \partial y} - \frac{E}{2(1+m)} \frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} - \frac{m}{1-m} \frac{\partial s_z}{\partial y}, \\ \frac{\partial u_x}{\partial z} &= \frac{2(1+m)}{E} t_{xz} - \frac{\partial u_z}{\partial x}, \\ \frac{\partial u_y}{\partial z} &= \frac{2(1+m)}{E} t_{yz} - \frac{\partial u_z}{\partial y}, \\ \frac{\partial u_z}{\partial z} &= \frac{(1+m)(1-2m)}{(1-m)E} s_z - \frac{m}{1-m} \frac{\partial u_x}{\partial x} - \frac{m}{1-m} \frac{\partial u_y}{\partial y}. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中, s_z , t_{xz} , t_{yz} 分别为竖向应力和剪应力, u_x , u_y , u_z 分别为 3 个方向的位移。

为推导方便, 采用如下变换:

$$\begin{aligned} c_1 &= \frac{\partial t_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial t_{yz}}{\partial y}, \quad G_1 = \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y}, \quad c_2 = \frac{\partial t_{xz}}{\partial y} - \frac{\partial t_{yz}}{\partial x}, \\ G_2 &= \frac{\partial u_x}{\partial y} - \frac{\partial u_y}{\partial x}. \end{aligned} \quad (2)$$

双重 Fourier 变换与逆变换采用如下形式进行:

$$(c_1, G_1, s_z, t_{yz}, c_2, G_2) = \frac{1}{4\pi^2} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} (c_1, G_1, s_z, u_z, c_2, G_2) \cdot e^{-i(f_x x + f_y y)} dx dy, \quad (3a)$$

$$(c_1, G_1, s_z, u_z, c_2, G_2) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} (c_1, G_1, s_z, t_{yz}, c_2, G_2) \cdot e^{i(f_x x + f_y y)} df_x df_y. \quad (3b)$$

f_x 和 f_y 分别对应于时域中的 x 和 y 坐标。结合式(2), 对控制方程(1)进行双重 Fourier 变换, 并写成矩阵形式, 有

$$\frac{dU_{11}}{dz} = A_{11} U_{11}, \quad (4a)$$

$$\frac{dU_{12}}{dz} = A_{12} U_{12}, \quad (4b)$$

式中, $f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}$, $U_{11} = [G_1 \quad t_{yz} \quad c_1 \quad s_z]^T$,

$$U_{12} = [G_2 \quad c_2]^T,$$

$$A_{11} = \begin{bmatrix} 0 & f^2 & \frac{2(1+m)}{E} & 0 \\ -\frac{m}{1-m} & 0 & 0 & \frac{(1+m)(1-2m)}{(1-m)E} \\ \frac{E}{1-m^2} f^2 & 0 & 0 & \frac{1}{1-m^2} f^2 \\ 0 & 0 & -1 & 0 \end{bmatrix},$$

$$A_{12} = \begin{bmatrix} 0 & \frac{2(1+m)}{E} \\ \frac{E}{2(1+m)}f^2 & \end{bmatrix}.$$

依据 Cayley-Hamilton 定理, 对矩阵方程式 (4a), (4b) 进行求解可以得到单层地基中应力和位移的传递函数, 传递函数的具体表达形式参见文献[18], 由于篇幅限制, 本文不再赘述。采用与文献[16]相似的处理方式, 就可以得到堆载作用下层状土体的应力位移关系:

$$\begin{bmatrix} -c_1(f, 0) \\ -s_z(f, 0) \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}^1 & & & & & \\ & \mathbf{K}^2 & & & & \\ & & \mathbf{K}^j & & & \\ & & & \mathbf{K}^{n-1} & & \\ & & & & \mathbf{K}^n & \\ & & & & & \end{bmatrix} \begin{bmatrix} G_1(f, 0) \\ \eta_z(f, 0) \\ G_1(f, h_{j-1}) \\ \eta_z(f, h_{j-1}) \\ G_1(f, h_{n-1}) \\ \eta_z(f, h_{n-1}) \end{bmatrix}. \quad (5)$$

基于文献[19]的方法, 对式 (5) 进行双重 Fourier 逆变换, 可以得到真实空间域中地表堆载引起的附加应力数值解。

对于如图 2 所示的地面偏心堆载, 采用如式 (6) 的坐标变换, 并代入式 (5) 中, 即可以得到偏心荷载下分层地基中应力和位移的响应。

$$\begin{aligned} x &= x' \cos q - y' \sin q + x_0, \\ y &= x' \sin q + y' \cos q + y_0, \\ z &= z_0. \end{aligned} \quad (6)$$

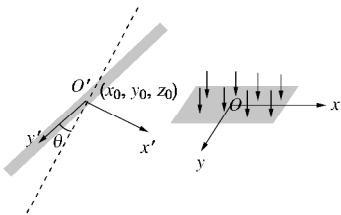


图 2 偏心堆载

Fig. 2 Eccentric surcharge

1.2 地表荷载作用下盾构隧道变形计算

通过 1.1 节可以得到地表堆载下分层地基中任一深度处附加应力的计算结果, 接下来采用两阶段法^[17], 计算地铁隧道与土体的相互作用, 分析地表堆载下隧道的纵向变形响应。

(1) 土体模型

在结构与土体的相互作用计算中, 通常采用 Winkler 地基模型^[17, 20]、Pasternak 地基模型^[21]、连续弹性体模型来模拟软土^[13]。Liang 等^[21-22]分析了基坑开挖对下卧地铁的影响, 土体分别采用 Winkler 地基模型和 Pasternak 地基模型进行模拟, 研究表明两种地基模型下得到的隧道隆起量差别不大, 但 Winkler 地

基模型更方便于工程应用。因此, 本文土体模型采用 Winkler 地基模型。关于地基反力系数, Vesic 基于地表弹性地基梁, 给出了确定地基反力系数的经验公式。由于没有考虑土层埋深对土层刚度的影响, Vesic 经验公式会高估了隧道的变形。为了更好地反映埋深对土层刚度的影响, Liang 等^[21]提出了基于埋深修正的 Vesic 地基反力系数经验公式:

$$k = \frac{1.3E_s}{hB(1-m^2)} \sqrt{\frac{E_s B^4}{EI}}, \quad (7)$$

式中, $h = 1 + \frac{1}{1.7z_0/B}$ ^[20], E_s , m 分别为隧道周围土体变形模量和泊松比, B 为隧道外径, EI 取隧道等效抗弯刚度 EI_{eq} 。

(2) 隧道模型

城市地铁隧道通常由预制管片组成, 管片与管片之间通过高强螺栓连成一个整体。毫无疑问, 管片接头的存在会削弱盾构隧道的整体刚度。大量监测数据表明, 隧道沿轴线方向的变形可以分解为两部分: ① 弯曲引发管片的弯曲变形, 造成管片的张开; ② 不均匀沉降诱发的剪切应力引发管片之间的错台变形^[23-24]。戴宏伟等^[6]、李俊昱等^[11]采用 Euler-Bernoulli 梁分别计算了隧道和管线的纵向变形, 但 Euler-Bernoulli 梁只能考虑弯曲变形, 无法得到管片之间的错台量大小, 因此本文采用 Timoshenko 梁来模拟盾构隧道。

为了考虑管片之间接头的存在引起隧道纵向刚度的衰减, 大量学者进行了研究^[25-26], 其中日本学者 Shiba 提出的刚度等效方法在工程中得到了大量应用, 本文同样也采用该方法。图 3 为隧道变形示意图, 通过变形协调条件, 可以得到隧道等效抗弯刚度、等效抗剪刚度、张开量和错台量。

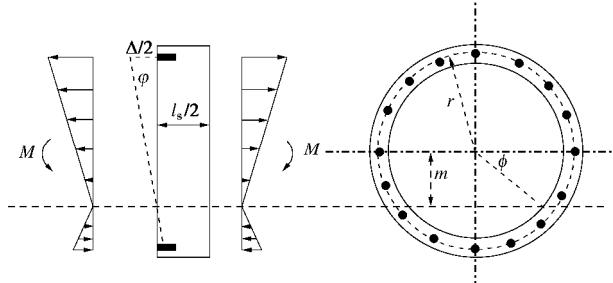


图 3 管片受力和变形示意图

Fig. 3 Deformation and stress of linings

a) 等效抗弯刚度和张开量

$$\left. \begin{aligned} f + \cot f &= \pi \left(0.5 + \frac{Nk_b l_s}{E_c A_c} \right), \\ j &= \frac{l_s}{E_c I_c} \frac{\cos f + (f + \pi/2) \sin f}{\cos^3 f} M, \\ EI_{eq} &= \frac{\cos^3 f}{\cos f + (f + \pi/2) \sin f} E_c I_c. \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式中, N 为纵向螺栓的数量, k_b 为螺栓的刚度: $k_b = E_b A_b / l_b$, l_s 和 l_b 分别为管片和螺栓的长度, E_c 和 I_c 分别为管片的弹性模量和隧道的惯性矩。

由弯矩引起管片之间最大张开量可以表示为

$$D = j(r + m) = \frac{M}{EI_{eq}}(r + r \sin f)l_b \quad . \quad (9)$$

b) 等效剪切刚度和错台量

基于 Timoshenko 梁理论和变形协调条件, 隧道的等效剪切刚度可以表示为

$$G_{eq} = z \frac{l_s}{\frac{l_b}{Nk_b G_b A_b} + \frac{l_s}{k_c G_c A_c}} \quad , \quad (10)$$

式中 z 为考虑影响隧道刚度相关因素的修正参数, 一般取 1; k_b 和 k_c 为 Timoshenko 梁和管片的剪切刚度修正系数, 分别取 0.9 和 0.5; G_b 和 G_c 分别为螺栓和隧道的剪切模量; A_b 和 A_c 分别为螺栓和隧道的横截面积。

由剪切引起管片之间的错台量可以表示为

$$d = l_s \frac{Q}{G_{eq}} \quad . \quad (11)$$

(3) 隧道变形计算模型

为简化计算, 假设地表荷载作用前隧道变形已经稳定、隧道与周围土体始终保持接触, 并且不考虑土体固结、蠕变以及荷载随时间的变化。取隧道微元体单元进行受力分析(如图 4 所示), 可以得到如下两个平衡方程:

$$Q + pD_t dx = qD_t dx + Q + dQ/dx \quad (\text{力平衡方程}), \quad (12a)$$

$$-M - Qdx - pD_t dx dx/2 + qD_t dx dx/2 + M + dM/dx = 0 \quad (\text{力矩平衡方程}) \quad . \quad (12b)$$

式中 Q 和 M 分别为作用在隧道上的剪力和弯矩; q 为堆载引起的附加应力; D_t 为隧道外径; p 为地基反力, 根据 Winkler 地基模型, $p = kw(x)$, k 为地基反力系数, 由式(7)确定, $w(x)$ 为堆载引起的隧道沉降。

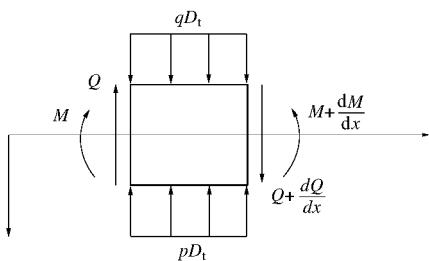


图 4 隧道单元受力分析图

Fig. 4 Force analysis of element

根据 Timoshenko 梁理论, 内力与变形之间的关系为

$$M = -EI_{eq} \frac{dq}{dx}, \quad Q = G_{eq} \left(\frac{dw}{dx} - q \right), \quad (13)$$

式中, q 为梁截面中性面的转动角度。

联立式(12a), (12b), (13), 可以得到地表竖向荷载下盾构隧道竖向位移 $w(x)$ 的微分控制方程:

$$\frac{d^4 w(x)}{dx^4} + a \frac{d^2 w(x)}{dx^2} + b w(x) = a_1 \frac{d^2 q(x)}{dx^2} + b_1 q(x), \quad (14)$$

$$\text{式中, } a = -\frac{kD_t}{G_{eq}}, \quad b = \frac{kD_t}{EI_{eq}}, \quad a_1 = -\frac{D_t}{G_{eq}}, \quad b_1 = \frac{D_t}{EI_{eq}}.$$

式(14)为 4 阶常微分方程, 很难直接得到其显式解析解, 故采用有限差分法将微分方程转换为代数形式的差分方程, 通过编程求其数值解。先将隧道离散成 $n+5$ 个微单元体, 每个单元体的长度为 l , 如图 5 所示, $-2, -1, n+1$ 和 $n+2$ 均为虚节点。假设隧道两端均自由, 即无弯矩和剪力作用。因此, 对于 0 节点和 n 节点, 分别满足边界条件: $Q_0 = Q_n = 0, M_0 = M_n = 0$ 。根据差分原理, 结合边界条件, 式(14)可以改写为以挠度 $w(x)$ 为未知数的矩阵表达式:

$$KW = DS, \quad (15)$$

式中, $W = [w_0 \ w_1 \ \mathbf{L} \ w_{n-1} \ w_n]^T$, $S = [q_0 \ q_1 \ \mathbf{L} \ q_{n-1} \ q_n]^T$, 可以通过式(5)求得, K 和 D 的表示形式见附录。求解式(15)就可以得到地表荷载作用下隧道的纵向变形, 然后联立式(9)~(13), 进一步可以得到隧道承受的弯矩、剪力、张开量和错台量。

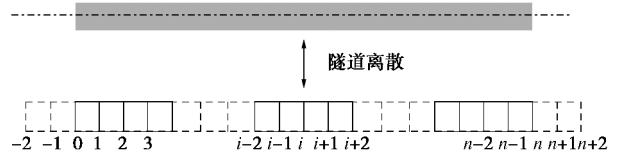


图 5 隧道离散分析

Fig. 5 Discretization of tunnel

1.3 算例验证

(1) 与 Boussinesq 解比较

基于式(5), 采用双重 Fourier 逆变换和高斯积分法, 可以得到分层地基中地表堆载引起的附加应力, 通过与经典的 Boussinesq 解进行对比, 来验证分层地基应力计算模型以及数值变换的正确性。假设地表作用 100 kN 的荷载, 荷载作用范围为 4×10 m, 地基土为弹性半空间无限体, 弹性模量为 10 MPa, 泊松比为 0.33。分别采用 Boussinesq 解和本文解(其中土体分层数取为 2 层和 4 层)计算 10 m 处的附加应力, 计算结果如图 6 所示, 对比结果表明, 本文计算结果与 Boussinesq 解基本一致, 从而验证了本文分层土体附加应力计算模型的可靠性。

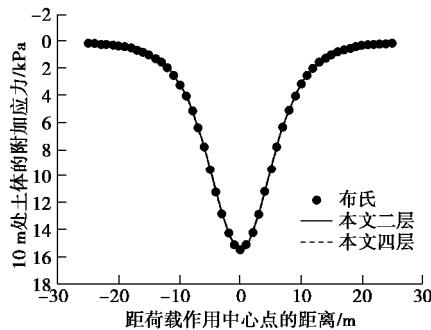


图 6 附加应力计算结果对比

Fig. 6 Comparison of additional stress

(2) 与已有文献比较

文献[9]以上海典型隧道为研究背景, 分析了均质土体中地表堆载对隧道纵向变形的影响。采用本文的计算结果与文献的结果如图7所示, 进一步验证了本文计算模型的正确性。

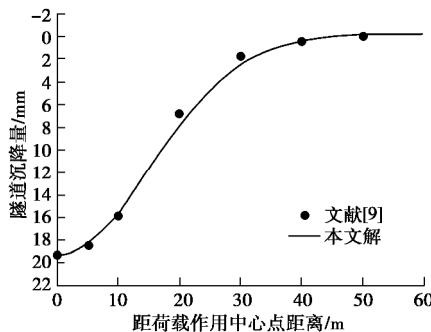


图 7 均质地基中堆载引起的隧道沉降

Fig. 7 Comparison of settlement

2 影响参数分析

假定在隧道轴线正上方地表进行工程堆土, 堆土重度为 18 kN/m^3 , 堆土高度为 4 m, 地表附加荷载作用范围为 $2a \times 2b = 20 \text{ m} \times 40 \text{ m}$, 隧道轴线埋深为 15 m。隧道为上海典型地铁隧道, 管片内外径分别为 5.5 m 和 6.2 m, 环宽为 1.2 m, 弹性模量为 $3.45 \times 10^7 \text{ kPa}$ 。螺栓为 17 个, 直径为 0.03 m, 长度为 0.4 m, 弹性模量为 $2.06 \times 10^8 \text{ kPa}$ 。在下面分析中, 若无特别说明, 隧道所取参数不变。

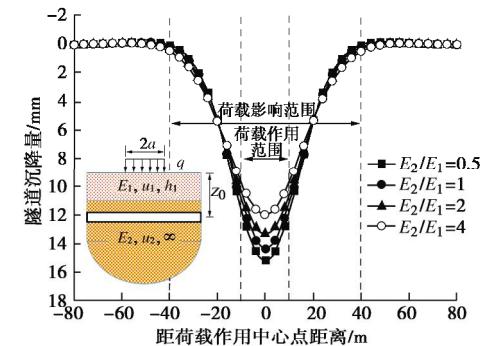
2.1 上覆土体模量

为了便于分析, 假设第一层层厚 10 m, 弹性模量变化范围为 5~40 MPa, 泊松比为 0.35, 第二层为半无限空间体, 弹性模量为 10 MPa, 泊松比为 0.35。

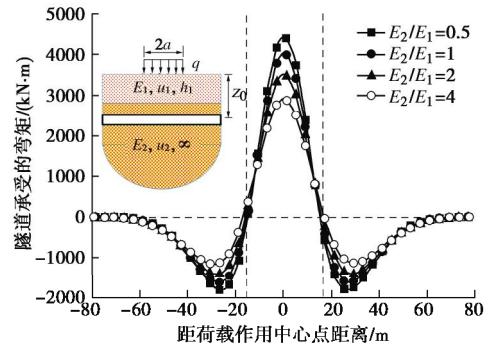
隧道正上方堆载情况下, 上覆土体模量对隧道纵向变形影响如图 8 (a) 所示。隧道竖向沉降最大值出现在荷载作用中心处, 随着上覆土体模量越大隧道纵向变形越小; 当上覆土体模量从 5 MPa 增大到 40 MPa 时, 隧道最大沉降从 16 mm 减小为 12 mm, 最大沉降

幅度减小了 25%。这主要是因为上覆土体模量越大, 土体强度越高, 应力扩散效应越明显, 作用在隧道上的附加应力也就越小, 从而引起隧道的沉降量也就越小。距堆载中心 40 m 附近, 隧道沉降几乎为零, 因此隧道沉降槽宽度约为 80 m, 是荷载作用宽度(沿隧道轴线方向)的 4 倍, 且沉降槽宽度几乎不受上覆土体模量的影响。

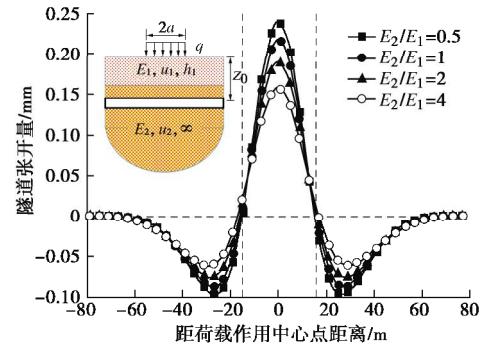
图 8 (b), (c) 分别为隧道所受弯矩和张开量随上覆土层模量的变化情况。由图可知, 堆载作用下隧道弯矩和张开量沿隧道纵向的分布一致, 最大值均出现在荷载作用中心点处, 此处即为隧道最危险截面, 隧道管片可能因为过大的压应力或拉应力导致破损或产生裂缝, 从而引发隧道渗水, 影响隧道安全运营。地表堆载下, 隧道受到的最大剪力和错台量出现在荷载作用边缘处, 如图 8 (d), (e) 所示, 这表明在这些隧道截面处, 螺栓承受的剪应力最大, 因而最容易发生破坏。



(a) 上覆土体模量对隧道沉降的影响



(b) 上覆土体模量对隧道承受弯矩的影响



(c) 上覆土体模量对隧道张开量的影响

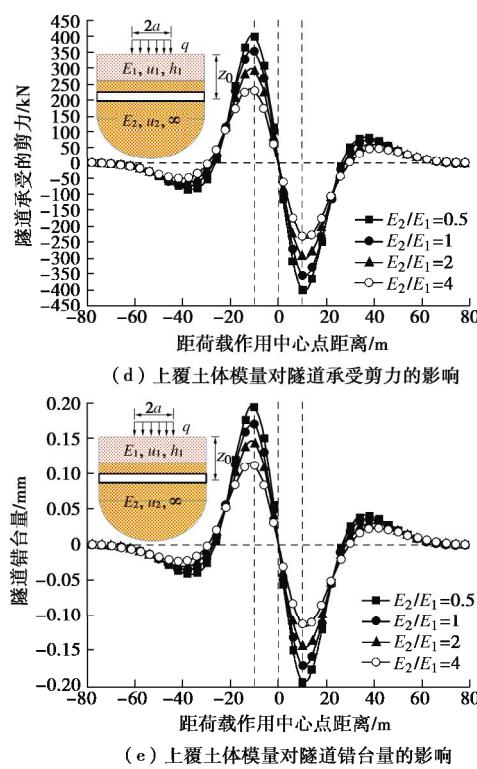


图 8 上覆土体模量对隧道内力和变形的影响

Fig. 8 Effects of modulus of overlying soil on tunnel deformation and internal forces

综上, 在堆载中心处和边缘处, 隧道会因承受较大的弯矩和剪力而出现较大的张开量和错台量, 情况严重时甚至导致隧道出现道床脱落管片混凝土挤碎、螺栓剪断、渗漏水以及纵缝张开等^[1]病害, 影响隧道的安全运营。所以, 一旦隧道正上方出现堆载, 需要加强这些隧道截面的监测工作或提前采取保护措施, 预防隧道病害的产生。

2.2 下卧土体模量

为了便于分析, 假设第一层层厚 20 m, 弹性模量为 10 MPa, 泊松比为 0.35, 第二层为半无限空间体, 弹性模量变化范围为 5~40 MPa, 泊松比为 0.35。

隧道正上方地表堆载作用下, 隧道下卧土体模量对隧道内力和变形的影响如图 9 所示。由图 9 (a) 可知, 下卧土体模量越大, 地表荷载作用下隧道沉降越小; 当下卧土体模量从 5 MPa 增大到 40 MPa 时, 隧道最大沉降从 22 mm 减小为 7 mm, 最大沉降幅度减小了 68%。这主要是因为下卧土体模量越大, 土体刚度也就越大, 对上覆土体的约束作用也随之增加; 当下卧土体的模量趋于无穷大时, 下卧土层可以等效为刚性边界, 即上覆土体底部的竖向位移完全被约束, 此种情况下隧道的纵向变形完全取决于上层土体的性质。此外, 与图 9 (a) 比较, 隧道沉降范围随着下卧土体模量的增大明显缩小, 从 5 倍加载宽度减小为 3 倍。

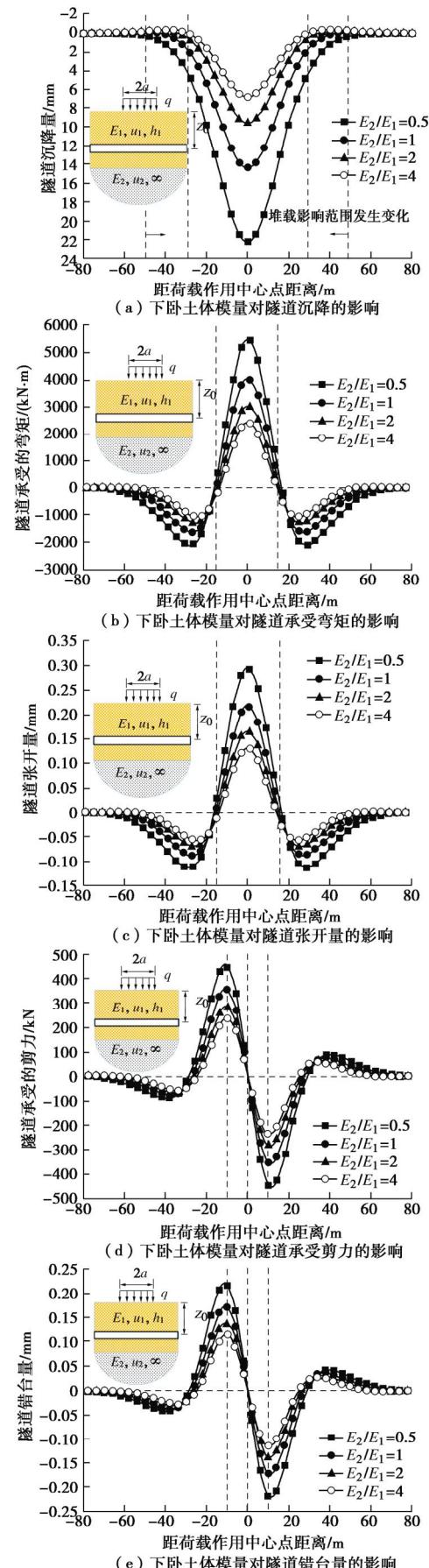


图 9 下卧土体模量对隧道内力和变形的影响

Fig. 9 Effects of modulus of underlying soil on tunnel deformation and internal forces

下卧土体模量对隧道承受的弯矩、张开量、剪力以及错台量的影响分别如图 9 (b) ~ (e) 所示, 随着下卧土体模量的增加, 隧道内力和变形随之减小, 变化趋势与上层土体一致, 此处不再赘述。

两层土体情况下, 隧道最大沉降随土体模量比变化的计算结果如图 10 所示。由图 10 可知, 在地表堆载作用下, 无论是上覆土体模量增加, 还是下卧土体模量增加, 隧道竖向最大沉降均会降低, 相比而言下卧土层的影响更为明显, 说明下卧土层控制隧道沉降的效果要优于硬表层地基的情况。另一方面, 当下卧土层模量小于隧道所处土层的模量时 (即下卧软土层), 隧道沉降急剧增大。因此, 若隧道下卧软土层, 需要引起重视, 不宜进行堆土工程, 避免隧道因堆载出现过大的变形。

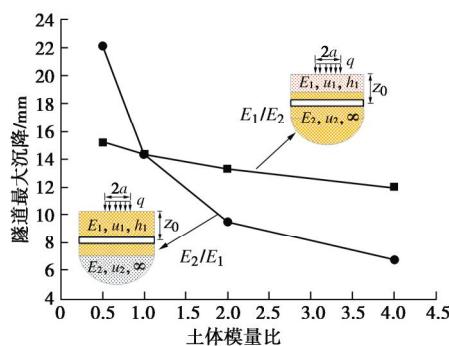


图 10 最大沉降随土体模量比的变化趋势

Fig. 10 Effects of relative soil modulus on maximum tunnel settlement

3 结 论

地表堆载会改变隧道原有的平衡状态, 引起隧道结构产生过大变形, 诱发一系列的隧道病害。基于层状弹性半空间理论, 本文建立了层状地基中地表堆载对既有隧道影响的弹性分析方法, 分析了土体分层特性对隧道结构响应的影响, 得到以下 3 点结论。

(1) 本文采用弹性层状半空间地基模型, 建立了能够考虑非均质土体条件的地表大面积荷载对临近既有隧道影响的弹性分析方法, 并编写了层状地基中隧道性状的分析程序, 方便求解出地表堆载作用下土体特性对既有盾构隧道的内力和变形响应。通过与已有文献数据的对比, 验证了本文模型的合理性。

(2) 本文方法具有较强的通用性, 不仅可以解答均质地基的情况, 还可以解答非均质地基的情况, 继而可以反映土体分层特性对隧道的影响。对上海典型地铁隧道性状进行参数分析, 结果表明上覆土层和下卧土层的弹性模量对隧道沉降和受力具有较为明显的影响, 其中增大下卧层土体弹性模量可以显著减小隧

道沉降。

(3) 当隧道下卧软土层时, 地表堆载作用下隧道更容易发生变形, 为了保证隧道的安全运营, 应该严格评估隧道地表堆载的影响。

此外, 限于篇幅, 本文仅考虑了隧道正上方大面积堆载引发的隧道纵向变形响应, 未涉及到隧道堆载 (尤其是偏载) 对隧道侧向变形的影响, 因此在后续的研究中也可以进行具体分析。

参 考 文 献:

- [1] 邵华, 黄宏伟, 张东明, 等. 突发堆载引起软土地铁盾构隧道大变形整治研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(6): 1036 - 1043. (SHAO Hua, HUANG Hong-wei, ZHANG Dong-ming, et al. Case study on repair work for excessively deformed shield tunnel under accidental surface surcharge in soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(6): 1036 - 1043. (in Chinese))
- [2] 范垚垚, 郭晓航, 邓指军, 等. 正上方加卸载对盾构隧道变形的影响分析[J]. 施工技术, 2014, 43(7): 107 - 109. (FAN Yao-ya, GUO Xiao-hang, DENG Zhi-jun, et al. Deformation analysis of shield tunnel with loading and unloading above[J]. Construction Technology, 2014, 43(7): 107 - 109. (in Chinese))
- [3] 黄大维, 周顺华, 赖国泉, 等. 地表超载作用下盾构隧道劣化机理与特性[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(7): 1173 - 1181. (HUANG Da-wei, ZHOU Shun-hua, LAI Guo-quan, et al. Mechanisms and characteristics for deterioration of shield tunnels under surface surcharge[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(7): 1173 - 1181. (in Chinese))
- [4] HUANG H, ZHANG D. Resilience analysis of shield tunnel lining under extreme surcharge: characterization and field application[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, 51: 301 - 312.
- [5] 王如路, 张冬梅. 超载作用下软土盾构隧道横向变形机理及控制指标研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(6): 1092 - 1101. (WANG Ru-lu, ZHANG Dong-mei. Mechanism of transverse deformation and assessment index for shield tunnels in soft clay under surface surcharge[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(6): 1092 - 1101. (in Chinese))
- [6] 戴宏伟, 陈仁朋, 陈云敏. 地面新施工荷载对临近地铁隧道纵向变形的影响分析研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(3): 312 - 316. (DAI Hong-wei, CHEN Ren-peng, CHEN Yun-min. Study on effect of construction loads on

- longitudinal deformation of adjacent metro tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(3): 312 - 316. (in Chinese)
- [7] 魏新江, 洪文强, 魏纲, 等. 堆载引起临近地铁隧道的转动与错台变形计算[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(5): 1281 - 1289. (WEI Xin-jiang, HONG Wen-qiang, WEI Gang, et al. Rotation and shearing dislocation deformation of subway tunnels due to adjacent ground stack load[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(5): 1281 - 1289. (in Chinese))
- [8] 魏纲, 俞国骅, 洪文强. 地面堆载引起下卧盾构隧道剪切错台变形计算研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2018, **49**(7): 1775 - 1783. (WEI Gang, YU Guo-hua, HONG Wen-qiang. Study on calculation of shield tunnel shearing dislocation platform deformation due to adjacent ground stacked load[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2018, **37**(5): 1281 - 1289. (in Chinese))
- [9] 康成, 梅国雄, 梁荣柱, 等. 地表临时堆载诱发下既有盾构隧道纵向变形分析[J]. 岩土力学, 2018, **39**(12): 4605 - 4616. (KANG Cheng, MEI Guo-xiong, LIANG Rong-zhu, et al. Analysis on the longitudinal deformation of existing shield tunnel induced by temporary surface surcharge[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(12): 4605 - 4616. (in Chinese))
- [10] 高继锦, 黄彪, 张威, 等. 地面堆载条件下交叉穿越隧道的竖向位移计算方法研究[J]. 隧道建设, 2018, **38**(5): 818 - 823. (GAO Ji-jin, HUANG Biao, ZHANG Wei, et al. Study of calculation method for vertical displacement of crossed tunnels under surface surcharge loading[J]. Tunnel Construction, 2018, **38**(5): 818 - 823. (in Chinese))
- [11] 李俊昱, 钱建固, 茹治敏, 等. 高填方对分层地基埋管线影响的三维分析方法[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(增刊2): 65 - 69. (LI Jun-yu, QIAN Jian-gu, RU Zhi-min, et al. Three-dimensional method for response of embedded pipelines to earthfill load[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(S2): 65 - 69. (in Chinese))
- [12] 张明告, 周顺华, 黄大维, 等. 地表超载对地铁盾构隧道的影响分析[J]. 岩土力学, 2016, **37**(8): 2271 - 2278. (ZHANG Ming-gao, ZHOU Shun-hua, HUANG Da-wei, et al. Analysis of influence of surface surcharge on subway shield tunnel under[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(8): 2271 - 2278. (in Chinese))
- [13] ZHANG Z, HUANG M, ZHANG M. Deformation analysis of tunnel excavation below existing pipelines in multi-layered soils based on displacement controlled coupling numerical method[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2012, **36**(11): 1440 - 1460.
- [14] 张治国, 黄茂松, 王卫东. 层状地基中隧道开挖对临近既有隧道的影响分析[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(4): 600 - 608. (ZHANG Zhi-guo, HUANG Mao-song, WANG Wei-dong. Analysis on response of existing tunnels due to adjacent tunneling in multi-layered soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(4): 600 - 608. (in Chinese))
- [15] 钟阳. 多层弹性半空间问题解的精确刚度矩阵法[J]. 应用力学学报, 2008, **25**(2): 316 - 319. (ZHONG Yang. Explicit solution of multilayered elastic half space by exact stiffness matrix method[J]. Chinese Journal of Applied Mechanics, 2008, **25**(2): 316 - 319. (in Chinese))
- [16] 艾智勇, 吴超. 三维直角坐标系下分层地基的传递矩阵解[J]. 重庆建筑大学学报, 2008, **30**(2): 43 - 46. (AI Zhi-yong, WU Chao. Transfer matrix solutions for multi-layered soils in rectangular coordinate system[J]. Journal of Chongqing Jianzhu University, 2008, **30**(2): 43 - 46. (in Chinese))
- [17] HUANG M, ZHANG C, LI Z. A simplified analysis method for the influence of tunneling on grouped piles[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2009, **24**(4): 410 - 422.
- [18] 钟阳, 殷建华. 弹性层状体的求解方法[M]. 北京: 科学出版社, 2007. (ZHONG Yang, YIN Jian-hua. Methods for Layered Elastomer[M]. Beijing: Science Press, 2007. (in Chinese))
- [19] BOOKER J, SMALL J. Finite layer analysis of consolidation I[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1982(6): 151 - 171.
- [20] YU J, ZHANG C, HUANG M. Soil-pipe interaction due to tunnelling: assessment of Winkler modulus for underground pipelines[J]. Computers and Geotechnics, 2013, **50**: 17 - 28.
- [21] LIANG R, XIA T, HUANG M, et al. Simplified analytical method for evaluating the effects of adjacent excavation on shield tunnel considering the shearing effect[J]. Computers and Geotechnics, 2017, **81**: 167 - 187.
- [22] LIANG R, WU W, YU F, et al. Simplified method for evaluating shield tunnel deformation due to adjacent excavation[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, **71**: 94 - 105.
- [23] SHEN S, WU H, CUI Y, et al. Long-term settlement behaviour of metro tunnels in the soft deposits of Shanghai[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2014, **40**:

- 309–323.
- [24] DI H, ZHOU S, XIAO J, et al. Investigation of the long-term settlement of a cut-and-cover metro tunnel in a soft deposit[J]. *Engineering Geology*, 2016, **204**: 33–40.
- [25] 叶飞, 何川, 朱合华, 等. 考虑横向性能的盾构隧道纵向等效刚度分析[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(12): 1870–1876. (YE Fei, HE Chuan, ZHU He-hua, et al. Longitudinal equivalent rigidity analysis of shield tunnel considering transverse characteristics[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2011, **33**(12): 1870–1876. (in Chinese))
- [26] 叶飞, 杨鹏博, 毛家骅, 等. 基于模型试验的盾构隧道纵向刚度分析[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(1): 83–90. (YE Fei, YANG Peng-bo, MAO Jia-hua, et al. Longitudinal rigidity of shield tunnels based on model tests[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(1): 83–90. (in Chinese))

附录

$$K = \begin{bmatrix} \frac{2+l^4b}{l^4} & \frac{-4+2l^2a}{l^4} & \frac{2}{l^4} & 0 & 0 & \cdot & \cdot & \cdot & 0 \\ \frac{-2}{l^4} & \frac{5-2l^2a+l^4b}{l^4} & \frac{-4+l^2a}{l^4} & \frac{1}{l^4} & 0 & 0 & \cdot & \cdot & 0 \\ \frac{1}{l^4} & \frac{-4+l^2a}{l^4} & \frac{6}{l^4} - \frac{2a}{l^2} + b & \frac{-4+l^2a}{l^4} & \frac{1}{l^4} & 0 & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 & \cdot & \cdot \\ \cdot & 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 & \frac{1}{l^4} & \frac{-4+l^2a}{l^4} & \frac{6}{l^4} - \frac{2a}{l^2} + b & \frac{-4+l^2a}{l^4} & \frac{1}{l^4} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 & \frac{1}{l^4} & \frac{-4+l^2a}{l^4} & \frac{5-2l^2a+l^4b}{l^4} & \frac{-2}{l^4} \\ 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 & \frac{2}{l^4} & \frac{-4+2l^2a}{l^4} & \frac{2+l^4b}{l^4} \end{bmatrix}_{(n+1) \times (n+1)}$$

$$D = \begin{bmatrix} b_1 & \frac{2a_1}{l^2} & 0 & 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 \\ 0 & b_1 - \frac{2a_1}{l^2} & \frac{a_1}{l^2} & 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 \\ 0 & \frac{a_1}{l^2} & b_1 - \frac{2a_1}{l^2} & \frac{a_1}{l^2} & 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & 0 & \cdot & \cdot & 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & 0 & \cdot & \cdot & 0 & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & 0 & \cdot & \cdot & 0 & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 & \frac{a_1}{l^2} & b_1 - \frac{2a_1}{l^2} & \frac{a_1}{l^2} & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 & \frac{a}{l^2} & b_1 - \frac{2a_1}{l^2} & 0 \\ 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 & \frac{2a_1}{l^2} & b_1 \end{bmatrix}_{(n+1) \times (n+1)}$$

DOI: 10.11779/CJGE202001008

非饱和砂土及黏土的水-力耦合双屈服面模型

李 舰¹, 刘 凯², 尹振宇^{*2}, 崔玉军³, 殷建华²

(1. 北京交通大学土木建筑工程学院, 北京 100044; 2. 香港理工大学土木与环境工程学系, 香港; 3. 法国国立路桥大学, 巴黎)

摘要: 使用精细的本构模型来同时分析非饱和砂土和黏土水力耦合特性依旧是一个挑战。提出了一种包含加载湿陷及剪切滑移双重塑性机制的水-力耦合模型。力学模型中选取 Bishop 应力作为应力变量, 采用孔隙比和有效饱和度作为状态变量。模型中给出了孔隙比-平均土骨架应力的半对数坐标系内依赖于有效饱和度的临界状态线的表达式, 其与剪切滑动屈服面的非关联流动准则的结合保证了模型可以更合理地预测非饱和土(包括砂土和黏土)的剪胀和剪缩性质。通过模拟粉砂和高岭土的三轴试验, 对该模型预测非饱和土主要特征的能力进行了分析。

关键词: 剪胀性; 有效饱和度; 临界状态; 水-力耦合; 非饱和土

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0072-09

作者简介: 李 舰(1985—), 男, 讲师, 主要从事非饱和土本构模型及其数值计算方面的研究工作。E-mail: jianli@bjtu.edu.cn。

Hydro-mechanical double-yield-surface model for unsaturated sand and clay

LI Jian¹, LIU Kai², YIN Zhen-yu², CUI Yu-jun³, YIN Jian-hua²

(1. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China; 2. Department of Civil and Environmental Engineering,

The Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong, China; 3. Ecole des Ponts ParisTech, Laboratoire Navier/CERMES, Paris, France)

Abstract: Hydro-mechanical coupling behavior analysis with a sophisticated model for both unsaturated sand and clay is still a challenge. In this study, a hydro-mechanical coupling model with two plastic deformation mechanisms, i.e., loading collapse and shear sliding, for unsaturated soils is formulated using the Bishop's stress as the stress variable and using the void ratio and the effective degree of saturation as the state variables. An expression for the critical state line related to the effective degree of saturation in the void ratio-soil skeleton stress semilog plane is explicitly implemented, which is combined with a non-associated flow rule for the shear sliding yield surface to guarantee the satisfactory simulation of the dilation or contraction during shear for unsaturated soils including sand and clay. The predictive capability of the model to reproduce the main features of unsaturated soil behavior is analyzed by simulating the triaxial tests on silty sand and kaolin.

Key words: dilatancy; effective degree of saturation; critical state; hydro-mechanical coupling; unsaturated soil

0 引言

近二十年来, 学者们利用直剪试验和三轴试验对各种类型的非饱和土的力学性质进行了试验研究^[1-10]。这些试验研究表明非饱和土的剪胀性质不仅取决于应力水平和孔隙比, 还取决于吸力和饱和度。通常, 非饱和土的剪切强度随围压和吸力的增加而增加, 剪胀性随围压的增加而降低, 随吸力的增加而增加。

剪切强度与围压和吸力两个变量的取值具有正相关性, 并且这种正相关性可以利用非饱和土的有效应力公式即 Bishop^[11]提出的应力表达式对其进行反映。这是由于 Bishop 应力表达式充分考虑了基质吸力对土骨架应力的贡献。Bishop 应力 s'_{ij} 由两部分组成, 即 $s'_{ij} = s_{ij,\text{net}} + s c d_{ij}$ 。其中, $s_{ij,\text{net}}$ 为净应力张量, s 为吸力, c 为有效饱和度参数, d_{ij} 为克罗内克函数。然而, 剪切过程中土的剪胀性随围压和吸力的变化趋势是相

反的。造成这种相反趋势的原因是吸力, 更确切地说是非饱和状态, 以两种不同方式影响着非饱和土的力学性质^[12]: ①吸力降低了土孔隙中流体的平均压力, 从而使土骨架应力增加; ②因毛细现象, 吸力使土颗粒接触处产生额外“黏结”作用。这种“黏结”作用使得给定吸力或饱和度下的 $e - \ln p'$ 坐标系(孔隙比-平均有效应力坐标系)内的临界状态线(critical state line, CSL)互不重合。其中, $p' = \frac{1}{3}(s'_{11} + s'_{22} + s'_{33})$ 。因此, “黏结”效应影响着土密实状态(土密实状态可用 e_e/e 或 $e - e_c$ 表示, 其中 e_c 是当前平均有效应力对应的临界孔隙比), 并控制土的剪胀性质。

基金项目: 中央高校基本科研业务费专项资金项目(2019JBM083)

收稿日期: 2018-08-21

*通信作者 (E-mail: zhenyu.yin@polyu.edu.hk; zhenyu.yin@gmail.com)

为了描述非饱和土的力学行为, 需要区分非饱和状态的两种影响。平均孔隙压力可表示为吸力与有效应力参数的乘积, 并作为 Bishop 应力的一部分。额外“黏结”作用的影响程度与非饱和土中弯液面个数密切相关, 并可利用有效饱和度表征^[13]。在常规的非饱和土室内试验中, 净应力和吸力通常是一对可控或可测的独立变量。因此, Fredlund 等^[14]、Taratino 等^[15]、张龙等^[16-17]等建议使用这组变量建立本构方程, 描述土的力学行为特征。然而, 通过上述分析不难发现, 为了区分非饱和状态对土力学行为的影响, 需要选取 Bishop 应力作为本构变量, 并选取有效饱和度作为状态变量, 用于描述额外“黏结”作用。为了考虑额外“黏结”作用, Zhou 等^[18]、Zhang 等^[19]建立的本构模型中提出了 $e - \ln p'$ 坐标系中非饱和土的正常固结线和临界状态线的斜率或截距随有效饱和度的变化关系式。

为了描述非饱和土的剪胀特性, 研究者们建立了本构模型。大致上, 这些本构模型可分为两类: Cam-Clay 类模型^[6, 12-13, 18-25]和多重机制模型^[26-28]。

(a) 在 Cam-Clay 类模型中, $e - \ln p'$ 坐标系内 CSL 的位置受 $p' - q$ 坐标系内屈服面与 CSL 的交点控制。因此, 这类模型通常难以准确地描述土体的剪胀行为。另外, 若以 $e - \ln p'$ 坐标系内 CSL 的表达式作为建立 Cam-Clay 类模型的起点, 则推导而得的屈服函数非常复杂^[19]。

(b) 殷宗泽^[29]、Yin 等^[30]提出了适用于饱和土的多重机制模型。通过引入状态相关的剪胀公式与非相关联的流动法则, 使得模型能够较好地预测剪切过程中的剪胀和剪缩性质。其后, 卢再华等^[26-27]、Chiu 等^[28]将其扩展至非饱和土。这些非饱和土本构模型均采用净应力和吸力作为应力变量。

本文提出一个新的具有加载湿陷及剪切滑移双重塑性机制的适用于非饱和砂土和黏土的水-力耦合模型。该模型给出了 $e - \ln p'$ 坐标系内有效饱和度相关的 CSL 的表达式, 以此反映非饱和土的剪胀性。此外, 通过力学与持水模型中硬化方程间的耦合关系反映变形和持水性质间的相关作用。最后, 通过对粉砂和高岭土的三轴试验结果与模型模拟结果验证模型可以描述非饱和砂土和黏土水力耦合特性。

1 本构模型的建立

模型采用 Bishop 应力 s'_{ij} 作为本构变量建立力学模型。此外, 采用有效饱和度 S_{re} 和孔隙比 e 作为力学模型的状态变量。以往学者们开展了关于 Bishop 应力中有效应力参数确定的研究^[31-33], 陈正汉等^[34]对其进

行了总结。此处, 采用 Alonso 等^[31]和 Lu 等^[33]的方法, 利用有效饱和度变量 S_{re} 作为有效应力参数, 依此准确考虑负的孔隙水压力对有效应力的贡献。需要注意的是此处忽略了交界面对有效应力的影响。有效饱和度表示为

$$S_{re} = \frac{S_r - S_{res}}{1 - S_{res}} \quad , \quad (1)$$

式中, S_{res} 为剩余饱和度, 定义为吸附水体积与孔隙体积的比值。当毛细作用占优时, 吸附水对粒间力的影响可被忽略^[33]。实际上, 吸附水含量并不是常数, 其随着吸力的减小先增加后减小^[35-36]。Tuller 等^[37]、Konrad 等^[38]和 Zhou 等^[39]提出了考虑吸附水含量变化的持水模型的表达式。然而, 为了简化, 此处假设吸附水含量为一常数。

1.1 弹性性质

假设弹性变形是各向同性的, 则弹性应变可表示为

$$de_{ij}^e = \frac{1+n}{E} ds'_{ij} - \frac{n}{E} ds'_{kk} d_{ij} \quad . \quad (2)$$

式中 n 为泊松比; E 为杨氏模量, 且 $E = 3K(1-2n)$; K 为弹性体积模量, 且 $K = p'(1+e_0)/k$, k 为回弹线斜率, e_0 为初始孔隙比。

1.2 塑性性质

(1) 加载湿陷屈服机制

模型中引入加载湿陷 (loading collapse, LC) 和剪切滑动 (shear slide, SS) 两个塑性机制来反映非饱和土的塑性力学性质。加载湿陷机制用于描述土的加载湿陷特性。对于具有双重塑性机制的弹塑性模型而言, 屈服面将应力区域分界为弹性和塑性部分。并且, 塑性区域可进一步细分为单一塑性机制屈服与全部塑性机制屈服。为了准确地反映从弹性至塑性变形、从单一塑性机制屈服至全部塑性机制屈服过程中的力学行为, 对加载湿陷机制采用边界面理论。边界面理论中, 加载湿陷边界面 f_{LC}^b 和加载湿陷当前应力面 f_{LC}^c 具有形同的形状 (如图 1 所示), 并表示为

$$f_{LC}^b = \bar{p}^2 + \frac{3}{2} \frac{\bar{s}_{ij} \bar{s}_{ij}}{R^2} - p_c^{b2} \quad , \quad (3)$$

$$f_{LC}^c = p'^2 + \frac{3}{2} \frac{s_{ij} s_{ij}}{R^2} - p_c^{c2} \quad . \quad (4)$$

式中 映射应力点 \bar{s}_{ij} 位于加载湿陷边界面上, 根据径向映射规则定义, 此映射点具有与当前应力点相同的应力比, 即 $h = \bar{q} / \bar{p}' = q / p'$; p' 和 q 分别为平均 Bishop 应力和偏应力; s_{ij} 为偏应力张量, 并定义为 $s_{ij} = s'_{ij} - p' d_{ij}$; R 是一个控制椭圆的长轴和短轴比率的材料参数, 其取值可根据 K_0 系数获得^[30]; p_c^b 和 p_c^c

分别控制加载湿陷边界面和加载湿陷当前应力面的尺寸。

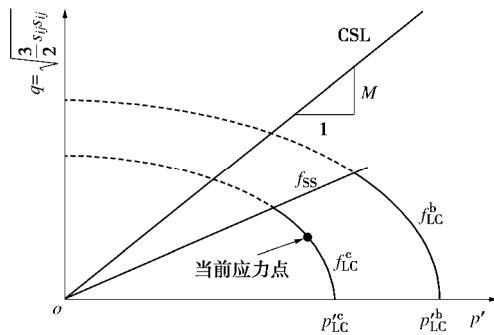


图 1 在 p' - q 平面上加载湿陷边界面、加载湿陷当前应力面和剪切滑动屈服面

Fig. 1 Loading collapse bounding surface, loading collapse current stress surface and shear-sliding yield surface on p' - q plane

对于非饱和土而言，在各向同性应力状态下，不可逆的体积收缩变形不仅取决于 p' 的增加，而且与湿化引起的湿陷密切相关。加载湿陷边界面右侧与 $q=0$ 平面的相交线便定义了加载-湿陷屈服曲线。LC 屈服曲线代表了 p_c^b 随吸力^[20-21]或其他变量的变化情况，例如饱和度^[13, 22]、吸力与饱和度的组合^[6, 25]。在湿化过程中，当土的应力状态达到 LC 屈服曲线时，土孔隙将发生湿陷现象，这主要可归功于弯液面个数的减少所引起的土体结构的弱化。通常可采用两种方法获得 LC 屈服曲线的表达式。第一种方法是通过不同非饱和状态下正常固结线（normal consolidation line, NCL）的表达式间接获得。这使得 LC 屈服函数依赖于 NCL 的截距和斜率的表达式^[20-21]。第二种方法是依据吸力或其他变量对 p_c^b 的影响机制直接给出^[6, 13, 25]。

根据 Wheeler 等^[13]提出的简化方法，假设 p_{LC}^b 的大小与土颗粒接触处气液交界面的数量相关。气液交界面的数量可以用有效饱和度表示。因此， p_{LC}^b 变化不仅取决于塑性体积应变增量，还取决于塑性有效饱和度增量，可表示为

$$\frac{dp_c^b}{p_c^b} = \frac{1+e_0}{I-k} de_{v(LC)}^p - b_{sw} \frac{dS_{re}^p}{I_w-k_w} , \quad (5)$$

p_c^b 变化可表示为

$$\frac{dp_c^b}{p_c^b} = \frac{1}{W} \frac{1+e_0}{I-k} de_{v(LC)}^p - b_{sw} \frac{dS_{re}^p}{I_w-k_w} , \quad (6)$$

式中 $e_{v(LC)}^p$ 为加载湿陷机制引起的塑性体应变； I 为饱和状态下 NCL 的斜率； W 为控制加载湿陷当前应力面硬化率的比例函数，且 $W=(p_c^b/p_c^c)^4$ ； k_w 和 I_w 分别为持水模型中扫描线斜率和主干燥线或主浸润线的斜率； b_{sw} 为耦合参数，控制着塑性有效饱和度增量 dS_{re}^p 对硬化参数变化的影响程度。

(2) 剪切滑动屈服机制

剪切滑动屈服面用于描述土颗粒间的剪切滑动行为。由于选取 Bishop 应力作为本构变量，该变量中考虑了气压和水压间差值对粒间力的贡献，因此非饱和土的剪切滑动屈服面亦采用与饱和土模型相同的形状（如图 1 所示）。剪切滑动屈服面可表示为^[30]

$$f_{ss} = \sqrt{\frac{3}{2} r_{ij} r_{ij}^*} - H , \quad (7)$$

式中， $r_{ij} = s_{ij}/p'$ ， H 为硬化参数。硬化参数 H 在 $H - e_d^p$ 坐标系内定义为一个双曲函数，并表示为^[30]

$$H = \frac{M_p e_{d(SS)}^p}{1/G_p + e_{d(SS)}^p} . \quad (8)$$

式中 $e_{d(SS)}^p$ 为剪切滑动机制引起的塑性剪应变； G_p 和 M_p 为土性参数； G_p 决定着 $h' - e_d^p$ 坐标系内双曲线的初始斜率； M_p 表征峰值应力比，且与峰值摩擦角 f_p 间满足关系式 $M_p = 6 \sin j_p / (3 - \sin j_p)$ 。

Yin 等^[30]提出通过建立剪切模量与超固结比 (OCR) 的关系来考虑硬化效应：

$$G_p = G_{p0} \left(\frac{p_c^b}{p_c^c} \right)^{n_G} , \quad (9)$$

式中， G_{p0} 为土性参数， n_G 决定着 G_p 随 OCR 的变化率。

此外，Yin 等^[30]指出峰值摩擦角 j_p 与内摩擦角 j_m 满足关系式：

$$\tan j_p = \left(\frac{e_c}{e} \right)^{n_p} \tan j_m , \quad (10)$$

其中，参数 n_p 决定 $\tan j_p$ 随土密实状态 (e_c/e) 的变化率。

由于气液交界面产生的额外“黏结”效应，非饱和土状态下 $e - \ln p'$ 坐标系内的 CSL 线并不重合。Zhang 等^[19]选取有效饱和度作为状态变量，给出了一组相互平行的临界状态线的表达式：

$$e_c = G_c - I_c \ln p' , \quad (11a)$$

$$G_c(S_{re}) = G_{csat} - a_c S_{re} . \quad (11b)$$

式中 G_c 和 I_c 分别为 $(e - \ln p')$ 坐标系内 CSL 的截距和斜率，通常可认为 I_c 等于 I ^[19]； G_{csat} 为饱和状态下 CSL 的截距； a_c 为土性参数， $a_c S_{re}$ 表征“黏结”效应对非饱和土临界状态性质的影响。Zhang 等^[19]证实了临界状态线截距随有效饱和度线性变化。这一线性关系可通过压实高岭土的排水三轴试验结果^[40]进一步证实，如图 2 所示。其中，图 2 (b) 给出的拟合公式即为式 (11b)。

为了考虑剪胀和剪缩行为特性，引入了非关联流动规则，且塑性势函数的一阶导数可表示为

$$\frac{\partial g_{ss}}{\partial p'} = D \left(M_{pt} - \sqrt{\frac{3}{2} r_{ij} r_{ij}^*} \right) , \quad \frac{\partial g_{ss}}{\partial s_{ij}} = \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{r_{ij}}{\sqrt{r_{ij} r_{ij}}} . \quad (12)$$

式中， D 和 M_{pt} 为土性参数。参数 D 控制剪胀程度。

参数 M_{pt} 为相变线的斜率, 其值取决于相变角 j_{pt} , 且 $M_{pt} = 6 \sin j_{pt} / (3 - \sin j_{pt})$ 。与 j_p 表达式一样, j_{pt} 也依赖于 j_m 和 (e_c/e) , 且

$$\tan j_{pt} = \left(\frac{e_c}{e} \right)^{n_{pt}} \tan j_m \quad (13)$$

其中, 参数 n_{pt} 控制 $\tan j_{pt}$ 随土密实状态 (e_c/e) 的变化率。

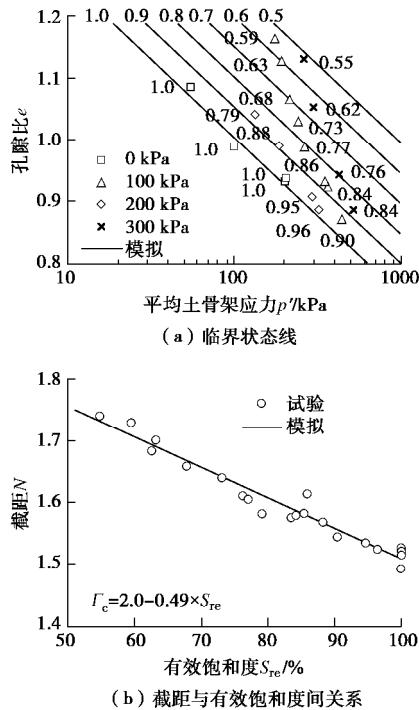


图2 压实高岭土的临界状态线以及截距与有效饱和度间关系^[40]

Fig. 2 Critical state lines, and relationship between intercept and effective degree of saturation of compacted Speswhite kaolin^[40]

式(10)和(13)表明对于密实结构的土体而言, 存在 $j_{pt} \leq j_m \leq j_p$ 关系。这一关系式与式(12)使得土体在剪切过程中体积先收缩后膨胀, 并且偏应力先增加直到峰值然后减小至稳定值。另一方面, 对于松散结构的土体而言, 存在 $j_p \leq j_m \leq j_{pt}$ 的关系。这使得土体在剪切过程中产生剪缩, 同时偏应力在加载期间逐渐增加。因此, 式(10)和(13)保证密实和松散结构的土体在剪切过程中逐渐达到临界状态。

1.3 持水曲线

持水曲线 (soil water retention curve, SWRC), 亦称之为土水特征曲线, 描述了土的含水率与吸力间的关系, 表征了非饱和土的持水性质。非饱和土的持水性质有两个重要特征, 即水力滞回性和密实度依赖性。这意味着同一吸力下土的 S_{re} 可能明显不同。典型的考虑水力滞回效应的持水特征曲线模型由主浸润曲线、主干燥曲线和扫描线组成 (如图 3 所示)。若初始点 A 在主浸润曲线和主干燥曲线所包围的区域内, 干

化过程中 A 点将沿扫描线移至主干燥曲线上的 B 点, 或在湿化过程中沿扫描线移至主浸润曲线上的 C 点。在该区域内 S_{re} 产生弹性变化, 此变化对应着土孔隙中气液交界面的可逆运动。若进一步发生干化或湿化, B 点或 C 点将沿着主干燥曲线或主浸润曲线移动, S_{re} 产生弹塑性变化, 此变化伴随着孔隙中水的吸收和排出。此外, 为了描述土的持水性质的密实度依赖性, SWRC 在 $s - S_{re}$ 平面上的位置应随土的干密度的变化而变化。一般来说, SWRC 随着干密度的增加会向右移动, 随着干密度的降低会向左移动。这表明在相同吸力和水力路径条件下, 密实土样的 S_{re} 值高于松散土样的 S_{re} 值。

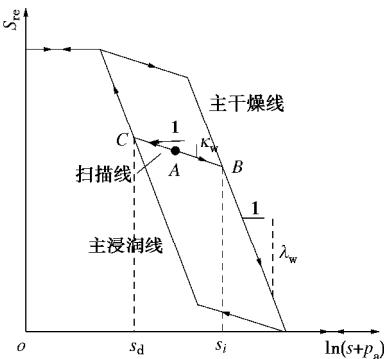


图3 土持水特征曲线模型

Fig. 3 Model for water-retention behaviors

为了描述非饱和土持水性质的水力滞回性和密实度依赖性, 以往学者建立了相关的本构模型^[41-44]。此处采用弹塑性模型框架^[13]。首先, 定义了一组屈服面, 即吸力增加和减少屈服面 (f_{SI} 和 f_{SD}):

$$\begin{cases} f_{SI} = s - s_i & (\text{干化路径}) \\ f_{SD} = s_d - s & (\text{湿化路径}) \end{cases} \quad (14)$$

式中, s_i 和 s_d 为硬化参数, 分别为扫描线与主干燥线和主浸润线的交叉点所对应的吸力。

饱和度的增量分为弹性和塑性部分, 弹性部分定义为

$$dS_{re}^e = k_w \frac{ds}{s + p_a} \quad (15)$$

式中 k_w 为常数, 为 $\ln(s + p_a) - S_{re}$ 平面上扫描线的斜率; p_a 为一常数, 以防式(15)等号右侧项分母等于 0, 通常 p_a 可取为大气压力。

其次, 为了考虑持水性质的密实度依赖性, 采用双重硬化法则来描述 s_i 和 s_d 的变化:

$$\left. \begin{aligned} \frac{ds_i}{s_i + p_a} &= \frac{1}{I_w - k_w} dS_{re}^p + b_{ws} \frac{1 + e_0}{I - k} de_v^p, \\ \frac{ds_d}{s_d + p_a} &= \frac{1}{I_w - k_w} dS_{re}^p + b_{ws} \frac{1 + e_0}{I - k} de_v^p. \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

式中 I_w 是在 $\ln(s + p_a) - S_{re}$ 平面上主干燥曲线或主浸润曲线的斜率, 该值可以假设为常数或由主干燥曲线或主浸润曲线的表达式确定; b_{ws} 为另一个耦合参数, 控制着塑性体应变增量 de^p 对硬化参数变化的影响程度。

对加载湿陷、剪切滑动和吸力变化屈服面应用一致性条件, 并结合弹性本构方程 (2) 和 (15), 便可以得到广义应力-广义应变增量方程。

1.4 模型参数

模型包含了 17 个材料参数, 可分为 3 组, 分别为与加载湿陷准则相关的参数 (I , k , n 和 b_{sw})、与剪切滑动准则相关的参数 (j_m , G_{p0} , n_G , n_p , G_{csat} , a_G , D 和 n_{pt}) 及与 SWRC 相关的参数 (I_w , k_w , p_a , b_{ws} 和 S_{res})。模型参数的确定方法如下所述。

正常固结线斜率 I 和回弹线斜率 k 可通过饱和状态下的等向固结试验进行确定。 n 可通过三轴试验中应力-应变曲线的起始段确定。耦合参数 b_{sw} 可以通过非饱和状态下的等向固结试验进行标定。

内摩擦角 j_m 可通过公式 $M_c = 6 \sin j_m / (3 - \sin j_m)$ 求得, M_c 为 $p' - q$ 坐标系内 CSL 斜率。与 CSL 相关的参数 j_m , G_{csat} 和 a_G 均可以通过非饱和土三轴剪切试验进行确定。

塑性刚度 G_{p0} 和参数 n_G 可通过饱和及非饱和状态下小应变水平的偏应力-应变曲线的拟合获得。参数 n_p 可以通过排水三轴试验中偏应力-应变曲线拟合获得。剪胀常数 D 和参数 n_{pt} 可以通过排水三轴试验中的体变曲线拟合获得。

为了简单, 假设 $\ln(s + p_a) - S_{re}$ 平面上主浸润线、主干燥线和扫描线均为直线, 即 I_w 和 k_w 为常数。这些参数可通过恒定体积条件下的持水特征试验获得。耦合参数 b_{ws} 可通过常吸力下的固结试验进行标定。残余饱和度 S_{res} 可以根据 Alonso 等^[31]提出的方法获得。

建立的本构模型同时适用于砂土和黏土。在剪切过程中, 松砂和正常固结黏土均表现出剪缩特性; 密砂和超固结黏土均表现出剪胀特性。两种行为特征均可以通过本构模型中的剪切滑动机制进行描述。另一方面, 砂土的压缩模量远大于黏土的。本构模型中利用参数 k 和 I 表征回弹线和正常固结线的斜率。通过这组参数的不同取值便可有效地区分砂土和黏土压缩性的差异。

1.5 模型计算

本文提出的适用于非饱和土的本构模型是在水-力耦合框架下建立。水-力耦合模型由力学子模型和持水子模型组成。持水行为通过 Bishop 应力、硬化方程

(式 (5), (6))、临界状态线的表达式 (式 (11a), (11b)) 影响着力学行为; 力学行为通过持水模型中的硬化方程 (式 (16)) 影响着持水行为。待求解的力学子模型和持水子模型可以联立组成方程组, 并进行求解。对于适用于非饱和土有限元方法而言, 应变增量和吸力增量是通过控制方程进行求解; 随后对于某一高斯点, 需要根据应变增量和吸力增量更新应力和饱和度。根据非饱和土本构模型的特点, 研究者们提出了不同的应力积分算法^[45-48]。

笔者曾提出一种适用于具有多重塑性机制的本构模型的应力积分算法^[47-48]。对于水-力耦合模型而言, 存在 4 种塑性屈服情况, 分别是弹性情况、仅力学模型屈服、仅持水模型屈服、力学和持水模型同时屈服。求解时需要对 4 种情况分别进行试算, 并且根据试算的塑性算子的符号限制条件 (非负) 确定唯一的合理的情况。需要注意的是, 对于 4 种情况, 待求解的方程组的形式是不一致的。对于没有发生塑性的子模型, 仅考虑弹性应力-应变关系; 对于发生塑性的子模型, 需要根据一致性条件确定塑性算子, 推导塑性应力-应变关系。限于篇幅, 此处不再对本构模型的求解方式进行详细地展开。

2 模型验证

在各相同性条件下, 本文建立的非饱和土本构模型框架与 Wheeler 等^[13]提出的弹塑性变形和持水滞回耦合模型框架一致。Wheeler 等^[13]对各向同性条件下的非饱和土的湿陷性、干化引起的收缩变形等特性进行了较好的预测。限于篇幅, 本文仅开展了剪切条件下非饱和土的剪胀特性的模拟。

选择两组非饱和土排水三轴试验对模型预测能力进行了验证。第一组是由 Rampino 等^[49]开展的压实粉砂的三轴试验。第二组是由 Sivakumar^[40]开展的压实高岭土的三轴试验。

2.1 粉砂

Rampino 等^[49]对压实的粉砂进行了排水三轴试验。试验过程中首先将试样在 10 kPa 净平均应力下湿化至目标基质吸力 (100, 200, 300 kPa)。然后将土样在常基质吸力条件下固结至 100 或 400 kPa。最后土样在恒定围压和基质吸力下完成排水剪切试验。剪切过程中, 编号 #5、#7、#10、#14 土样的基质吸力分别为 100, 200, 200, 300 kPa, 相应的围压分别为 400, 100, 400, 400 kPa。模型预测时使用的参数均根据 1.4 节进行确定。表 1 给出了预测粉砂剪切试验结果所需的模型参数和初始状态参数。

表 1 粉砂和高岭土模型参数及初始状态参数表

Table 1 Values of model parameters and initial values of soil state for tests on silty sand and kaolin

类型	I	k	n	b_{sw}	M	G_{p0}
粉砂	0.019	0.003	0.3	5.5	1.523	2000
高岭土	0.110	0.011	0.3	3.0	0.793	40
类型	G_{csat}	a_c	n_G	n_p	D	n_{pt}
粉砂	0.560	0.140	1.0	2.5	1.0	30.0
高岭土	2.000	0.490	1.0	2.0	0.7	2.0
类型	I_w	k_w	p_a	b_{ws}	S_{res} /%	
粉砂	0.04	0.001	1.0	3.2	45.5	
高岭土	0.23	0.010	101.3	1.1	25.0	
类型	e_0	r_d / (g·cm ⁻³)	S_{r0} /%	p_c^* / kPa	s_i / kPa	s_d / kPa
粉砂	0.347	2.00	75.0	450	1000	800
高岭土	1.206	1.20	60.1	210	350	300

图 4 展示了三轴试验过程中偏应力、比体积和饱和度的变化情况。试验结果与模拟计算结果对比表明该模型能够较好地预测粉砂在不同围压和基质吸力下的剪胀性质。由于初始孔隙比低于相应的临界孔隙比, 所有土样在剪切过程中均产生先剪缩后剪胀的行为。由于土的持水性质依赖于密实度, 在恒定吸力条件下土样的饱和度随着轴向应变的增加先增加后减小。这种趋势与体应变变化趋势一致。

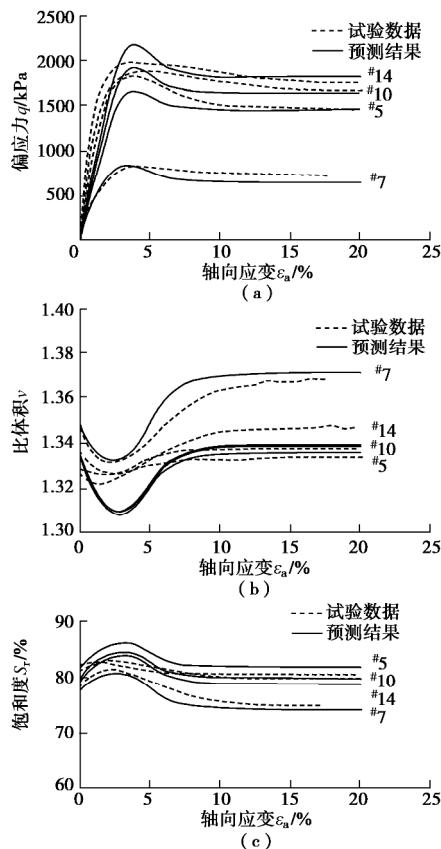


图 4 粉砂在不同基质吸力和净平均应力下排水三轴试验结果与模拟结果对比

Fig. 4 Comparison between measured and computed results from drained triaxial compression tests at different suctions and net confining stresses on silty sand

2.2 高岭土

Sivakumar^[40]对压实高岭土进行了排水三轴试验。试验过程中首先将试样在 50 kPa 的净平均应力下湿化至不同的基质吸力 (100, 200, 300 kPa)。然后将土样在常基质吸力条件下固结至 100 或 150 kPa。最后, 土样在恒定的围压和基质吸力下完成排水剪切试验。剪切过程中, 编号 8c、9c、13c、17c 和 18c 土样的吸力分别为 200, 200, 100, 300 和 300 kPa, 相应的围压分别为 150, 100, 100, 100 和 150 kPa。表 1 给出了预测高岭土剪切试验结果所需的模型参数和初始状态参数。

图 5 展示了三轴试验过程中偏应力、比体积和饱和度的变化情况。试验结果与模型预测结果间的对比表明该模型能够较好地预测不同围压和吸力下的非饱和土的力学性质。由于初始孔隙比大于对应的临界孔隙比, 所有土样在剪切过程中均表现出连续的应变硬化性质。此外, 由于土样在剪切过程中发生体积收缩变形, 在恒定吸力的条件下土样的饱和度随着的轴向应变增加而增加。

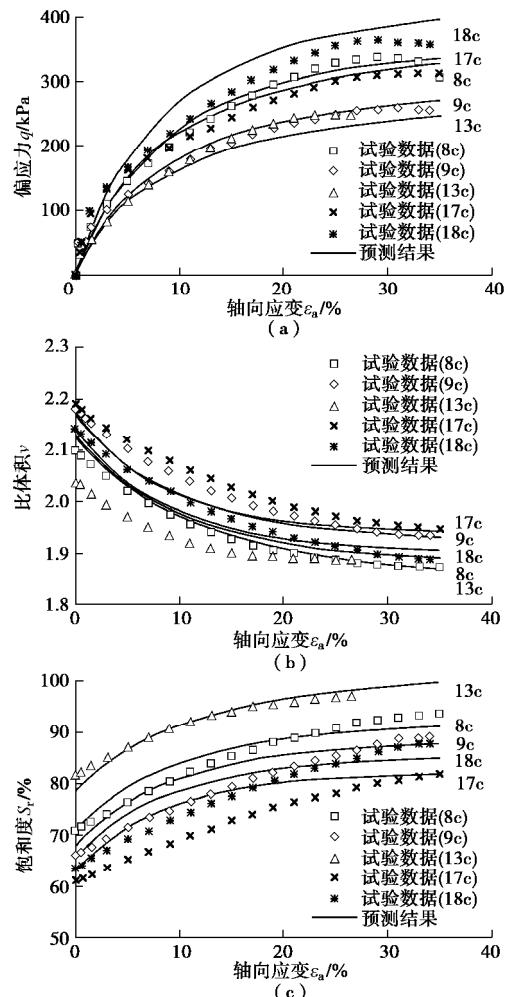


图 5 高岭土在不同基质吸力和净平均应力下排水三轴试验结果与模拟结果对比

Fig. 5 Comparison between measured and computed results from drained triaxial compression tests at different suctions and net confining stresses on kaolin

3 结 论

本文建立了一个基于临界状态理论的弹塑性模型。该模型具有加载湿陷和剪切滑动两种塑性变形机制。本构模型特点如下所述。

(1) 模型中选取 Bishop 应力作为应力变量, 选取有效饱和度作为状态变量, 以此区分非饱和状态对土体力学行为的两种影响。

(2) 提出的 CSL 表达式与 S_{re} 相关。与修正剑桥框架下的模型相比, 模型中 CSL 与 NCL 之间的关系更加灵活。

(3) 通过两个双重硬化法则以及 CSL 表达式直接地考虑了持水性质与力学性质的耦合。

(4) 通过对粉砂和高岭土三轴试验结果与计算结果间的比较表明所提出的模型可以更合理地预测非饱和土的剪胀和剪缩性质。

参考文献:

- [1] 陈正汉. 重塑非饱和黄土的变形、强度、屈服和水量变化特性[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(1): 82 - 90. (CHEN Zheng-han. Deformation, strength, yield and moisture change of a remolded unsaturated loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1999, 21(1): 82 - 90. (in Chinese))
- [2] 黄海, 陈正汉, 李刚. 非饱和土在 p - s 平面上的屈服轨迹及土-水特征曲线的探讨[J]. 岩土力学, 2000, 21(4): 316 - 321. (HUANG Hai, CHEN Zheng-han, LI Gang. A study on yield locus of unsaturated soil on p - s plane and soil-water characteristic curve[J]. Rock and Soil Mechanics, 2000, 21(4): 316 - 321. (in Chinese))
- [3] 詹良通, 吴宏伟. 吸力对非饱和膨胀土抗剪强度及剪胀特性的影响[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(1): 82 - 87. (ZHAN Liang-tong, NG Charles W W. Effect of suction on shear strength and dilatancy of an unsaturated expansive clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(1): 82 - 87. (in Chinese))
- [4] 姚仰平, 牛雷, 韩黎明, 等. 超固结非饱和土的试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(6): 1601 - 1606. (YAO Yang-ping, NIU Lei, HAN Li-ming, et al. Experimental study of behaviors of overconsolidated unsaturated clays[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(6): 1601 - 1606. (in Chinese))
- [5] 陈存礼, 张登飞, 董玉柱, 等. 常含水率三轴条件下非饱和原状黄土的吸力和力学特性[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(7): 1195 - 1202. (CHEN Cun-li, ZHANG Deng-fei, DONG Yu-zhu, et al. Suction and mechanical behaviours of unsaturated intact loess from constant water content triaxial tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(7): 1195 - 1202. (in Chinese))
- [6] MA T, WEI C, WEI H. Hydraulic and mechanical behavior of unsaturated silt: experimental and theoretical characterization[J]. International Journal of Geomechanics, 2016, 16(6): D4015007.
- [7] 高登辉, 陈正汉, 郭楠, 等. 干密度和基质吸力对重塑非饱和黄土变形与强度特性的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(3): 736 - 744. (GAO Deng-hui, CHEN Zheng-han, GUO Nan, et al. The influence of dry density and matric suction on the deformation and the strength characteristics of the remolded unsaturated loess soils[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(3): 736 - 744. (in Chinese))
- [8] 徐筱, 赵成刚. 高吸力下黏性土的抗剪强度和体变特性[J]. 岩土力学, 2018, 39(5): 1598 - 1610. (XU Xiao, ZHAO Cheng-gang. Shear strength and volume change behavior of clay-rich soil at high suctions[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(5): 1598 - 1610. (in Chinese))
- [9] 陈皓, 吕海波, 陈正汉, 等. 考虑温度影响的高岭土膨胀土强度与变形特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, 37(8): 1962 - 1979. (CHEN Hao, LÜ Hai-bo, CHEN Zheng-han, et al. Strength and volume change of buffer material under high temperature and pressure[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, 37(8): 1962 - 1979. (in Chinese))
- [10] 朱青青, 苗强强, 陈正汉, 等. 非饱和含黏砂土的弹塑性剪胀特性研究[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(增刊 1): 65 - 72. (ZHU Qing-qing, MIAO Qiang-qiang, CHEN Zheng-han, et al. Elastoplastic dilatancy relations of unsaturated clayey sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(S1): 65 - 72. (in Chinese))
- [11] BISHOP A W. The principle of effective stress[J]. Teknisk Ukeblad, 1959, 39: 113 - 143.
- [12] GALLIPOLI D, GENS A, SHARMA R, et al. An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour[J]. Géotechnique, 2003, 53(1): 123 - 135.
- [13] WHEELER S J, SHARMA R S, BUISSON M S R. Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils[J]. Géotechnique, 2003, 53(1): 41 - 54.
- [14] FREDLUND D G, MORGENSEN N R. Stress state

- variables for unsaturated soils[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1977, **103**(GT5): 447 – 466.
- [15] TARATINO A, MONGIOVÓÁ L, BOSCO G. An experimental investigation on the independent isotropic stress variables for unsaturated soils[J]. *Géotechnique*, 2000, **50**(3): 275 – 282.
- [16] 张 龙, 陈正汉, 周凤玺, 等. 非饱和土应力状态变量试验验证研究[J]. *岩土工程学报*, 2017, **39**(2): 380 – 384. (ZHANG Long, CHEN Zheng-han, ZHOU Feng-xi, et al. Test verification of stress state variables for unsaturated soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, **39**(2): 380 – 384. (in Chinese))
- [17] 张 龙, 陈正汉, 周凤玺, 等. 从变形、水量变化和抗剪强度三个方面验证非饱和土的两个应力状态变量[J]. *岩土工程学报*, 2017, **39**(5): 906 – 915. (ZHANG Long, CHEN Zheng-han, ZHOU Feng-xi, et al. Verification of rationality of two stress state variables of unsaturated soil from deformation, moisture change and strength[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2017, **39**(2): 380 – 384. (in Chinese))
- [18] ZHOU A N, SHENG D, SLOAN S W, et al. Interpretation of unsaturated soil behaviour in the stress-saturation space I: volume change and water retention behaviour[J]. *Computers and Geotechnics*, 2012, **43**: 178 – 187.
- [19] ZHANG F, IKARIYA T. A new model for unsaturated soil using skeleton stress and degree of saturation as state variables[J]. *Soils and Foundations*, 2011, **51**(1): 67 – 81.
- [20] ALONSO E E, GENS A, JOSA A. A constitutive model for partially saturated soils[J]. *Géotechnique*, 1990, **40**(3): 405 – 430.
- [21] 孙德安. 非饱和土的水力和力学特性及其弹塑性描述. *岩土力学*, 2009, **30**(11): 3217 – 3231. (SUN De-an. Hydro-mechanical behaviours of unsaturated soils and their elastoplastic modelling [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2009, **30**(11): 3217 – 3231. (in Chinese))
- [22] 马田田, 韦昌富, 陈盼, 等. 非饱和土毛细滞回与变形耦合弹塑性本构模型. *岩土力学*, 2012, **33**(11): 3263 – 3270. (MA Tian-tian, WEI Chang-fu, CHEN Pan, et al. An elastoplastic constitutive model of unsaturated soils with capillary hysteresis and deformation coupling[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2012, **33**(11): 3263 – 3270. (in Chinese))
- [23] LI J, YIN Z Y, CUI Y J, et al. Work input analysis for soils with double porosity and application to the hydro-mechanical modeling of unsaturated expansive clays[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2017, **54**(2): 173 – 187.
- [24] YAO Y P, NIU L, CUI W J. Unified hardening (UH) model for overconsolidated unsaturated soils[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2014, **51**(7): 810 – 821.
- [25] LI X S. Thermodynamics-based constitutive framework for unsaturated soils: 2 a basic triaxial model[J]. *Géotechnique*, 2007, **57**(5): 423 – 435.
- [26] 卢再华, 陈正汉, 曹继东. 原状膨胀土的强度变形特性及其本构模型研究[J]. *岩土力学*, 2001, **22**(3): 339 – 342. (LU Zai-hua, CHEN Zheng-han, CAO Ji-dong. A study on the strength and deformation characteristics and the constitutive model of natural expansive soils[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2001, **22**(3): 339 – 342. (in Chinese))
- [27] 卢再华, 陈正汉. 非饱和原状膨胀土的弹塑性损伤本构模型研究[J]. *岩土工程学报*, 2003, **25**(4): 422 – 426. (LU Zai-hua, CHEN Zheng-han. An elastoplastic damage constitutive model of unsaturated undisturbed expansive soil[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2003, **25**(4): 422 – 426. (in Chinese))
- [28] CHIU C F, NG C W W. A state-dependent elasto-plastic model for saturated and unsaturated soils[J]. *Géotechnique*, 2003, **53**(9): 809 – 829.
- [29] 殷宗泽. 一个土体的双屈服面应力 - 应变模型[J]. *岩土工程学报*, 1988, **10**(4): 64 – 71. (YIN Zong-ze. A stress-strain model of soil with double yield surfaces[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 1988, **10**(4): 64 – 71. (in Chinese))
- [30] YIN Z Y, XU Q, HICHER P Y. A simple critical-state-based double-yield-surface model for clay behavior under complex loading[J]. *Acta Geotechnica*, 2013, **8**(5): 509 – 523.
- [31] ALONSO E E, PEREIRA M J, VAUNAT J, et al. A microstructurally-based effective stress for unsaturated soils[J]. *Géotechnique*, 2010, **60**(12): 913 – 925.
- [32] KHALILI N, ZARGARBASHI S. Influence of hydraulic hysteresis on effective stress in unsaturated soils[J]. *Géotechnique*, 2010, **60**(9): 729 – 734.
- [33] LU N, GODT J W, WU D T. A closed-form equation for effective stress in unsaturated soil[J]. *Water Resources Research*, 2010, **46**(5): W05515.
- [34] 陈正汉, 郭楠. 非饱和土与特殊土力学及工程应用研究的新进展[J]. *岩土力学*, 2019, **40**(1): 1 – 54. (CHEN Zheng-han, GUO Nan. New developments of mechanics and application for unsaturated soils and special soils[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2019, **40**(1): 1 – 54. (in Chinese))

- [35] CHRISTENSON H K. Capillary condensation due to van der Waals attraction in wet slits[J]. *Physical Review Letters*, 1994, **73**(13): 1821 – 1824.
- [36] 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.
- [37] TULLER M, OR D. Water films and scaling of soil characteristic curves at low water contents[J]. *Water Resources Research*, 2005, **41**(9): W09403.
- [38] KONRAD J M, LEBEAU M. Capillary-based effective stress formulation for predicting shear strength of unsaturated soils[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2015, **52**(12): 2067 – 2076.
- [39] ZHOU A N, HUANG R Q, SHENG D. Capillary water retention curve and shear strength of unsaturated soils[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2016, **53**(6): 974 – 987.
- [40] SIVAKUMAR V. A Critical State Framework for Unsaturated Soil[D]. Sheffield: University of Sheffield, 1993.
- [41] WEI C F, DEWOOLKAR M M. Formulation of capillary hysteresis with internal state variables[J]. *Water Resources Research*, 2006, **42**(7): W074051-16.
- [42] 胡冉, 陈益峰, 周创兵. 基于孔隙分布的变形土土水特征曲线模型[J]. *岩土工程学报*, 2013, **35**(8): 1451 – 1462. (HU Ran, CHEN Yi-feng, ZHOU Chuang-bing. A water retention curve model for deformable soils based on pore size distribution[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2013, **35**(8): 1451 – 1462. (in Chinese))
- [43] 张俊然, 许强, 孙德安. 多次干湿循环后土-水特征曲线的模拟[J]. *岩土力学*, 2014, **35**(3): 689 – 695. (ZHANG Jun-ran, XU Qiang, SUN De-an. Simulation of soil-water characteristic curves during drying and wetting cycles[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2014, **35**(3): 689 – 695. (in Chinese))
- [44] 刘艳, 赵成刚, 李舰, 等. 相间交界面对非饱和土应力状态的影响[J]. *力学学报*, 2017, **49**(2): 335 – 343. (LIU Yan, ZHAO Cheng-gang, LI Jian, et al. The influence of interfaces on the stress state in unsaturated soils[J]. *Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics*, 2017, **49**(2): 335 – 343. (in Chinese))
- [45] SHENG D, SLOAN S W, GENS A, et al. Finite element formulation and algorithms for unsaturated soils: part I theory[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2003, **27**(9): 745 – 765.
- [46] 李锡夔, 范益群. 非饱和土变形及渗流过程的有限元分析[J]. *岩土工程学报*, 1998, **20**(4): 20 – 24. (LI Xi-kui, FAN Yi-qun. Finite element analysis of deformation and seepage process in unsaturated soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 1998, **20**(4): 20 – 24. (in Chinese))
- [47] 李舰, 赵成刚, 刘艳, 等. 适用于膨胀性非饱和土的边界面模型的数值实现[J]. *岩石力学与工程学报*, 2017, **36**(10): 215 – 226. (LI Jian, ZHAO Cheng-gang, LIU Yan, et al. Numerical implementation of a bounding surface model for unsaturated expansive clays [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2017, **36**(10): 215 – 226. (in Chinese))
- [48] 李舰, 王鹏月, 海路, 等. 膨胀性非饱和土本构模型的隐式和显式积分算法的比较[J]. *岩石力学与工程学报*, 2018, **37**(7): 1731 – 1740. (LI Jian, WANG Peng-yue, HAI Lu, et al. Implicit and explicit integration schemes of a constitutive model for unsaturated expansive clays[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2018, **37**(7): 1731 – 1740. (in Chinese))
- [49] RAMPINO C, MANCUSO C, VINALE F. Experimental behaviour and modelling of an unsaturated compacted soil[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2000, **37**(4): 748 – 763.

DOI: 10.11779/CJGE202001009

深埋隧道围岩形变压力计算方法研究

王明年^{1, 2}, 王志龙^{1, 2}, 张霄^{1, 2}, 赵思光^{1, 2}, 刘大刚^{1, 2}, 童建军^{*1, 3}

(1. 西南交通大学隧道工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031; 2. 西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031;
3. 西南交通大学峨眉校区土木工程系, 四川 峨眉山 614202)

摘要: 通过大量的深埋隧道围岩形变压力现场实测数据, 采用数理统计方法, 分析了围岩级别、隧道跨度、隧道埋深对围岩形变压力的影响及其变化规律。通过多元非线性回归分析方法, 推导建立了竖向形变压力计算公式。通过分析可知, 形变压力约为《铁路隧道设计规范》计算荷载的 84%~92%, 且围岩级别越高两者比值越小。形变压力侧压力系数近似服从正态分布, 与《铁路隧道设计规范》中侧压力系数相比, 各围岩条件下侧压力系数均有一定的增大。研究成果对我国隧道及地下工程支护结构设计具有一定的参考指导作用。

关键词: 深埋隧道; 现场实测; 形变压力; 隧道埋深; 隧道跨度; 围岩级别

中图分类号: TU456; U25 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0081-10

作者简介: 王明年(1965—), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事地下工程方面的教学与科研工作。E-mail: wangmingnian@sjtu.edu.cn。

Method for calculating deformation pressure of surrounding rock of deep-buried tunnels

WANG Ming-nian^{1, 2}, WANG Zhi-long^{1, 2}, ZHANG Xiao^{1, 2}, ZHAO Si-guang^{1, 2}, LIU Da-gang^{1, 2}, TONG Jian-jun^{1, 3}

(1. Key Laboratory of Transportation Tunnel Engineering, Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China;

2. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China; 3. Department of Civil Engineering, Emei Branch, Southwest Jiaotong University, E'meishan 614202, China)

Abstract: The pressure of surrounding rock is an important research content of tunnel engineering, and it includes deformation pressure. The study on the deformation pressure is of great significance to ensure the safety and economic construction of tunnels and underground engineering. The method of mathematical statistics is used to analyze the influence degrees and variation laws of grade of surrounding rock, tunnel span and tunnel depth on the deformation pressure through a large number of filed measured data. The formula for calculating the vertical deformation pressure is established by using the multivariate nonlinear regression analysis method. The deformation pressure is about 84%~92% times the value by the “Code for design of railway Tunnels” according to the analysis. As the grade of the surrounding rock increases, the ratio decreases continuously. The lateral pressure coefficient of deformation loads obeys the normal distribution. The lateral pressure coefficient of each surrounding rock condition has a certain increase compared with that in the “Code for design of railway tunnels”. The research achievements have certain reference guidance for the design of tunnels and underground supporting structures in China.

Key words: deep-buried tunnel; field measurement; deformation pressure; tunnel depth; tunnel span; grade of surrounding rock

0 引言

围岩压力是指引起地下开挖空间周围岩体和支护变形或破坏的作用力。它包括由地应力引起的围岩应力以及围岩变形受阻而作用在支护结构上的作用力^[1]。依照其产生作用力的机理不同, 被划分为冲击压力、形变压力、松动压力和膨胀压力 4 种类型, 其中最为重要的是形变压力和松动压力。松动压力即由于开挖而松动或坍塌的岩体以重力的形式直接作用在支护结构上的压力; 形变压力即由于围岩变形受到与之密切

的支护如锚杆支护等的抑制, 而使围岩与支护结构在共同变形过程中, 围岩对支护结构施加的接触压力^[2]。松动压力与形变压力经常是同时出现的, 但是由于支护类型、地质条件、施工方法及水平等的不同常常以某一种围岩压力为主, 如在松散的土层中使用现浇混

基金项目: 国家自然科学基金项目(51878567, 51878568, 51578458);

中国铁路总公司科技研究开发计划课题(2017G007-F, 2017G007-H)

收稿日期: 2019-01-07

*通信作者(E-mail: [jitong@163.com](mailto: jitong@163.com))

凝土衬砌出现回填不密实的情况时,常常以松动压力为主,如果及时做柔性的锚喷支护就会以形变压力为主^[3]。

目前中国铁深埋路隧道支护结构的设计主要采用《铁路隧道设计规范》(TB10003)^[4](以下简称《隧规》)中深埋隧道围岩压力计算方法,该方法综合了基于样本统计及围岩分级经验公式的优点,物理概念明确,便于工程技术人员应用^[5],是基于塌方统计资料建立起来的松动压力经验公式。近年来,随着中国隧道施工水平的日渐提高,长大隧道数量日渐增多,塌方事故越来越少,且目前中国较多的隧道已从人工小机械时代逐渐过渡到标准机械化施工,施工水平施工大大提高,初期支护封闭及时、回填注浆密实,支护结构的安全性得到了保证,极大地提升了围岩自承能力,支护结构所受压力为形变压力。因此,采用《隧规》中松动压力计算方法进行中国隧道支护结构的设计,难免会造成安全储备较大,资源浪费等现象^[6]。因此,结合目前中国隧道的施工技术,为实现中国隧道修建的安全性及经济性,需要开展形变压力计算方法来指导隧道的修建。

现阶段形变压力的确定有较多的方法,如理论计算方法、数值模拟法、实时监测法等。理论计算方法主要有基于 Mohr-Coulomb 屈服准则的芬纳(Fenner)公式与卡斯特耐尔(Kastner)^[7]公式,但其计算得出的理想弹塑性围岩塑性形变压力与工程实际不相符。曾钱帮等^[8]以广义 Hoek-Brown 经验准则为屈服准则推导了深埋圆形洞室理想弹塑性围岩的塑性形变压力闭合解。随后较多学者采用不同的岩体本构关系^[9]和强度准则^[10-12]对脆性和应变软化围岩弹塑性应力场和位移进行了深入的研究,但其成果未得到进一步的应用推广。《公路隧道设计规范》^[13]中深埋隧道 I—IV 级围岩的形变压力主要采用数值计算方法,同时也给

出了释放荷载的计算方法。但对于受力状态无法采用解析方法求出,边界条件较为复杂,没有长期经验积累的工程来说具有一定的适用性,但其准确性难以保证。伍冬^[14]、刘学增等^[15]对现场实测形变压力数据进行了分析,并对其影响因素进行了研究,相关研究成果对于工程的建设具有重要参考意义,但未给出一种定量的形变压力计算方法来指导实际工程。

本文基于国内大量形变压力现场监测数据,考虑围岩级别、隧道埋深、隧道跨度因素,通过多元非线性回归分析方法,推导建立了一种深埋隧道形变压力的计算方法。研究成果可为隧道及地下工程支护设计提供参考。

1 隧道围岩稳定性分析

1.1 围岩失稳破坏过程分析

隧道开挖前,地下岩体在特定地应力场中处于三轴压力的平衡状态,隧道一旦开挖,这个平衡系统就会被破坏,围岩应力会重新调整。洞周围岩应力的重新调整导致围岩出现了 4 个区,自空区向外依次为塑性流动区、塑性软化区、塑性硬化区、弹性区^[16-17]。弹性区、塑性硬化区、塑性软化区和塑性流动区的力学行为与岩石的全应力-应变曲线中的相应段是对应的,其中弹性区对应于弹性变形阶段,塑性硬化区对应于塑性硬化阶段,塑性软化区对应于岩石的峰后软化阶段,塑性流动区对应于岩石的松动破坏阶段^[18],如图 1 所示。

1.2 围岩压力类型分析

支护力与围岩所处状态关系密切,且支护力受支护时机、支护刚度等因素的影响,不同的支护力,对应不同的围岩状态,进而形成不同的围岩压力类型。

何满潮等^[18]在假定围岩处于静水压力状态下,大埋深巷道围岩处于各力学分区时,所需支护力进行了

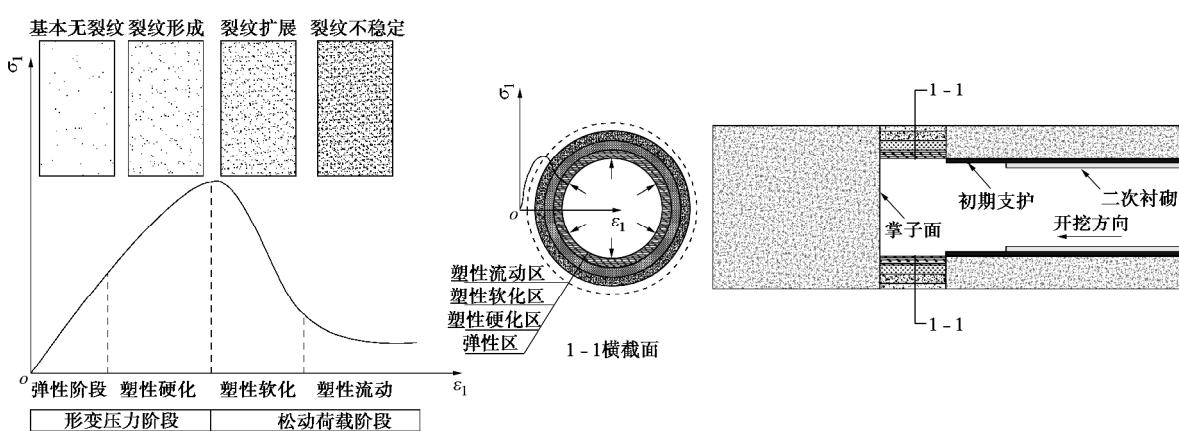


图 1 岩石应力-应变曲线及围岩破坏过程

Fig. 1 Stress-strain curve of rock and failure process of surrounding rock

相关研究。

(1) 当巷道只有稳定的弹性区时, 岩石变形满足胡克定律, 其应力-应变关系为线性, 这种状态岩石可以自稳, 无需支护, 支护力为

$$P_1 = 0$$

(2) 当巷道有稳定的弹性区和塑性硬化区时, 表明巷道围岩所受的围岩应力增大, 但巷道仍然可以自稳, 无需支护, 支护力为

$$P_2 = 0$$

(3) 当巷道开挖后达到最佳支护时间时, 巷道存在弹性区、塑性硬化区、塑性软化区, 且各区的变形趋于稳定, 不随时间发生变化, 在忽略塑性软化区承载力的条件下支护力为

$$P_3 = \int_0^{V_L} g dV$$

(4) 当巷道开挖后达到最佳支护时间时, 巷道存在弹性区、塑性硬化区、塑性软化区和塑性流动区, 且各区变形随时间发生变化, 所需支护力为

$$P_4 = \int_0^{V_L} g dV + \int_{V_L}^{V_s} g dV + P_0$$

式中 P_0 为维持塑性流动区短期内不再发展的临界支护力 (kPa); P_i 为维持巷道稳定的支护力 (kPa), $i=1, 2, 3, 4$; V_s 为塑性软化区和流动区岩体的体积 (m^3); V_L 为塑性流动区岩体的体积 (m^3)。

根据上述描述可知, 当围岩处于各力学分区时, 所需的支护力不同。那么如果在隧道开挖且及时支护的条件下, 为了保持围岩处于相应的力学分区, 所需支护力恰好与上述分析相反。为保持围岩处于弹性区或弹性区、塑性硬化区, 所需支护力为 P_4 ; 为保持围岩处于弹性区、塑性硬化区、塑性软化区所需支护力为 P_3 ; 如不加以支护, 即当支护力 P_1 、 P_2 为 0 时, 围岩处于弹性区、塑性硬化区、塑性软化区、塑性流动区。

本文将围岩所处力学分区与其所产生的荷载效应结合分析, 将围岩状态分为形变压力围岩状态和松动压力围岩状态。

(1) 形变压力围岩状态

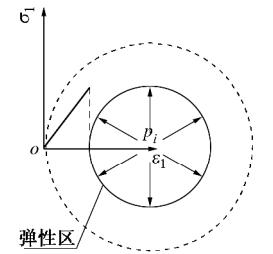
隧道开挖后, 加以支护, 若支护力 P_0 为 P_4 时, 围岩包含单一区域或两类区域, 即围岩处于弹性区或围岩处于弹性区、塑性硬化区, 此时支护结构承受的压力为形变压力, 如图 2 (a), (b) 所示。

(2) 松动压力围岩状态

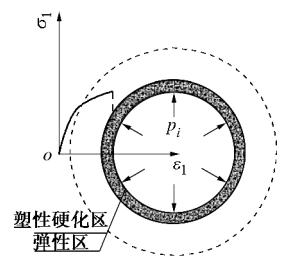
a) 隧道开挖后, 加以支护, 若支护力 P_0 为 P_3 时, 围岩包含三类区域, 即围岩处于弹性区、塑性硬化区、塑性软化区, 此时支护结构承受的压力为松动压力, 如图 2 (c) 所示。

b) 隧道开挖以后, 加以支护, 若支护力 P_0 为 P_1

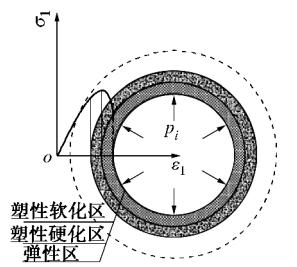
(P_2) 时, 围岩包含四类区域, 即围岩处于弹性区、塑性硬化区、塑性软化区、塑性流动区, 此时支护结构承受的压力为松动压力, 如图 2 (d) 所示。



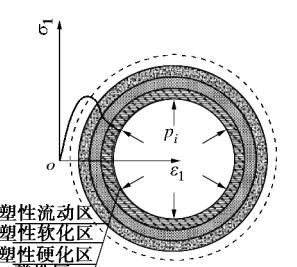
(a) $P_0=P_4$, 围岩包含单一区域



(b) $P_0=P_4$, 围岩包含两类区域



(c) $P_0=P_3$, 围岩包含三类区域



(d) $P_0=P_1(P_2)$, 围岩包含四类区域

图 2 支护力与围岩特性关系分析图

Fig. 2 Relationship between supporting force and characteristics of surrounding rock

围岩的松弛与施工技术有很大的关系, 现代隧道施工技术的一个重要发展就是把围岩的破坏控制在最小限度^[1], 即围岩处于变形阶段。目前中国高速铁路隧道采用大型机械化大断面施工, 对隧道围岩扰动小, 且支护及时, 对围岩变形控制较好, 故围岩多数情况下处于形变压力阶段, 支护结构所受荷载为形变压力。

为了证明大型机械化施工隧道支护所受围岩压力为形变压力, 课题组在郑万高铁隧道采用多点位移计,

对IV、V级围岩松动区进行了监测,测点布置如图3所示。

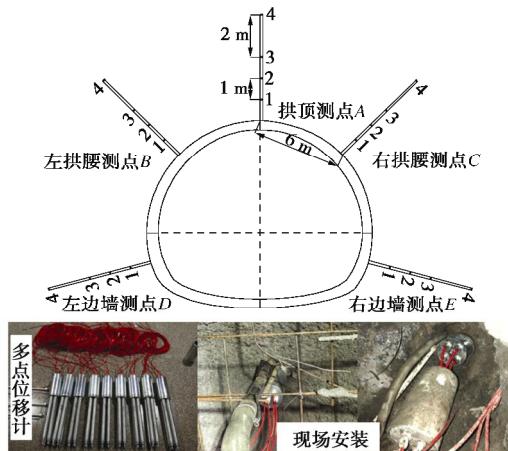


图3 多点位移计布置及现场安装图

Fig. 3 Layout of multi-point displacement meter and field installation

根据围岩松动圈判定方法^[19-21],对监测数据进行了分析,通过分析发现,所有监测断面均未出现松动现象,而是出现了不同程度的塑性区,但塑性区范围较小,各级围岩塑性区范围包络线如图4所示。

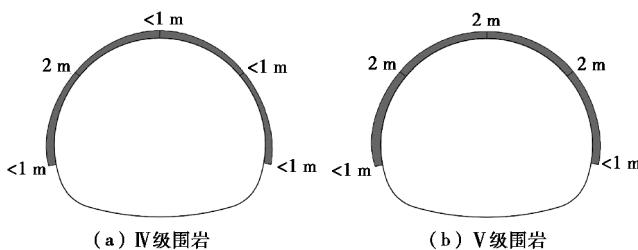


图4 塑性区范围

Fig. 4 Range of plastic zone

由图4可知,IV、V级围岩条件下,围岩塑性区范围小于2 m,也就是说浅层围岩^[22]没有出现松动的迹象,不会由于其松动垮落引起深层围岩应力的转移和变形的传递,导致围岩压力的增大^[23]。故有效的支护对围岩变形进行约束,将围岩控制在变形阶段,可有效控制围岩及支护结构的安全性。

2 样本数据采集及特征分析

2.1 样本数据

形变压力主要体现在喷射混凝土、喷锚支护的接触压力上。因此,采用国内在喷射混凝土、喷锚支护结构上进行的围岩接触压力现场监测成果作为分析形变压力的依据。各监测点形变压力监测值分别通过土压力传感器进行监测,最终选取稳定值作为形变压力,用于后续的研究。

通过现场实测及文献调研方法,共获取国内2000—2018年间修建的54座隧道、205个形变压力监测断

面样本数据,主要分布在华北、华中、华东、华南以及西南地区。根据样本统计数据,将样本按照不同围岩级别、隧道跨度、施工工法进行分类,分析其特征,具体数据如图5~9所示。

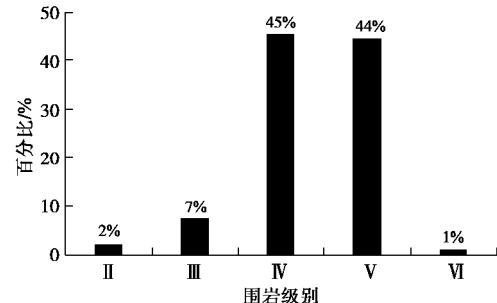


图5 各围岩级别样本占比

Fig. 5 Percentage of grades of surrounding rock

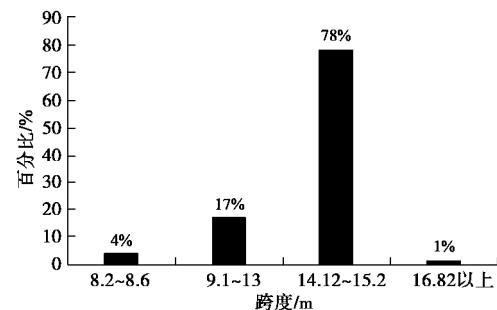


图6 各隧道跨度样本占比

Fig. 6 Percentage of tunnel spans

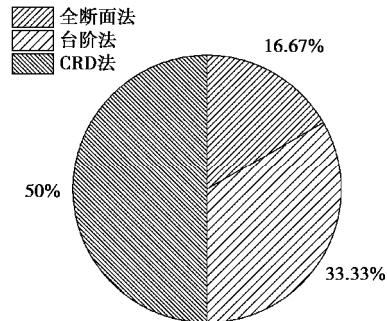


图7 各施工工法样本占比

Fig. 7 Percentage of construction methods

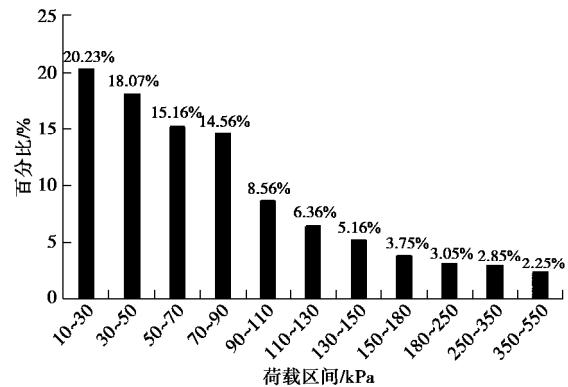


图8 IV级围岩形变压力分布图

Fig. 8 Deformation load distribution of surrounding rock Grade IV

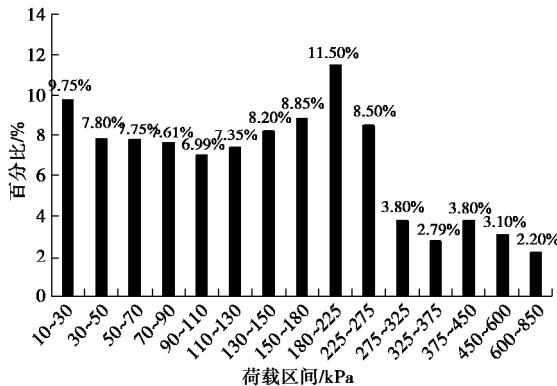


图 9 V 级围岩形变压力分布图

Fig. 9 Deformation load distribution of Grade V surrounding rock

通过对上述数据分析可知: ①样本数据中绝大部分为IV、V 级围岩, IV 围岩占比 45%, V 级围岩占比 44%; ②样本数据中隧道跨度绝大部分为 8~16 m, 其中 9~15.2 m 占比 95%; ③IV 级围岩形变压力实测值 130 kPa 以下占比 91.5%, V 级围岩形变压力实测值 275 kPa 以下占比 84.31%。

2.2 数据样本处理方法

将现场实测数据按照面积等效原则分解为竖向、水平均布荷载进行计算, 并按均布等效荷载模式进行分布。其中 s_1, s_2, s_3, s_4, s_5 为实测径向围岩压力值, θ 为径向荷载方向与竖向的夹角, h 为隧道高度, B 为隧道跨度, I 为侧压力系数, 如图 10 所示。

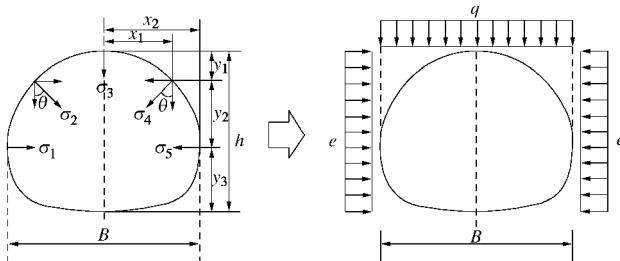


图 10 形变压力测点布置及荷载模式分布图

Fig. 10 Arrangement of measuring points for deformation load and loading mode

竖向形变压力:

$$q = \frac{(q_2 - q_1)a_1 + x_1a_2}{2B} \quad , \quad (3)$$

式中, $a_1 = s_2 \sin q + s_4 \sin q$, $a_2 = 2s_3 + s_2 \sin q + s_4 \sin q$ 。

水平向形变压力为

$$e = \frac{y_1b_1 + y_2b_2 + y_3b_3}{4h} \quad , \quad (4)$$

式中, $b_1 = s_2 \cos q + s_4 \cos q$, $b_2 = s_1 + s_5 + s_2 \cos q + s_4 \cos q$, $b_3 = s_1 + s_5$ 。

侧压力系数为

$$I = e/q \quad . \quad (5)$$

3 影响因素分析

根据对样本数据的分析可知, 统计数据中主要包括围岩级别、隧道跨度及隧道埋深等因素, 因此本文通过数理统计方法, 分析形变压力与各因素之间的相互关系及变化规律。

3.1 围岩级别 s

为了消除隧道跨度对围岩形变压力值的影响, 现将样本中各级围岩形变压力平均值作为分析对象, 分析两者之间的关系, 如图 11, 表 1 所示。

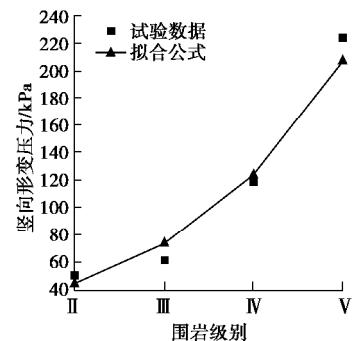


图 11 竖向形变压力变化曲线

Fig. 11 Curve of vertical deformation loads

表 1 形变压力随围岩级别拟合公式

Table 1 Fitting formula for deformation loads with grade of surrounding rock

根据图 9, 表 1 分析可知, 形变压力值随隧道围岩级别呈指数增长趋势, 且相关系数为 0.961。

3.2 隧道跨度 B

为了消除隧道围岩级别对形变压力的影响, 按照《铁路隧道设计规范》中对小跨度、中等跨度、大跨度、特大跨度的分类标准, 对样本中的形变压力监测样本进行分类, 并取其平均值作为分析对象。分析其对形变压力的影响, 如图 12, 13, 表 2 所示。

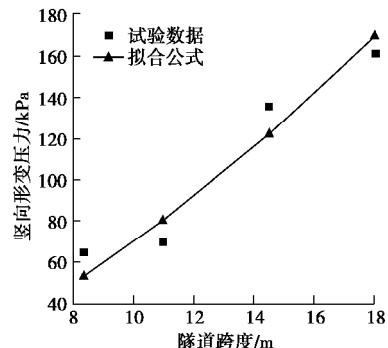


图 12 竖向形变压力变化曲线 (幂函数)

Fig. 12 Curve of vertical deformation loads (power function)

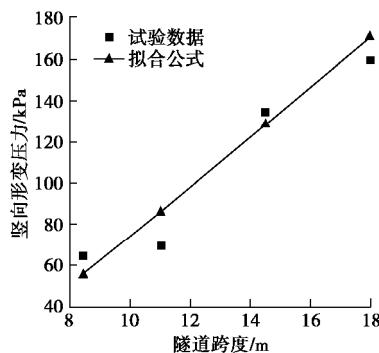


图 13 坚向形变压力变化曲线(线性函数)

Fig. 13 Curve of vertical deformation loads (linear function)

表 2 形变压力随隧道跨度拟合公式

Table 2 Fitting formula for deformation loads with tunnel span

形变压力拟合公式	拟合公式	相关系数
幂函数	$q = 3.0B^{1.40}$	0.91
线性函数	$q = 12.0B - 45.25$	0.94

根据图 12, 13, 表 2 分析可知, 形变压力值随隧道跨度呈两种函数增长趋势: 线性函数, 相关系数为 0.94; 幂函数, 相关系数为 0.91。

3.3 隧道埋深 H

由于样本中 IV、V 级围岩形变压力数据占比较大, 现将样本中 IV、V 级围岩形变压力值 q 与埋深 H 关系进行分析, 如图 14, 15 所示。

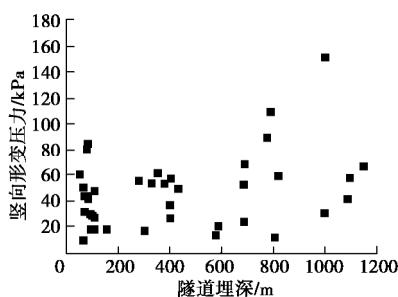


图 14 坚向形变压力变化曲线(IV)

Fig. 14 Curve of vertical deformation loads (IV)

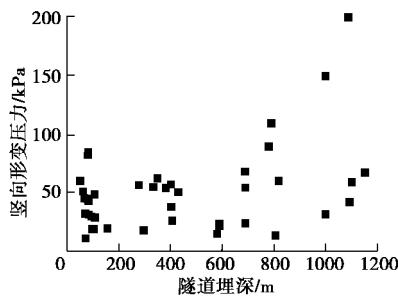


图 15 坚向形变压力变化曲线(V)

Fig. 15 Curve of vertical deformation loads (V)

根据图 14, 15 分析可知, 直接将形变压力值 q 与埋深 H 建立关系时, 两者之间无明显变化规律。故须将坚向形变压力值与埋深进行形式转化, 进而分析

两者之间的关系, 数据转化方式为: ①将隧道的埋深分为不同的深度区间, 分别为小于 100 m, 100~200 m, 200~300 m, 300~400 m, 400~500 m, 大于 500 m。②将各区间的形变压力值与隧道跨度比值的平均值作为该区间的一个数据, 那么对应的隧道埋深为该区间的中间值。例如 IV 级围岩其原始数据的一个点坐标为 (7.9, 250), 7.9 代表埋深为 200~300 m 区间所有形变压力与对应隧道跨度比值的平均值, 250 代表该区间隧道埋深的中值。③按照相同的原则将各深度区间的坐标进行整理, 并对其进行拟合, 得到相应的拟合公式。

(1) 为了消除隧道跨度、围岩级别对围岩形变压力值的影响, 现将样本中坚向形变压力值 q 与隧道跨度 B 比值 q/B 为纵坐标, 埋深 H 为横坐标进行分析, 如图 16, 17, 表 3 所示。

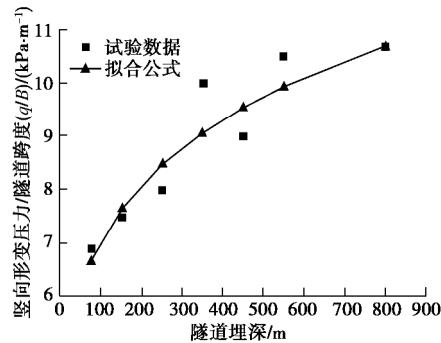


图 16 坚向形变压力变化曲线(IV)

Fig. 16 Curve of vertical deformation loads (IV)

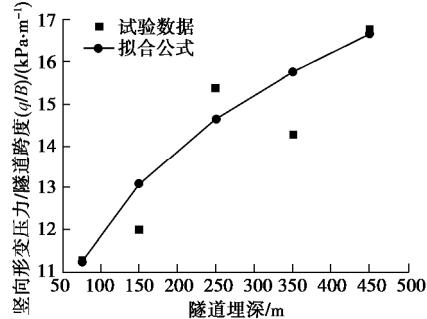


图 17 坚向形变压力变化曲线(V)

Fig. 17 Curve of vertical deformation loads (V)

表 3 形变压力随隧道埋深拟合公式

Table 3 Fitting formula for deformation loads with tunnel depth

形变压力	拟合公式	相关系数
(IV) 坚向形变压力	$q/B = 2.81 \cdot H^{0.20}$	0.89
(V) 坚向形变压力	$q/B = 4.35 \cdot H^{0.22}$	0.86

根据图 16, 17, 表 3 分析可知, q/B , H 两者之间呈幂函数关系, 且 IV、V 级围岩形变压力随埋深变化趋势相同。

(2) 为了消除隧道跨度、围岩级别对围岩形变压

力值的影响, 现将样本中竖向形变压力值 q 与隧道跨度 B 比值 q/B 为纵坐标, 埋深的负倒数 $-1/H$ 为横坐标进行分析, 如图 18, 19, 表 4 所示。

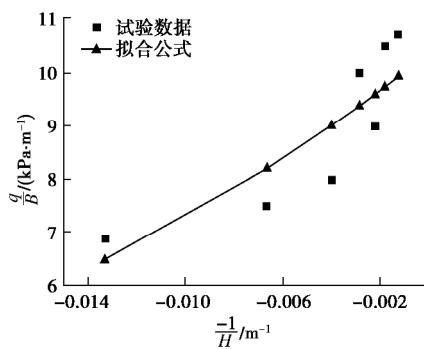


图 18 竖向形变压力变化曲线(IV)

Fig. 18 Curve of vertical deformation loads (IV)

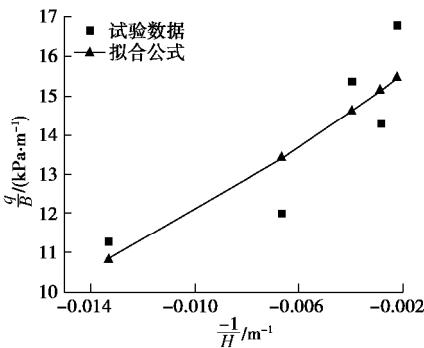


图 19 竖向形变压力变化曲线(V)

Fig. 19 Curve of vertical deformation loads (V)

表 4 形变压力随隧道埋深拟合公式

Table 4 Fitting formula for deformation loads with tunnel depth

形变压力	拟合公式	相关系数
(IV) 竖向形变压力	$q/B = 10.38 \cdot e^{-\frac{35.2}{H}}$	0.80
(V) 竖向形变压力	$q/B = 16.63 \cdot e^{-\frac{32.03}{H}}$	0.83

根据图 18, 19, 表 4 分析可知, q/B 与 $-1/H$ 两者之间呈指数函数关系, 且 IV、V 级围岩形变压力随埋深变化趋势相同。

4 侧压力系数分析

为了得到围岩水平向形变压力, 现通过侧压力系数来进行分析。根据分析可知, 围岩形变压力侧压力

系数近似服从正态分布, 概率密度函数如表 5 所示。

表 5 各围岩级别正态分布函数表

Table 5 Normal distribution function for various grades of surrounding rock

围岩级别	数学期望值	标准差	概率密度函数
IV	0.47	0.10	$f(x) = \frac{1}{\sqrt{0.2\pi}} \exp\left(-\frac{(I-0.47)}{0.02}\right)$
V	0.71	0.12	$f(x) = \frac{1}{\sqrt{0.24\pi}} \exp\left(-\frac{(I-0.71)}{0.0288}\right)$

根据概率密度函数, 最终求得各概率条件下的侧压力系数分布值, 如表 6 所示。

现场实测形变压力值往往存在一定的不均匀性, 结构受力处于不利状态, 故偏于结构安全性考虑, 对上述侧压力系数范围进行修正。考虑到上述测压系数的取值范围较大, 在实际工程中的选取, 会造成荷载相差较大情况, 给设计带来不便, 故对其进行修正, 最终通过概率密度函数, 确定了个围岩条件下的侧压力系数范围, 如图 20, 21, 表 7 所示。

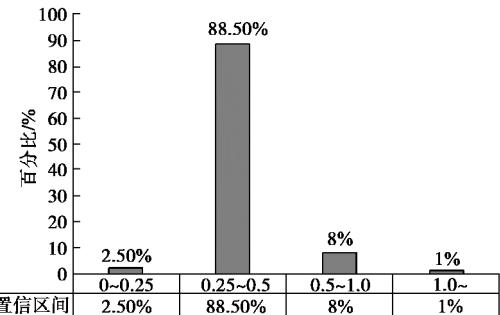


图 20 IV 级围岩侧压力系数分布图

Fig. 20 Lateral pressure coefficient of surrounding rock Grade IV

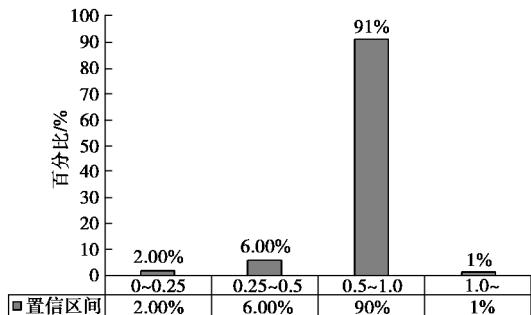


图 21 V 级围岩侧压力系数分布图

Fig. 21 Lateral pressure coefficient of surrounding rock Grade V

表 6 侧压力系数分布区间

Table 6 Distribution intervals of lateral pressure coefficient

数据区间	侧压力系数 (I) (IV 级围岩)	概率/%	侧压力系数 (I) (V 级围岩)	概率/%
($m-s, m+s$)	(0.37, 0.57)	68.26	(0.59, 0.83)	68.26
($m-1.96s, m+1.96s$)	(0.27, 0.67)	95.44	(0.47, 0.95)	95.44
($m-1.96s, m+1.96s$)	(0.21, 0.73)	99.73	(0.40, 1.02)	99.73

表 7 侧压力系数表

Table 7 List of lateral pressure coefficient

围岩级别	侧压力系数	置信区间 /%	《隧规》侧压力系数
III	<0.25	—	<0.15
IV	0.25~0.5	88.5	0.15~0.30
V	0.5~1.0	91.0	0.30~0.50

根据表 7 可知, 与《隧规》中侧压力系数相比, 各围岩条件下侧压力系数均有一定的增大。

5 形变压力计算公式

5.1 计算公式

通过多因素分析方法, 考虑隧道围岩级别、隧道跨度、隧道埋深影响因素, 推导建立了 6 种围岩竖向形变压力计算公式, 如表 8 所示。

表 8 竖向形变压力计算公式

Table 8 Formulas for calculating vertical deformation loads

序号	公式	考虑因素	修正系数 a	相关系数
1	$q = \alpha B^{1.25} \cdot H^{0.1} \cdot e^{0.5s}$	s, B, H	$\alpha = 0.35$	0.897
2	$q = \alpha B^{1.25} \cdot e^{(0.5s-15/H)}$	s, B, H	$\alpha = 0.71$	0.920
3	$q = \alpha B^{1.25} \cdot e^{0.45s}$	s, B	$\alpha = 0.81$	0.920
4	$q = \alpha B \cdot H^{0.1} \cdot e^{0.5s}$	s, B, H	$\alpha = 0.69$	0.907
5	$q = \alpha B \cdot e^{(0.5s-15/H)}$	s, B, H	$\alpha = 1.38$	0.935
6	$q = \alpha B \cdot e^{0.45s}$	s, B	$\alpha = 1.55$	0.915

注: s 为围岩级别, B 为隧道跨度, H 为隧道埋深。

选取表 8 中相关系数最高的形变压力计算公式作为最终计算公式, 如下:

竖向形变压力计算公式:

$$q = a \cdot B \cdot e^{0.5s-15/H}, \quad (6)$$

式中, s 为围岩级别, B 为隧道跨度, H 为隧道埋深, a 为修正系数, $a = 1.38$ 。

水平向形变压力计算公式:

$$e = I q, \quad (7)$$

式中, I 为侧压力系数, 如表 9 所示, 其他符号意义同前。

表 9 侧压力系数表

Table 9 List of lateral pressure coefficient

围岩级别	III	IV	V
侧压力系数	<0.25	0.25~0.5	0.5~1.0

由于样本数据的限制, 在分析形变压力计算公式时, 为了更具有说服力, 采用了数据较多的 IV、V 级围岩进行了相关的分析。但在单因素分析时, 也采用了相对较少的 III 级围岩数据, 综合分析之后, 给出了本文拟合的形变压力计算公式的适用条件, 即本公式目前仅适用于一般深埋隧道 III—V 级围岩, 隧道跨度

为 8~16 m 的隧道围岩形变压力计算。由于本文研究均采用的是施工阶段采集的围岩形变压力数据, 虽在施工阶段各断面数据均趋于收敛状态, 但对于支护结构上的长期压力值, 本文未作进一步的分析, 故在使用本文提出的围岩形变压力进行支护结构结构设计时, 应考虑隧道施工中的各项条件, 并结合隧道超前支护、二次衬砌等支护结构进行综合设计。

5.2 影响因素敏感性分析

根据得到的形变压力计算公式, 采用控制变量法, 分析各影响因素对形变压力值的影响规律。

控制隧道跨度不变(本次计算选取隧道跨度为 15 m), 隧道埋深不变(本次计算选取隧道埋深为 200 m), 改变围岩级别, 分析围岩压力随围岩级别的变化规律, 计算结果如图 22 所示。

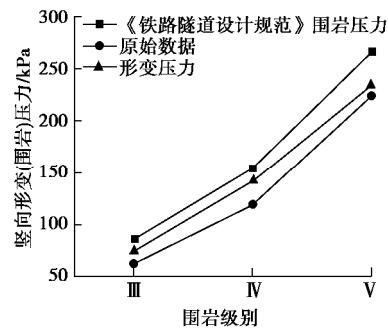


图 22 形变压力随围岩级别变化曲线

Fig. 22 Curves of deformation loads with grades of surrounding rock

根据图 22 可知, 围岩压力随隧道围岩级别的增大而增大; 随着围岩级别的增大, 形变压力与《隧规》计算荷载的比值越来越小, 约为《隧规》计算荷载的 84%~92%。笔者认为是由于现代机械化施工支护施作及时, 且软弱围岩超前支护的施作, 提高了围岩的自承能力, 围岩状态控制在弹性或弹性、塑性硬化阶段, 故围岩压力是由围岩变形产生的形变压力。

控制隧道跨度不变(本次计算选取隧道跨度为 15 m), 围岩级别不变(本次计算选取 IV 级围岩), 改变隧道埋深, 分析围岩压力随隧道埋深的变化规律, 计算结果如图 23 所示。

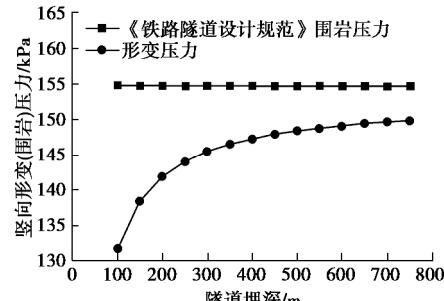


图 23 形变压力随隧道埋深变化曲线

Fig. 23 Curves of deformation loads with tunnel depth

根据图 23 可知, 《隧规》计算荷载不随隧道埋深的变化而变化, 而形变压力随隧道埋深的增大而增大, 且随着隧道埋深的不断增大, 形变压力增长率在不断地减小。根据图 23 显示, 当隧道埋深达到一定的深度后形变压力与《隧规》计算荷载相近。

控制隧道埋深不变 (本次计算选取隧道埋深为 200 m), 围岩级别不变 (本次计算选取IV级围岩), 改变隧道跨度, 分析围岩压力随隧道埋深的变化规律, 计算结果如图 24 所示。

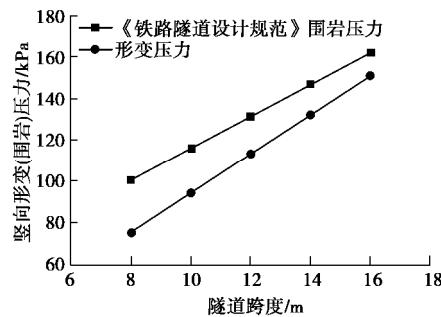


图 24 形变压力随隧道跨度变化曲线

Fig. 24 Curves of deformation loads with tunnel span

根据图 24 可知, 围岩压力随隧道埋深的增大而增大, 当隧道跨度达到一定值后形变压力与《隧规》计算荷载相近。

6 结 论

通过大量的现场实测数据, 通过多元非线性回归分析方法, 考虑围岩级别、隧道跨度、隧道埋深对形变压力的影响, 建立了围岩变形条件下的形变压力计算公式。主要研究结论如下:

(1) 围岩压力随隧道围岩级别的增大而增大; 随着围岩级别的增大, 形变压力与《隧规》计算荷载的比值越来越小, 约为《隧规》计算荷载的 84%~92%; 形变压力随隧道埋深的增大而增大, 且随着隧道埋深的不断增大, 形变压力增长率在不断地减小, 当隧道埋深达到一定的深度后形变压力与《隧规》计算荷载相近; 围岩压力随隧道跨度的增大而增大, 当隧道跨度达到一定值后形变压力与《隧规》计算荷载相近。

(2) 通过多因素数理统计分析方法, 推导建立了 6 种形变压力计算公式, 根据各推导公式相关系数, 最终选取其中相关系数最高的计算公式作为竖向形变压力计算公式: $q = \alpha \cdot B \cdot e^{(0.5s-15/H)}$ 。

(3) 形变压力侧压力系数, 近似服从正态分布, 根据概率密度函数确定了不同围岩级别条件下的侧压力系数范围。与《隧规》中侧压力系数相比, 各围岩条件下侧压力系数均有一定的增大。

参考文献:

- [1] 关宝树. 隧道工程设计要点集[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003. (GUAN Bao-shu. Gist of tunnel engineering design[M]. Beijing: China Communications Press, 2003. (in Chinese))
- [2] 王毅才. 隧道工程[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003. (WANG Yi-cai. Tunnel Engineering[M]. Beijing: China Communications Press, 2003. (in Chinese))
- [3] 吴海科, 刘远明. 围岩压力中形变压力的影响因素[J]. 建筑技术开发, 2016, 43(1): 163~164. (WU Hai-ke, LIU Yuan-ming. Factors rock pressure in deformation pressure[J]. Building Technology Development, 2016, 43(1): 163~164. (in Chinese))
- [4] 铁路隧道设计规范: TB10003—2016 [S]. 北京: 中国铁道出版社, 2016. (Code for Design of Railway Tunnel: TB10003—2016[S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2016. (in Chinese))
- [5] 李鹏飞, 赵勇, 张顶立, 等. 基于现场实测数据统计的隧道围岩压力分布规律研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(7): 1392~1399. (LI Peng-fei, ZHAO Yong, ZHANG Ding-li, et al. Study of distribution laws of tunnel surrounding rock pressure based on field measured data statistics[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(7): 1392~1399. (in Chinese))
- [6] 李鹏飞, 周烨, 伍冬. 隧道围岩压力计算方法及其适用范围[J]. 中国铁道科学, 2013, 34(6): 55~60. (LI Peng-fei, ZHOU Ye, WU Dong. Calculation methods for surrounding rock pressure and application scopes[J]. China Railway Science, 2013, 34(6): 22~60. (in Chinese))
- [7] GOODMAN R E. Introduction to rock mechanics[M]. New York: Wiley, 1978.
- [8] 曾钱帮, 王恩志, 王思敬. 深埋圆形硐室围岩塑性形变压力的广义 Hoek-Brown 破坏准则解及其三元非线性回归模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(增刊 2): 3543~3549. (ZENG Qian-bang, WANG En-zhi, WANG Si-jing. Analytical solution for plastic deformation pressure around a deep circular opening based on generalized Hoek-Brown failure criterion and its ternary nonlinear regression model[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(S2): 3543~3549. (in Chinese))
- [9] 付国彬. 巷道围岩破裂范围与位移的新研究[J]. 煤炭学报, 1995, 20(3): 304~310. (FU Guo-bin. Recent investigation of extent of fractured zone and displacement of rocks around the roadways[J]. Journal of China Coal Society, 1995, 20(3): 304~310. (in Chinese))

- [10] PARK K H, KIM Y J. Analytical solution for a circular opening in an elastic-brittle-plastic rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2006, **43**(4): 616 – 622.
- [11] GUAN Z, JIANG Y, TANABASI Y. Ground reaction analyses in conventional tunnelling excavation[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2007, **22**(2): 230 – 237.
- [12] LEE Y K, PIETRUSZCZAK S. A new numerical procedure for elasto-plastic analysis of a circular opening excavated in a strain-softening rock mass[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, **23**(5): 588 – 599.
- [13] 公路隧道设计规范: JTG D70—2004 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2004. (Code for Design of Road Tunnel: JTG D70—2004[S]. Beijing: China Communications Press, 2004. (in Chinese))
- [14] 伍冬. 山岭隧道围岩压力计算方法及其适用性研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2012. (WU Dong. Study on Surrounding Rock Pressure Calculation Method and Application of Mountain Tunnel[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2012 (in Chinese))
- [15] 刘学增, 叶康. 山岭公路隧道围岩压力统计规律分析[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(6): 890 – 895. (LIU Xue-zeng, YE Kang. Statistical analysis of surrounding rock pressure of mountain road tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(6): 890 – 895. (in Chinese))
- [16] 陈进. 岩体结构渐进破坏的理论与实践[D]. 徐州: 中国矿业大学, 1988. (CHEN Jin. Theory and Practice of Progressive Failure of Rock Mass Structure[D]. Xuzhou: China University of Mining and Technology, 1988. (in Chinese))
- [17] JIANG Yu-jing. Theoretical and Experimental Study on the Stability of Deep Undergrounding[D]. Fukuoka-ken: Kyushu University, 1993.
- [18] 何满潮, 景海河, 孙晓明. 软岩工程力学[M]. 北京: 科学出版社, 2002. (HE Man-chao, JING Hai-he, SUN Xiao-ming. Soft Rock Engineering Mechanics[M]. Beijing: Science Press, 2002. (in Chinese))
- [19] 柳厚祥, 方风华. 预埋式多点位移计现场确定围岩松动圈的方法研究[J]. 矿冶工程, 2006, **26**(1): 1 – 4. (LIU Hou-xiang, FANG Feng-hua. Study on the method to Define the wall rock loose zone with embedded displacement meter[J]. Mining and Metallurgical Engineering, 2006, **26**(1): 1 – 4. (in Chinese))
- [20] 乔春生, 张清. 锚杆轴力分布与软弱岩体中隧道塑性区的关系[J]. 铁道学报, 1999, **21**(2): 72 – 75. (QIAO Chun-sheng, ZHANG Qing. Study on the method to define the wall rocks loose zone with embedded displacement mete[J]. Journal of the China Railway Society, 1999, **21**(2): 72 – 75. (in Chinese))
- [21] 杜国文. 小浪底工程多点位移计测值突变原因分析[J]. 东北水利水电, 1998(6): 26 – 29. (DU Guo-wen. Study on the method to define the wall rocks loose zone with embedded displacement meter[J]. Water Resourse & Hydropower of Northeast, 1998(6): 26 – 29. (in Chinese))
- [22] 张顶立, 陈立平. 隧道围岩的复合结构特性及其荷载效应[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(3): 456 – 469. (ZHANG Ding-li, CHEN Li-ping. Compound structural characteristics and load effect of tunnel surrounding rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(3): 456 – 469. (in Chinese))
- [23] 张顶立, 孙振宇. 复杂隧道围岩结构稳定性及其控制[J]. 水力发电学报, 2018, **37**(2): 1 – 11. (ZHANF Ding-li, SUN Zhen-yu. Structural stability of complex tunnel surrounding rock and its control[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2018, **37**(2): 1 – 11. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202001010

马蹄形隧道拱脚裂纹对围岩稳定性的影响

周 磊, 朱哲明*, 刘 邦, 邱 豪, 董玉清

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

摘要: 详细研究了隧道拱脚处裂纹对围岩稳定性及破坏模式的影响, 裂纹分两组进行设置: 一是裂纹以拱脚交界点为圆心逆时针方向分布在 $A(0^\circ < a \leq 90^\circ)$, $B(90^\circ < a \leq 180^\circ)$ 及 $C(180^\circ < a \leq 270^\circ)$ 区域, 且与隧道底板面成夹角 α ; 二是裂纹倾角 α 为 127° , 与隧道跨度成不同裂纹长度比 β 。采用物理模型试验和数值模拟对比分析拱脚裂纹的不利因素, 随后选择砂岩材料制作隧道模型试件进行室内试验, 得到裂纹因素对围岩强度的影响。数值模拟采用有限元程序分别计算裂纹尖端的应力强度因子与围岩损伤演化云图。通过两者对比论证可以得到如下结论: ①裂纹在隧道拱脚位置处成不同倾角 α 时, 裂纹分布区域的危害程度可依次排列为 $B > C > A$; ②裂纹倾角 α 在 $120^\circ \sim 135^\circ$ 时, 裂纹对隧道整体的稳定性影响最大; ③在双轴压缩载荷作用下, 围岩的破坏行为主要是裂纹尖端与边墙的拉剪破坏及局部的拉伸破坏; ④裂纹长度比 β 对围岩整体稳定性影响表征为线性反比例函数关系。

关键词: 隧道; 裂纹倾角; 数值模拟; 拱脚裂纹; 围岩

中图分类号: TU45; U45 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0091-09

作者简介: 周 磊(1990—), 男, 博士, 助理研究员, 主要从事岩石断裂力学的研究工作。E-mail: zhouleitkx@126.com。

Influence of arch foot crack on stability of surrounding rock mass in horseshoe-shaped tunnels

ZHOU Lei, ZHU Zhe-ming, LIU Bang, QIU Hao, DONG Yu-qing

(MOE Key Laboratory of Deep Underground Science and Engineering, College of Architecture and Environment, Sichuan University,

Chengdu 610065, China)

Abstract: In order to clearly investigate the effect of a crack at the tunnel arch foot on the stability and failure patterns of horseshoe-shaped tunnels, the cracks are classified into two categories: one is that the cracks are distributed counterclockwise in the areas of $A(0^\circ < a \leq 90^\circ)$, $B(90^\circ < a \leq 180^\circ)$ and $C(180^\circ < a \leq 270^\circ)$ with the arch foot junction as the center, and the other is that the crack dip angle α is fixed as 127° between the tunnel bottom and the crack, and the ratio of crack length β is different. The disadvantageous factors of the arch foot crack are analyzed by comparing the laboratory test results with the numerical simulation ones, and then green sandstone is chosen to make tunnel model samples to obtain the effect of crack on the stability of the surrounding rock mass. The stress intensity factor at crack tip and the damage evolution nephogram of the surrounding rock mass are calculated by finite element program. The following significant conclusions are drawn: (1) When a crack is located at the tunnel arch foot with different angles of α , the damage degrees of the tunnel model failure distribution zones can be arranged in a sequence: $B > C > A$. (2) As the dip angle α ranges from $120^\circ \sim 135^\circ$, the stability of the tunnel is the weakest. (3) For a tunnel model sample under biaxial compression loading, the failure modes are mainly the tensile and shear failures at the crack tip and sidewall as well as the tensile failure at vault. (4) The influences of crack on tunnel stability are inversely proportional to the crack length ratio β .

Key words: tunnel; crack dip angle; numerical simulation; arch foot crack; surrounding rock mass

0 引言

围岩岩体属于天然的脆性非均匀材料的一种, 其中分布着许许多多的微裂隙, 而围岩的破坏行为本质上是微裂隙的损伤演化、形成与扩展、贯通直至围岩整体坍塌的过程。隧道含裂隙岩体的破坏也主要是由于裂纹尖端的应力集中现象造成围岩的拉伸与剪切破

坏, 为了确定含裂隙围岩岩体的强度、变形及破坏形式, 分析评价其强度质量, 故本文选择拱脚处裂纹缺

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

收稿日期: 2019-04-04

*通信作者(E-mail: zhemingzhu@hotmail.com)

陷对围岩强度的影响作为研究对象, 对隧道工程实践中增强围岩结构的稳固性及整体性具有较大的工程实际意义。

目前, 隧道围岩内不同方位的节理及裂纹缺陷对围岩的强度影响及破坏形式的研究已经数不胜数, 并且取得了不错的研究成果^[1-4]。杨忠民等^[5]采用块体离散性软件分析了双连拱隧道单侧开挖对临洞拱顶沉降及围岩节理破坏范围的影响。Jia 等^[6]选择采用有限元分析程序分析了层状节理不同方位和侧压力系数对含节理岩体隧道稳定性的削弱作用。Li 等^[7]采用数学物理模型表征了脆性岩体在静地应力与动载荷作用下的破坏模式, 研究了地下洞穴在不同侧压力系数下的应变能密度与破裂带特征。Zhu 等^[8]研究了主应力方向对完整隧道模型与含裂纹隧道模型稳定性的影响, 指出裂缝与围岩拱肩成 135° 夹角时, 相应的围岩强度质量评价指标最弱。Liu 等^[9]采用声发射技术与矩阵张量分析研究了含隧道断面的粗粒花岗岩试件在单轴压缩载荷作用下的破坏行为, 分析了隧道破坏时剪切裂纹与拉伸裂纹在围岩中的微观分布。国内外许多研究学者^[10-13]也探究了裂隙位于隧道衬砌等部位时, 裂隙不同方位、深度、距离等变量因素对隧道围岩的损伤机理及稳固性的影响作用。

在数值分析方法方面, Zhu 等^[14]、Haeri 等^[15]、Fan 等^[16]提出裂纹尖端的应力强度因子对岩体中岩爆的判断有很大作用, 并采用复变函数分析了有限元体介质中裂纹在双轴压缩载荷作用下裂纹尖端应力强度因子的边界配位计算法则, 提出了双轴压缩断裂准则。Wang 等^[17]分析了隧道围岩内部裂缝的位置与方位对应力强度因子 (SIF) 的影响, 结果表明, 隧道的裂缝方向与荷载条件对应力强度因子有显著影响。Fan 等^[18]采用复变函数得到了马蹄形隧道径向裂纹的应力强度因子解析解, 并对隧道围岩稳定性的影响进行了相应地评价。康勇等^[19]采用有限元模拟软件研究了深埋隧道围岩的破坏行为顺序, 得出主要是从拱顶开裂至拱肩裂纹扩展再到围岩深部裂纹聚集、扩展。

关于裂隙对隧道围岩稳定性的影响研究很多, 尤其是围岩内拱肩、拱脚等处裂隙对隧道模型强度的削弱较大^[20-21], 而对于拱脚裂纹缺陷的倾斜角、位置、深度等变量因素对围岩稳定性影响的分析屈指可数。为了深入分析拱脚裂隙对隧道破坏行为的影响, 本文选择裂隙分布在隧道的底板位置不同区域, 与隧道底板成不同的倾角 α , 采用数值模拟分析和模型试验对比分析得到拱脚处最不利裂纹倾角与长度因素。模型试验采用砂岩作为模型材料, 数值模拟采用有限元分析软件进行, 对比论证试验数据结论的可靠性, 得到

拱脚处裂纹对隧道整体稳定性及破坏模式的影响。

1 试验模型设计

根据前人的研究成果, 马蹄形隧道的拱肩与拱脚处裂纹对隧道围岩的稳定性影响较大^[22-24], 故本文裂纹设置分布于马蹄形隧道底板、边墙位置, 裂纹设置如图 1 所示。本文以四川宜宾某段隧道工程项目为实际研究背景, 隧道高度 6 m, 宽度 5 m, 圆拱直径 5 m, 以该实际工程隧道剖面按比例 100:1 进行缩小设置。隧道剖面高度为 60 mm, 宽度 w 为 50 mm, 隧道圆拱直径为 50 mm。第 1 组长 l 为 50 mm 的裂纹从隧道底板至边墙以每 15° 为梯度增量设置, 逆时针方向从 $15^\circ \sim 255^\circ$ 围绕拱脚交界点处为圆心进行设置, 分布在拱脚的 A ($0^\circ < \alpha \leq 90^\circ$)、B ($90^\circ < \alpha \leq 180^\circ$) 及 C ($180^\circ < \alpha \leq 270^\circ$) 3 个区域, 设置 18 组试验模型 (含 1 组无裂纹隧道模型试件); 第 2 组裂纹倾角 α 设为 127° , 裂纹长度 L 以 10 mm 为梯度增量, 长度范围分布在 10~100 mm, 且与隧道底板宽度 $w=50$ mm 成不同长度比 ($\beta=L/w=0.2 \sim 2$), 设置 10 组试验模型, 每组试验模型制作 3 个隧道模型试件, 随后继续制作一组无裂纹巷道模型砂岩试件, 作为标准模型试件组进行对比分析。

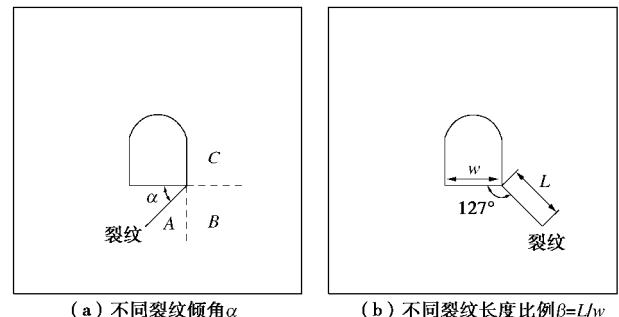


图 1 裂纹分布示意图

Fig. 1 Sketch map of crack distribution

1.1 试验模型制作与加载

试件采用脆性的四川青砂岩作为试验材料, 将隧道模型理想化为连续介质力学模型, 青砂岩力学性质参数根据国际岩石力学学会 (ISRM) 建议的静态抗压强度试验与静态劈裂试验等进行测试, 该青砂岩弹性模量 E 为 4.2 GPa, 泊松比 ν 为 0.25, 密度 ρ 为 2350 kg/m^3 , 黏聚力 c 为 1.5 MPa, 内摩擦角 ϕ 为 35° , 抗压强度 s_c 为 22.08 MPa, 抗拉强度 s_t 为 2.08 MPa。隧道模型试件高度为 350 mm, 宽度为 350 mm, 厚度为 60 mm, 裂纹首先采用 0.5 mm 厚的拉花锯条进行加工, 形成 0.5 mm 的贯穿裂纹, 随后裂尖选择 0.1 mm 厚的美工刀片进行裂尖锐化处理, 使得裂尖的破坏行为更为准确, 如图 2 所示。

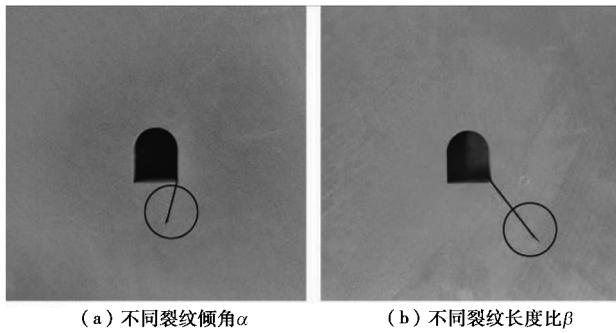


图 2 隧道模型试样

Fig. 2 Tunnel model specimens

由于在隧道开挖过程中复杂的地质条件下, 自重应力场和构造应力场是隧道初始应力场最重要的两类。在隧道的实际工程中, 有的围岩结构以自重应力为主, 有的围岩结构以构造应力为主。按线弹性力学理论可知, 构造应力场方向的最小主应力 s_3 与自重应力场方向的最大主应力 s_1 关系如下^[25]:

$$s_3 = ks_1, \quad (1)$$

$$k = \frac{m}{1-m}.$$

式中 m 为泊松比; s_1 为试件达到完全破坏状态下抗压强度值; s_3 是水平方向的侧压力, κ 为试件的侧压力系数。

为了防止试件与四周加载及固定装置之间摩擦效应对试验测试结果的影响, 对试件四周涂抹少量黄油作为润滑剂进行润滑处理。在隧道模型试件的加载过程中, 首先采用液压千斤顶加载一定的侧压值, 使其固定为 5.0 MPa, 随后采用电液伺服压力机缓慢加载, 加载速率选择为 0.5 kN/s, 直至模型试件的失稳破坏, 采用此加载速率能够更好地反映围岩岩体的应力状态, 加载方式如图 3 所示。

1.2 试验结果

对含裂纹的砂岩隧道模型试样进行双轴压缩加载试验, 得到不同倾斜角 α 下的应力 - 应变曲线如图 4 所示, 纵坐标 y 为测试电脑自动记录下的竖向应力 s_1 值, 横坐标 x 为竖向应变 e_y 值:

$$e_y = \frac{\Delta H}{H}, \quad (3)$$

式中, e_y 为竖向应变, ΔH 为竖向位移, H 为隧道模型竖向高度。

从图 4 的应力 - 应变曲线可以看出, 砂岩材料作为隧道围岩介质具有较大脆性特性, 与隧道工程中的许多实际工程概况相吻合, 随后将每组的 3 个模型试件的破坏峰值应力 s_1 求平均值, 得到隧道模型破坏应力峰值的趋势线, 其试验结果如图 5, 6 所示。

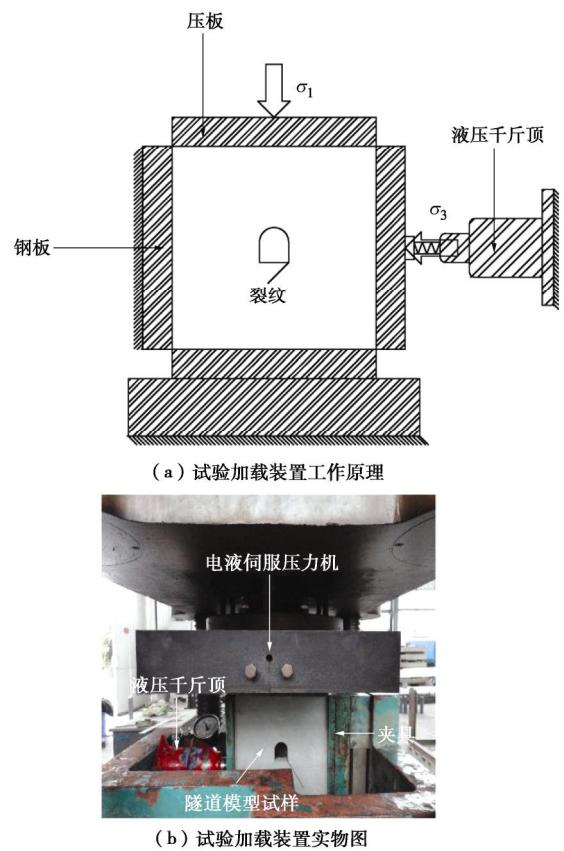


图 3 试验模型加载设备

Fig. 3 Model test loading devices

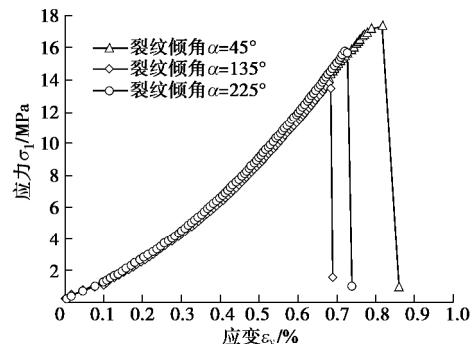
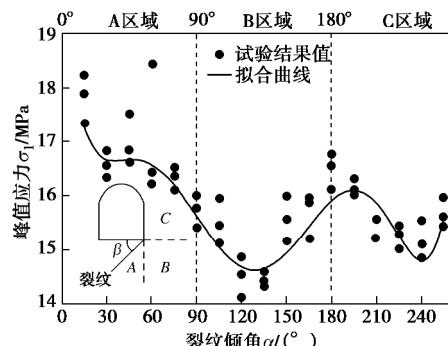


图 4 模型试件加载的应力 - 应变时程曲线

Fig. 4 Stress-strain curves of cracked tunnel specimens

图 5 裂纹倾角 α 与试件峰值应力的变化趋势线Fig. 5 Strength history of the tunnel model specimens with crack dip angle α

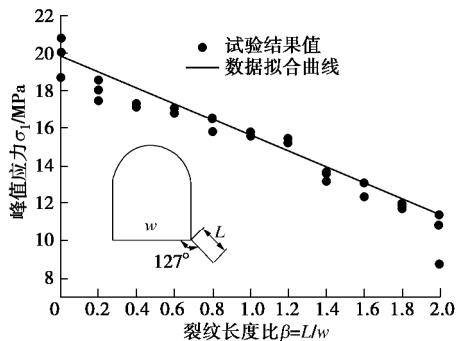


图 6 裂纹长度比 b 与试件峰值应力的变化趋势线

Fig. 6 Variation of strength of tunnel model specimens with crack length ratio b

从图 5 的峰值应力趋势线可以看出, 当裂纹倾角 $a \leq 90^\circ$ 时, 隧道模型的峰值应力值最大, 说明 A 区域的裂纹对隧道模型的稳定性影响较小。当裂纹倾角 a 在 $120^\circ \sim 135^\circ$ 时, 达到第一个破坏峰值应力的极小值, 说明裂纹在 B 区域内裂纹倾角 a 对隧道模型的强度影响最大。当 $a \geq 135^\circ$ 时, 隧道模型试件的峰值应力呈先增大再减小的趋势; 当裂纹倾角 $a = 225^\circ \sim 240^\circ$ 时, 达到第 2 个破坏的峰值应力极小值, 说明 C 区域的裂纹缺陷对隧道模型的整体稳定性也有较大的影响。

从图 6 的峰值应力趋势线可以知道, 裂纹长度比 b 越大, 隧道模型试件的峰值应力越低。从拟合曲线可以看出, 隧道模型试样的抗压强度与裂纹长度比 b 表征为线性反比例函数关系。由于当 $b > 2.0$ 时, 隧道模型试件的边界效应较大, 因此裂纹长度比 $b > 2.0$ 对隧道围岩稳定性的影响未进行研究, 需要下一步进行深入的研究分析。

由此可以得出初步结论: ①从隧道模型的峰值应力变化趋势线可以看出, 裂纹在底板、边墙各区域对隧道围岩稳定性的影响作用大小可依次排列为 $B (90^\circ < a \leq 180^\circ) > C (180^\circ < a \leq 270^\circ) > A (0^\circ < a \leq 90^\circ)$; ②裂纹倾角 $a = 120^\circ \sim 135^\circ, 210^\circ \sim 240^\circ$ 对隧道围岩稳定性影响较大。③裂纹长度比值 β 越大, 隧道模型试件的峰值应力越低, 由此可以说明裂纹长度比对隧道模型的影响关系表征为线性反比例函数关系。

2 数值损伤模拟试验

为了进一步分析隧道围岩在压缩载荷作用下的破坏行为, 本文采用有限元分析软件进行数值演化损伤模拟试验, 研究隧道围岩各位置局部的破坏特性。针对岩石类脆性材料的非线性、非均匀性和不连续性等特点, Niu 等^[26]、Wang 等^[27]、Zuo 等^[28]研究开发了 rock failure process analysis (RFPA) 程序, 并在岩石

等脆性材料研究领域已经获得了不错的研究成果。RFPA 系统程序基于连续介质力学计算方式求解物理非连续介质问题, 能够较好地模拟岩石 (体) 材料在静载荷与动载荷作用下破裂过程中的破坏局部化及其衍变过程。其计算原理以有限单元法来计算微观基元体的应力状态来分析岩体的受力状况, 判断模型失稳的两个强度准则分别是最大拉应力准则与 Mohr-Coulomb 准则, 当仿真模型中的网格单元符合两者其中之一的强度失效准则时, 网格单元将发生初始损伤破坏:

$$s_1 \geq s_T \quad , \quad (4)$$

$$s_1 = \frac{1 + \sin j}{1 - \sin j} \cdot s_3 + \frac{2c \cos j}{1 - \sin j} \quad . \quad (5)$$

式中 c 为黏聚力; φ 为内摩擦角; s_T 为单轴拉伸强度; s_1 为最大主应力; s_3 为最小主应力。其中,

$$\left. \begin{aligned} s_T &= \frac{2c \cos j}{1 + \sin j} \quad (\text{单轴拉伸}) \\ s_c &= \frac{2c \cos j}{1 - \sin j} \quad (\text{单轴压缩}) \end{aligned} \right\} \quad . \quad (6)$$

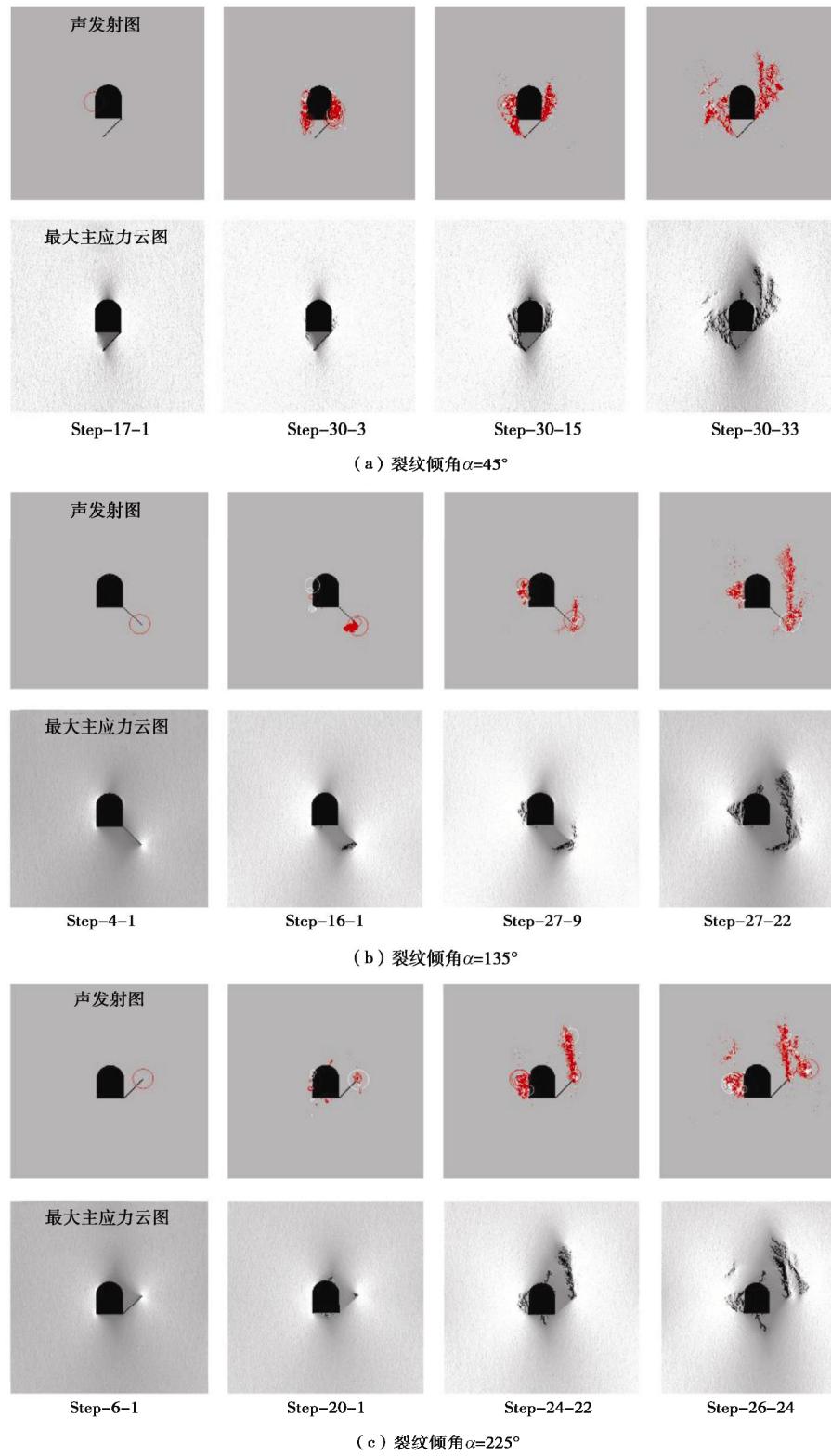
式 (4) 为最大拉应力准则, 式 (5) 为 Mohr-Coulomb 准则; 最后基元单元的变形及破坏的个体行为聚集表征为数值模型在压缩载荷作用下发生宏观的拉伸或者剪切的物理破坏。

2.1 模型的建立

数值模型尺寸与模型试验尺寸设置相同, 为 $350 \text{ mm} \times 350 \text{ mm}$, 隧道剖面尺寸与模型试验剖面尺寸设置也相同。网格划分采用正方形单元网格, 划分为 500×500 单元格, 划分较密的网格单元有利于隧道围岩内部形成更小的裂纹间隙值, 使得数值模拟试验计算的损伤演化过程更为精确, 细观单元服从 Weibull 赋值函数。隧道模型参数设置与试验模型标准测试的参数相同, 如 1.1 节所述。加载方式采用双轴压缩加载, 垂直方向 s_1 加载值设置为 22.08 MPa , 水平方向 s_3 加载设置为 5.0 MPa , 下边界限无垂直与水平方向位移。采用与模型试验相同的加载方式, 对比在相同应力条件作用下的破坏形式, 使得数值模拟结果具有更好的可比性。

2.2 数值损伤模拟结果

根据裂纹位于隧道底板的不同区域, 取隧道模型开始发生初始损伤阶段至隧道模型发生失稳破坏阶段得出隧道模型不同损伤演化阶段的声发射图与最大主应力分布图 (这里的初始损伤是指隧道模型在压缩载荷作用下, 首次有声发射现象出现时的损伤状态, 与模型未加载前由于裂纹缺陷造成的损伤有所不同), 如图 7 所示。由于试验数据组数为 17 组, 选择 A、B 及 C 区域各一组典型的数值分析数据进行对比分析, 故

图 7 裂纹倾斜角 a 下的声发射图与最大主应力云图Fig. 7 Diagrams of acoustic emission and clouds of shear stress of crack dip angle a

选取裂纹倾角 $a=45^\circ$ ， 135° ， 225° 三者数值模拟数据，分析裂纹在隧道底板、边墙不同围岩区域的破坏行为。

从图 7 声发射图可以看出，当裂纹倾角 $a=45^\circ$ ，隧道模型的初始损伤发生在拱肩区域；当裂纹倾角 $a=135^\circ$ ， 225° 时，隧道模型的初始损伤发生在裂

纹尖端区域，这间接地表征了裂纹缺陷分布在 B 与 C 区域对隧道模型的破坏强度有很大的影响；当裂纹倾角 $a=135^\circ$ ，在第 4 步就出现了初始拉伸损伤，但当裂纹倾角 $a=45^\circ$ ， 225° 时，分别在第 17 步与第 6 步开始出现初始拉伸损伤，说明 B 区域的裂纹对围岩的强度影响最大，与图 5 的试验结果较为吻合。

从声发射图也可以知道, 裂纹尖端初始损伤发散的能量远大于后期裂纹继续扩展释放的能量, 裂纹损伤释放的能量圆圈大小逐渐变小, 但能量圆圈密度逐渐增大。当裂纹倾角 $a=45^\circ$ 时, 围岩的拉伸与剪切损伤主要在两侧的边墙、拱肩部位, 最后远场损伤裂纹聚集, 与裂纹尖端贯通, 导致隧道的物理失稳和破坏。当裂纹倾角 $a=135^\circ$, 225° 时, 围岩单元拉伸与剪切损伤主要发生在裂纹尖端区域, 随后左侧的边墙、拱肩远场区域也开始出现拉伸与剪切损伤, 最后在围岩顶部区域出现损伤单元聚集形成裂纹贯通导致隧道模型的破坏。

根据数值损伤演化过程图可以看出, 隧道模型在双轴压缩载荷作用下, 当裂纹倾斜角 $a=45^\circ$ 时, 围岩应力较大主要是在两侧拱脚、边墙、拱肩区域, 而拱底、拱顶的应力较小; 当裂纹倾斜角度 $a=135^\circ$, 225° 时, 围岩应力较大的区域为左侧拱脚、边墙、拱肩区域, 而右侧的边墙区域应力值较小。

3 数值分析结果

3.1 试验结果与数值模拟结果对比分析

为了进一步分析隧道围岩拱脚裂纹在不同倾角 a 下的破坏行为, 本文采用了有限元分析软件计算了隧道模型的最大主应力云图与应力强度因子。为了充分考虑到裂纹尖端奇异性的影响, 将裂纹尖端区域选择 C3D15 十五节点二次三棱柱单元进行离散, 裂纹尖端其他区域选择 C3D20 二十节点二次六面体单元进行离散, 整个数值模型含有 557139 个网格单元, 含有 2304509 个单元节点, 网格单元示意图如图 8 所示, 数值模型参数如 1.1 节青砂岩物理参数进行设置。随

后分别通过试验破坏照片与最大主应力云图、数值损伤最大主应力云图相互对比, 如图 9 所示, 得出隧道围岩在双轴压缩载荷作用下的破坏形式。

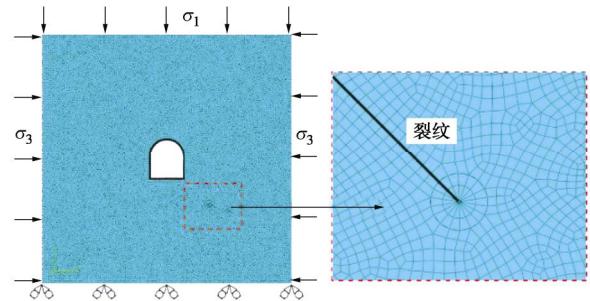
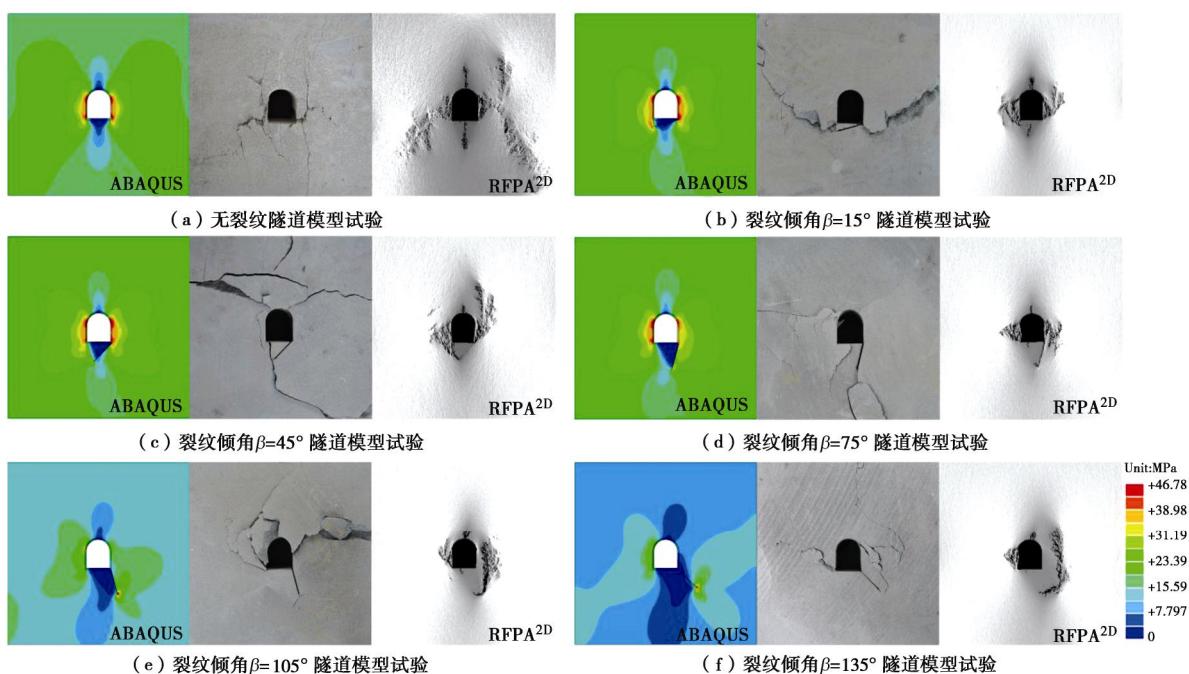


图 8 隧道试件有限元模型

Fig. 8 Finite element model for tunnel specimen

图 9 从左至右依次为有限元程序计算的最大主应力云图、试验破坏结果及 RFPA 数值模拟的损伤分布图。当裂纹倾角 $a=0^\circ$ (即围岩内无裂隙), 从最大主应力云图可以看出, 围岩应力集中主要在两侧拱脚、边墙、拱肩区域, 且较为对称。从试验照片破坏情况可知, 模型破坏主要也是两侧的拱脚、边墙、拱肩, 与应力云图结果相一致。而从数值损伤分布图可知, 围岩的破坏主要是拱脚、边墙、拱肩的拉剪破坏及拱底、拱顶的拉伸破坏。

从裂纹隧道模型左侧的最大主应力云图中可以看出, 当裂纹倾斜角 $a \leq 90^\circ$ 时, 应力值较大区域在隧道两侧的拱脚、边墙、拱肩, 裂纹尖端区域应力相对较小。当裂纹倾角 $a=90^\circ$ 为最大主应力值, 为 24.46 MPa。当裂纹倾斜角 $a > 90^\circ$ 时, 应力值较大区域在隧道的左侧边墙与裂纹尖端, 隧道右侧边墙区域的应力集中较小。当裂纹倾角 $a=135^\circ$ 时, 最大主应力值



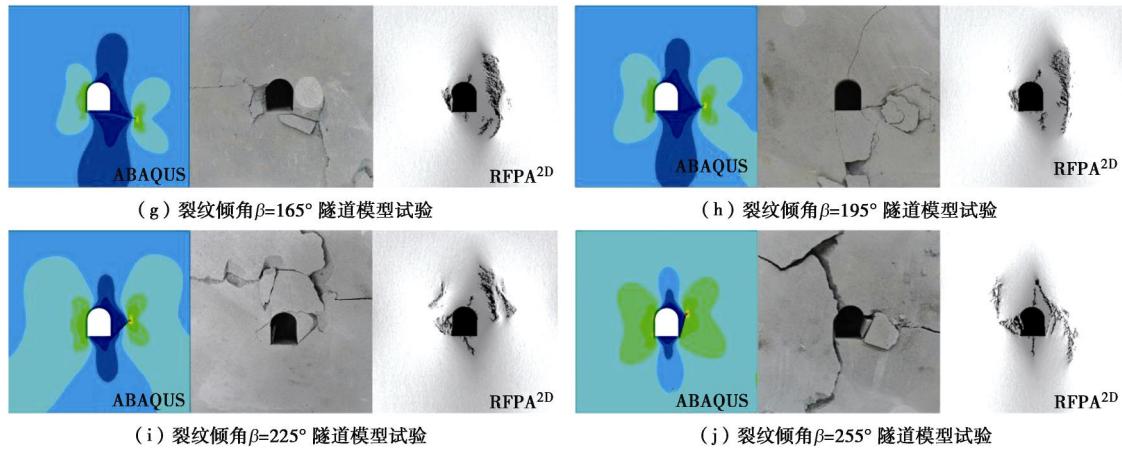


图 9 隧道模型的最大主应力云图、试验照片及数值损伤分布图

Fig. 9 Clouds and test photos of maximum principal stress and distribution map of numerical damage

为 46.78 MPa, 大于裂纹位于 A 区域应力集中的最大值, 表征出裂纹缺陷分布在 B 区域与 C 区域应力集中现象较为严重, 对围岩的稳定性影响较大, 与试验结果、数值损伤破坏结果基本吻合。

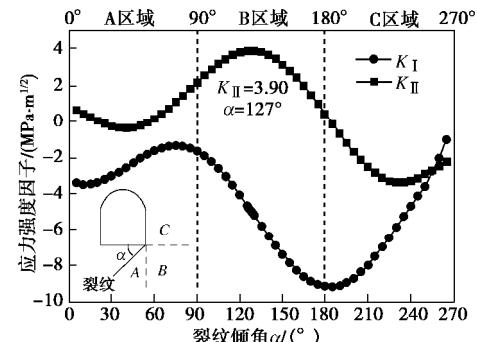
从最右侧图的数值损伤情况可知, 当裂纹倾斜角度 $a \leq 90^\circ$ 时, 隧道剖面主要是两侧的拱脚、边墙、拱肩的拉伸与剪切破坏及拱顶的拉伸破坏, 远场损伤裂纹聚集最后与裂纹尖端贯通导致隧道模型的破坏。当裂纹倾角 $a > 90^\circ$ 时, 隧道模型的破坏主要是左侧边墙、拱肩的拉伸剪切破坏及裂纹尖端的起裂、扩展, 而右侧的边墙、拱肩区域比较完整。

从中间的试验结果照片可以看出, 隧道模型试件的破坏主要是边墙、拱肩、拱脚及裂纹尖端, 破坏形式也主要是边墙、拱肩的脱落及裂纹尖端的起裂、扩展。当裂纹倾角 $a \leq 90^\circ$ 时, 隧道模型主要是两侧边墙的破坏, 最后与裂纹尖端贯通导致隧道模型的破坏。当裂纹倾角 $a > 90^\circ$ 时, 隧道模型的破坏主要是左侧边墙、拱肩及裂纹尖端的破坏, 右侧边墙、拱肩比较完整。试验结果破坏区域与最大主应力云图中的应力集中区域及数值损伤演化的破坏结果基本相吻合。由于砂岩材料的不均匀性等因素影响, 围岩在拱顶、拱底的拉伸破坏裂纹较小, 不易肉眼看出。但裂纹倾角 $a = 45^\circ$ 右侧的边墙区域、 $a = 75^\circ$ 的右侧拱肩区域、 $a = 105^\circ$ 裂尖区域破坏情况与数值分析结果不相一致, 这也表征出试验结果具有一定的偶然性和离散性。离散性与偶然性的结果主要表现为摩擦效应及试验岩石材料的不均匀性等因素影响, 故在以后隧道模型试验研究中一定需要非常注意这些因素对试验测试结果的影响作用。

3.2 裂纹尖端应力强度因子的计算

岩石裂纹尖端的应力强度因子是评价岩石抵抗裂纹动态起裂和扩展性能的一个重要参数, 同时也是在静荷载作用下作为岩石突发断裂的一个重要阈值^[29-32]。

为了验证试验结果的准确性, 借助于有限元软件采用 J 积分算法计算出每组裂纹尖端的应力强度因子。有限元数值模型基于图 1 (a) 与 (b) 所示的构型尺寸, 随后建立三维模型对隧道模型试件进行数值计算。为了进一步充分考虑试验加载过程的边界条件, 将图 4 的试验载荷曲线加载于数值模型上端, 下端设置成无位移边界条件, 随后得到裂纹倾角 a 与裂纹长度比 b 的模型试样裂纹尖端的应力强度因子 K_I 和 K_{II} 值变化趋势线如图 10, 11 所示。

图 10 K_I 、 K_{II} 值随裂纹倾角 a 变化趋势线Fig. 10 Trendline of stress intensity factor with crack angle a

从图 10, 11 的应力强度因子曲线可以看出, K_I 几乎全部小于零, 表示双轴压缩载荷作用下在裂纹尖端造成的基本都是压应力, 从而进一步影响着裂纹尖端与围岩内部的应力状态变化, 因此 K_I 值对隧道模型的稳定性也有较大的影响, 但具体的影响作用大小需要进一步研究。随着裂纹倾角 a 的变化, 裂纹尖端的应力强度因子 K_{II} 值也产生了较大的变化。 K_{II} 可以取正值, 也可以取负值, 符号仅表示上下裂纹面错动的相对方向, 这也直接说明在裂纹尖端发生的破坏主要是由压应力和剪应力造成拉伸与剪切破坏。

从图 10 可以知道, 当裂纹倾角 a 为 $120^\circ \sim 135^\circ$ (即 $a = 127^\circ$) K_{II} 达到最大的正值, 裂纹尖端的应力集中系数最大, 表明此倾斜角裂纹对隧道模型试件的抗压强度影响最大; 当裂纹倾角 a 在 $225^\circ \sim 240^\circ$ 范

围内时, K_{II} 达到负的最大值(绝对值), 说明此时裂纹对隧道模型的稳定性也有较大的影响。但当裂纹倾角 $a \leq 90^\circ$ 时, K_{II} 值始终处于较小值, 说明 A 区域间的裂隙对隧道模型的强度影响较小。这也与图 5 的试验结果, 裂纹在各区域对隧道稳定性的影响性危害程度可依次排列为: $B > C > A$ 比较的吻合; 当裂纹倾角 $a = 120^\circ \sim 135^\circ$ 对隧道围岩的影响最大。

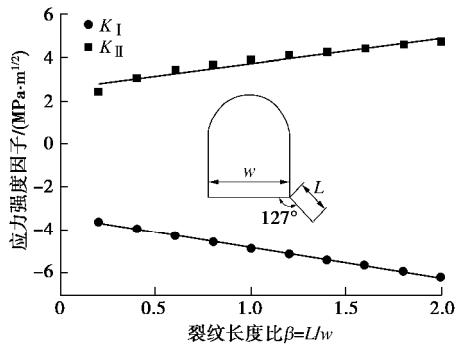


图 11 K_I 、 K_{II} 值随裂纹长度比 b 变化趋势线

Fig. 11 Variation of stress intensity factor with crack length ratio b

从图 11 的曲线可以知道, 当裂纹长度比 β 值越大时, 应力强度因子 K_I 、 K_{II} 值越大, 说明裂纹长度越长, 对隧道围岩的稳定性影响越大。当裂纹长度 $\beta > 0.6$ 时, K_{II} 值基本以线性增大, 表明裂纹长度达到一定长度时, 裂纹对隧道模型的影响作用表征为线性反比例关系, 数值计算结果与试验结果图 6 曲线比较吻合。

4 结 论

本文通过物理模型试验与数值模拟对比分析研究了拱脚裂纹缺陷对隧道围岩的稳定性影响, 并对围岩在压缩载荷作用下的破坏方式进行了详细分析, 主要得以下 4 点结论。

(1) 裂纹缺陷与隧道拱底夹角 $a = 120^\circ \sim 135^\circ$ 时, 隧道模型的峰值应力最低, 裂纹对隧道模型的稳定性影响最大。裂纹在隧道侧墙区域时, 当裂纹倾角 $a = 225^\circ \sim 240^\circ$ 时, 裂纹尖端的应力强度因子 K_I 与 K_{II} 值也较大, 应力集中较为严重, 隧道模型的强度较低, 说明此范围内的倾斜裂隙对隧道的稳定性削弱也较大。

(2) 拱脚处裂纹在隧道底板、边墙位置的不同区域内时, 对围岩稳定性的危害程度大小可依次排列为 $B (90^\circ < a \leq 180^\circ) > C (180^\circ < a \leq 270^\circ) > A (0^\circ < a \leq 90^\circ)$ 。在隧道的初期设计与维护方面, 应特别注意侧墙 B 区域内裂纹缺陷对隧道围岩稳定性的影响。

(3) 隧道在双轴压缩载荷作用下, 围岩的主要破坏形式为边墙与裂纹尖端的拉剪破坏及拱顶、底板的拉伸破坏。边墙、拱顶主要形成围岩脱落式破坏, 裂纹尖端及其他部位主要形成的是滑移式破坏。

(4) 隧道围岩内裂纹长度比越大, 对围岩整体稳定性削弱越大; 当裂纹长度比 $\beta > 0.6$ 时, 裂纹长度对围岩稳定性的影响作用表征为线性反比例函数关系; 同时可以得到, 随着围岩内各种裂隙深度的加大, 隧道衬砌的锚固措施也应逐渐加强。

参 考 文 献:

- 1] CHU B L, HSU S C, CHANG Y L, et al. Mechanical behavior of a twin-tunnel in multi-layered formations[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2007, 22(3): 351 - 362.
- 2] WANG S Y, SLOAN S W, SHENG D C, et al. Numerical study of failure behaviour of pre-cracked rock specimens under conventional triaxial compression[J]. International Journal of Solids and Structures, 2014, 51(5): 1132 - 1148.
- 3] ZHOU X, QIAN Q, YANG H. Rock burst of deep circular tunnels surrounded by weakened rock mass with cracks[J]. Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 2011, 56(2): 79 - 88.
- 4] 郭东明, 闫鹏洋, 杨仁树, 等. 爆破开挖中巷道围岩缺陷扩展的动焦散模型试验研究[J]. 采矿与安全工程学报, 2015, 32(5): 728 - 734. (GUO Dong-ming, YAN Peng-yang, YANG Ren-shu, et al. Dynamic caustics model experimental study on the defects extension of roadway surrounding rock when blasting excavation[J]. Journal of Mining and Safety Engineering, 2015, 32(5): 728 - 734. (in Chinese))
- 5] 杨忠民, 高永涛, 吴顺川, 等. 节理岩体中纵向间距对连拱隧道稳定性的影响[J]. 中国公路学报, 2018, 31(10): 167 - 176. (YANG Zhong-min, GAO Yong-tao, WU Shun-chuan, et al. Influence of longitudinal spacing of double-arch tunnel on tunnel stability in jointed rock mass[J]. China Journal of Highway and Transport, 2018, 31(10): 167 - 176. (in Chinese))
- 6] JIA P, TANG C. Numerical study on failure mechanism of tunnel in jointed rock mass[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, 23(5): 500 - 507.
- 7] LI X, LEI W. Numerical investigation on fracturing behaviors of deep-buried opening under dynamic disturbance[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, 54: 61 - 72.
- 8] ZHU Z, LI Y, XIE J, et al. The effect of principal stress orientation on tunnel stability[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2015, 49: 279 - 286.
- 9] LIU J P, LI Y H, XU S D, et al. Cracking mechanisms in granite rocks subjected to uniaxial compression by moment tensor analysis of acoustic emission[J]. Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 2015, 75(6): 151 - 159.
- 10] CHEN S Z. The application of fracture mechanics in highway tunnel lining cracking[J]. Applied Mechanics and Materials, 2014, 580: 1377 - 1381.

- [11] PARK S W, PARK S S, HWANG I B, et al. A case study on cause analysis for longitudinal crack of duct slab in tunnel[J]. Journal of the Korea institute for structural maintenance and inspection, 2012, **16**(5): 19 – 28.
- [12] SUN X, QIANG Y, ZHAO M J, et al. Research on fractal crack propagation mechanism of hydraulic tunnel concrete lining[J]. Applied Mechanics and Materials, 2013, **353**: 1704 – 1708.
- [13] WANG N, CHEN P H, WANG J C, et al. Crack propagation detection and simulation research of Jiulong tunnel[J]. Advanced Materials Research, 2012, **446**: 2256 – 2261.
- [14] ZHU Z, WANG L, MOHANTY B, et al. Stress intensity factor for a cracked specimen under compression[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2006, **73**(4): 482 – 489.
- [15] HAERI H, MARJI M F, SHAHRIAR K. Simulating the effect of disc erosion in TBM disc cutters by a semi-infinite DDM[J]. Arabian Journal of Geosciences, 2015, **8**(6): 3915 – 3927.
- [16] FAN Y, ZHU Z, ZHAO Y, et al. The effects of some parameters on perforation tip initiation pressures in hydraulic fracturing[J]. Journal of Petroleum Science and Engineering, 2019, **176**: 1053 – 1060.
- [17] WANG M, ZHU Z M, LIU J H. The photoelastic analysis of stress intensity factor for cracks around a tunnel[J]. Applied Mechanics and Materials, 2012, **142**: 197 – 200.
- [18] FAN Y, ZHAO Y, ZHU Z, et al. Stress intensity factors for a tunnel containing a radial crack under compression[J]. Advances in Mechanical Engineering, 2017, **9**(12): 1 – 14.
- [19] 康 勇, 李晓红, 杨春和. 深埋隧道围岩损伤破坏模式的数值试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(增刊 1): 3578 – 3583. (KANG Yong, LI Xiao-hong, YANG Chun-he. Numerical tests of damage failure mode of surrounding rock damage in deep tunnels[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(S1): 3578 – 3583. (in Chinese))
- [20] 李元鑫, 朱哲明, 刘 凯, 等. 裂纹方向对隧道稳定性影响规律的研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(增刊 1): 189 – 194. (LI Yuan-xin, ZHU Zhe-ming, LIU Kai, et al. Study of effect of cracking orientation on tunnel stability[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(S1): 189 – 194. (in Chinese))
- [21] 周 磊, 朱哲明, 刘 邦. 隧道周边不同位置径向裂纹对隧道围岩稳定性影响规律的研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(7): 1230 – 1237. (ZHOU Lei, ZHU Zheming, LIU Bang. Influence of radial cracks on stability of surrounding rocks at different locations around tunnel[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(7): 1230 – 1237. (in Chinese))
- [22] ZHANG L F, YI Z L, DENG Y J. The crack limit analysis based on the fracture mechanics of the main arch of the stone arch bridge[J]. Applied Mechanics and Materials, 2013, **361**: 1155 – 1159.
- [23] ZHOU L, ZHU Z, LIU B, et al. The effect of radial cracks on tunnel stability[J]. Geomechanics and Engineering, 2018, **15**(2): 721 – 728.
- [24] 周 磊, 朱哲明, 刘 邦. 裂纹对直墙拱形隧道围岩损伤破坏模式的影响规律研究[J]. 岩土力学, 2017, **38**(12): 3688 – 3697. (ZHOU Lei, ZHU Zhe-ming, LIU Bang. Influence of cracks on surrounding rock damage-failure mode of straight wall arch tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(12): 3688 – 3697. (in Chinese))
- [25] 徐志英. 岩石力学[M]. 3 版. 北京: 中国水利电力出版社, 2007. (XU Zhi-ying. Rock Mechanics[M]. 3rd ed. Beijing: China Water Power Press, 2007. (in Chinese))
- [26] NIU L, ZHU W, ZHEN C, et al. Numerical simulation on excavation-induced damage of rock under quasi-static unloading and dynamic disturbance[J]. Environmental Earth Sciences, 2017, **76**(17): 1 – 14.
- [27] WANG Q, ZHU W, XU T, et al. Numerical simulation of rock creep behavior with a damage-based constitutive law[J]. International Journal of Geomechanics, 2016, **17**(1): 1 – 14.
- [28] ZUO Y, ZHANG Q, XU T, et al. Numerical tests on failure process of rock particle under impact loading[J]. Shock and Vibration, 2015: 1 – 12.
- [29] WANG Q Z, YANG J R, ZHANG C G, et al. Sequential determination of dynamic initiation and propagation toughness of rock using an experimental-numerical-analytical method[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2015, **141**: 78 – 94.
- [30] WEN H, DONG S, YANG F, et al. Investigation on the correlation of mode II fracture toughness of sandstone with tensile strength[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2017, **184**: 249 – 258.
- [31] XU Y, DAI F, ZHAO T, et al. Fracture toughness determination of cracked chevron notched Brazilian disc rock specimen via griffith energy criterion incorporating realistic fracture profiles[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2016, **49**(8): 3083 – 3093.
- [32] 李地元, 韩震宇, 孙小磊, 等. 含预制裂隙大理岩 SHPB 动态力学破坏特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(12): 2872 – 2883. (LI Di-yuan, HAN Zheng-yu, SUN Xiao-lei, et al. Characteristics of dynamic failure of marble with artificial flaws under split Hopkinson pressure bar tests[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(12): 2872 – 2883. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202001011

双仓综合管廊抗震性能模型试验研究

仉文岗^{1, 2, 3}, 韩亮¹, 陈志雄¹, 冯立¹, 丁选明^{1, 2, 3}, 刘汉龙^{*1, 2, 3}

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045;
3. 库区环境地质灾害国家地方联合研究中心, 重庆 400045)

摘要: 利用振动台试验系统, 基于模型试验相似理论开展了双仓地下管廊的抗震性能试验研究。试验中, 采用 1952 年 Taft 地震波作为输入地震波, 并将其输入加速度峰值调整为 0.2g, 0.4g, 0.8g 和 1.2g, 以考虑不同 PGA (peak ground acceleration) 的影响。通过分析试验数据得知, 管廊侧壁最大动土压力响应沿深度呈倒立“W”形分布, 振动后管廊结构与周围土体之间的土压力场发生了改变; 管廊侧壁土体中最大加速度响应随输入 PGA 增大而增大, 沿深度整体呈减小趋势, 加速放大系数为 0.5~1.5; 从加速度时程曲线和傅里叶谱来看, 管廊侧壁结构与其周边土体的加速度响应基本一致, 在 15~30 Hz 的频段土体中的振幅稍大于结构; 地震过程中, 结构拐角处产生较大的弯矩响应, 且随输入 PGA 的增大而增大。同时结合 ABAQUS 数值软件开展了数值模拟研究, 以和模型试验结果开展对比比较, 结果表明试验结果具有较高的可靠性。

关键词: 双仓综合管廊; 振动台; 相似模拟; 地震响应; Taft 波

中图分类号: TU435 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0100-09

作者简介: 仉文岗(1983—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事深基坑开挖与边坡稳定分析教学和科研工作。
E-mail: cheungwg@126.com。

Model tests on seismic performance of double-box underground utility tunnel

ZHANG Wen-gang^{1, 2, 3}, HAN Liang¹, CHEN Zhi-xiong¹, FENG Li¹, DING Xuan-ming^{1, 2, 3}, LIU Han-long^{1, 2, 3}

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 3. National Joint Engineering Research Center of Geohazards Prevention in the Reservoir Areas, Chongqing 400045, China)

Abstract: A shaking table model test on a double-box underground utility tunnel is conducted based on the theory of similarity simulation test to investigate its seismic behavior. In this test, the Taft earthquake spectra, which are adjusted to have the peak accelerations of 0.2g, 0.4g, 0.8g and 1.2g, respectively to consider the effect of various peak ground accelerations (PGAs), are chosen as the input seismic ones. It is concluded that the maximum dynamic earth pressure has a distribution of reverse "W", and the earth pressure field changes at the end of earthquake. On the whole, the maximum acceleration response, with the amplification from 0.5 to 1.5, increases with an increasing input PGA and decreases with depth. According to the time histories of acceleration and the Fourier spectra, the structures and the surrounding soils basically have consistent acceleration response at the same depth, and the amplitude of the soils is greater than that of the structures under the frequency from 15 to 30 Hz. During the earthquake, there is a larger response of bending moment at corners of the structures, which increases with the input PGAs. At the same time, numerical simulations are carried out with ABAQUS to compare with the results obtained from shaking table tests, which suggests that the results obtained from shaking table tests are highly reliable.

Key words: double box utility tunnel; shaking table; similarity simulation; seismic response; Taft wave

0 引言

近年来地下综合管廊逐渐被应用在城市地下空间布局中, 改变了以往地下管线的布置方式。过去人们总是认为地下结构具有良好的抗震性能, 但是自 1995 年日本阪神地震以后, 这一观点开始被打破。在后来的几次大地震中, 也出现过地下结构破坏的报道, 比如

1999 年台湾集集地震、2008 年汶川地震和 2011 年日本

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51778092); 重庆市基础研究与前沿探索项目 (cstc2018jcyjAX0632); 重庆市研究生科研创新项目 (CYS18021); 重庆市留学回国人员创业创新支持计划项目 (cx2017123)

收稿日期: 2019-03-07

*通信作者 (E-mail: hliuhu@163.com)

东北大地震等^[1]。鉴于此, 20多年来不断有国内外的学者开始在地下结构抗震方面开展一些研究工作^[2-8]。

有学者试图从理论解析的角度来研究地下结构的抗震性能, 比如 Gil 等^[3]和 Tateishi^[5], 其中 Tateishi 在研究过程中, 假设结构和近场的加速度响应与自由场情况下在相同位置是一样的, 但这有待考究。振动台试验目前在地震动研究中被广泛应用^[9-11], 有学者单从数值角度来进行研究^[1, 12], 也有学者将数值技术与试验结合起来, 探讨地下结构的地震响应特征^[13], 但也有少数学者开展离心机地震模拟试验研究^[14]。有学者从振动台试验方法、试验结果以及数值模拟方面, 对地下管廊做了大量研究^[15-17]。另外, 很多学者对振动台试验装备与技术, 特别是对叠层式土箱, 提出了很多宝贵意见^[18-20]。总结之前的研究, 主要存在以下问题: ①大多只研究单仓结构形式的地下管廊; ②弯矩响应分析不足; ③部分研究人员只进行了数值分析, 缺乏试验和实测数据支持。

本研究采用重庆大学小型振动台模拟系统, 开展了双仓矩形截面地下管廊的抗震性能研究, 主要研究地震作用下管廊结构和周围土体产生的地震响应规律。根据刘晶波等^[21]的研究, 选取结构的最不利时刻对管廊的弯矩特征进行了研究, 分析过程简单明了, 结果可靠。同时, 利用数值软件 ABAQUS 开展数值模拟研究, 对试验结果进行对比检验, 表明试验结果可靠。

1 试验设计及传感器布置

图 1 展示的是小型振动台试验系统, 台面尺寸为 $1.2 \text{ m} \times 1.2 \text{ m}$, 配备叠层式钢制剪切土箱, 以模拟地震作用下岩层的剪切效应, 并消除边界处复杂的边界效应^[18, 20], 其最大载重量为 10 kN , 可实现水平与垂直两个方向的振动, 10 kN 载重下振动加速度可达到 $1.2g$, 5 kN 时为 $2.0g$ 。

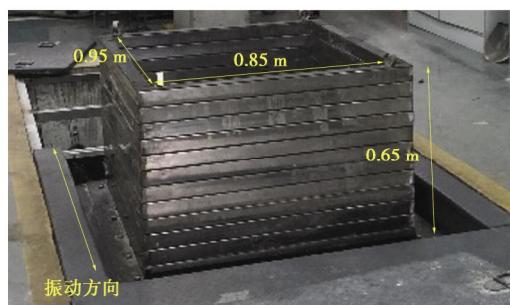


图 1 小型振动台试验系统

Fig. 1 Shaking table test system

模拟双仓管廊的截面尺寸为 $6.7 \text{ m} \times 4.5 \text{ m}$, 需根据相似模拟试验研究^[15], 对试验模型的几何尺寸、物理力学性质以及时间参数的相似比进行设计, 如表 1 所示。根据 $1:15$ 的几何相似比, 使用特定水灰比配置的微粒混凝土和镀锌铁丝制成的双仓管廊模型尺寸为 $80 \text{ cm} \times 44.67 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ (长 \times 宽 \times 高), 实测该微粒混凝土的弹性模量为 6062 MPa 。应实际工程要求, 采用福建厦门的标准砂近似模拟砂土场地(或者说 II、III 类场地), 试验中通过分层夯实处理后, 模拟砂土场地的密度近似为 1740 kg/m^3 。但考虑到试验条件, 未能同时满足所有条件, 只能根据实际情况抓主要因素, 忽略次要因素。最终完整的试验模型如图 2 所示。

表 1 相似比设计

Table 1 Design of similarity ratios

变量	计算公式	相似比
几何 S_l	选定	$1:15$
应变 S_e	选定	$1:1$
应力 S_σ	选定	$1:3$
弹性模量 S_E	$S_E = S_\sigma / S_e$	$1:3$
加速度 S_a	选定	$5:1$
密度 S_ρ	$S_\rho = S_E / (S_l \cdot S_a)$	$1:1$
时间 S_t	$S_t = \sqrt{S_l / S_a}$	$1:8.67$
配筋	按照配筋率一致	

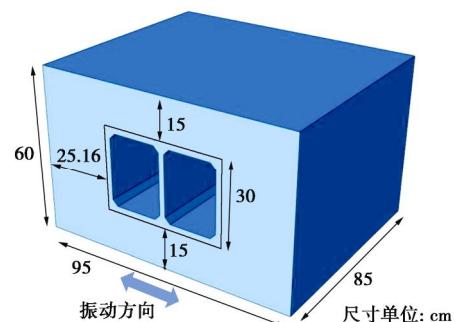


图 2 整体试验模型

Fig. 2 Model for whole tests

根据谢立立等^[22]和翟长海等^[23]的研究成果, 1952 年美国加利福利亚地震的 Taft 地震波比较适合 II、III 类场地的抗震试验研究, 其时程曲线和傅里叶谱频谱如图 3 所示, 持时为 54.00 s , 峰值加速度为 $0.016g$ 。为充分考虑不同 PGA 的情况, 将原始地震波的加速度峰值进行调整, 生成场地峰值加速度 PGA 分别为 $0.2g$, $0.4g$, $0.8g$ 和 $1.2g$ 的地震波, 研究不同 PGA 的影响规律。试验中振动波从试验系统底部向上输入, 其振动方向垂直于管廊结构的延长方向。

考虑到结构的对称性, 以管廊截面纵轴线为对称轴, 土压力计和加速度计各布置一边, 如图 4 所示。

为研究管廊结构的弯矩响应规律, 在管廊中部截面外壁均匀布置了一系列应变片, 如图 5 所示。

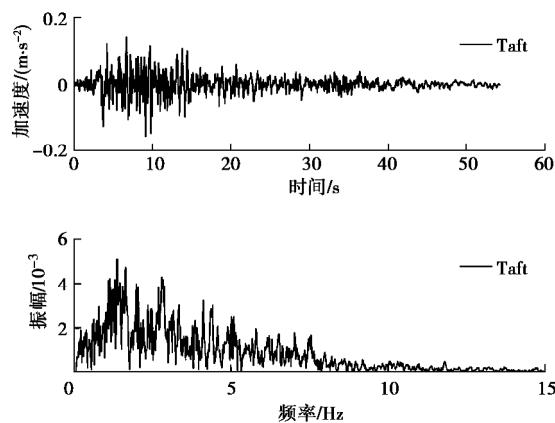


图 3 原始 Taft 地震波时程曲线及其傅里叶谱

Fig. 3 Time-histories and Fourier spectra of original acceleration of Taft earthquake spectra

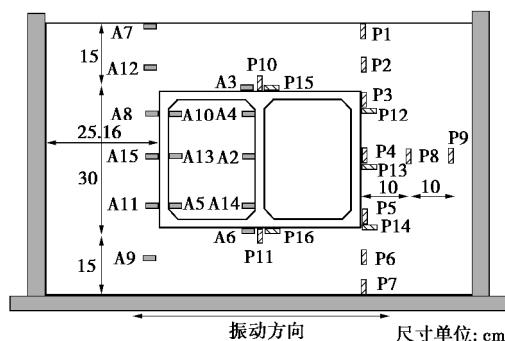


图 4 加速度计和土压力传感器布置

Fig. 4 Arrangement of accelerometers and earthquake sensors

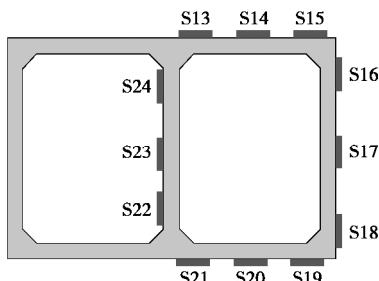


图 5 应变片布置

Fig. 5 Arrangement of strain gauges

2 试验结果与讨论

2.1 最大土压力响应

试验中土压力计测出的值是土压力增量, 正值表示动土压力相对于初始土压力增大。如图 6 所示, 不同输入 PGA (0.2g, 0.4g, 0.8g 和 1.2g) 时, 最大土压力响应沿深度总是呈现倒立的“W”形分布, 这种

分布特征可能是由于振动过程中管廊结构与土体之间相互作用, 引起了水平向的土拱效应所致。随着输入 PGA 的增大, 各个测点的最大土压力响应也不断增大, 只是在 1.2g 时, Taft 地震波下管廊结构底部土压力响应略小于 0.8g 下的响应, 说明随着输入 PGA 的增大, PGA 的影响相较于管廊结构逐渐减小。

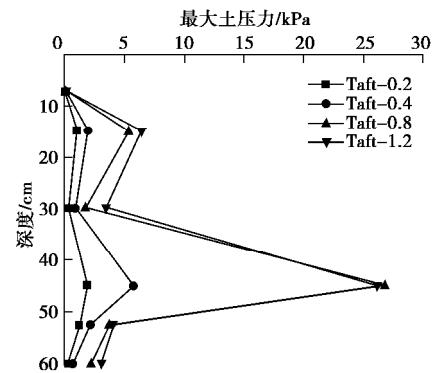


图 6 管廊侧壁邻近土体沿深度最大动土压力响应

Fig. 6 Maximum dynamic earth pressure responses along depth in soils adjacent to side wall

图 7 反映了在 Taft 地震波下, 不同输入 PGA 时 (0.2g, 0.4g, 0.8g 和 1.2g), 管廊侧壁沿深度从上到下 3 个土压力测点 (P3、P4 和 P5) 测出的土压力响应时程曲线。可以看出, 地震过程中, 管廊底部的土压力响应一般大于其他两点的响应, 中部最小, 特别是在最大土压力响应发生的时刻, 这进一步验证了之前关于土拱效应的推断。且在地震过后, 结构周围土体的应力场相比较于地震发生前已经发生了变化。

由表 2 可知, 相比较于初始土压力场, 地震过后是减小还是增大, 没有特别明显的规律, 但在管廊中下部, 往往会在震后变小。这说明在地震过后, 管廊结构与周围土体可能出现局部脱离、局部挤密的现象, 数据显示在结构中下部易出现局部脱离, 而在中上部会易出现局部挤密, 然而这引起的是与静态作用下截然相反的土压力分布模式。震后土压力相比于最大动土压力的作用小得多, 对于顶部 P3 测点, 其 $(P_r/P_{dmax}) \times 100\%$ 的值为 1.38%~9.15%; 对于中部 P4 测点, 其 $(P_r/P_{dmax}) \times 100\%$ 的值为 3.16%~18.87%; 底部 P5 测点的值为 1.21%~4.14%。

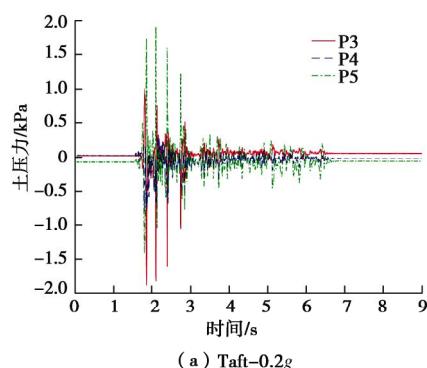
2.2 加速度响应

由于场地性质、地层深度、结构与岩土体的材料性质等差异, 同一地震作用下不同地点的地震响应也会有较为明显的不同^[24]。图 8 反映了在 Taft 地震波下, 不同输入 PGA 时 (0.2g, 0.4g, 0.8g 和 1.2g), 管廊侧壁邻近土体沿深度的加速度响应情况。从整体来看, 不同输入 PGA 下最大加速度响应均沿深度逐渐减小, 各深度处随输入 PGA 的增大而增大。结合管廊结构在

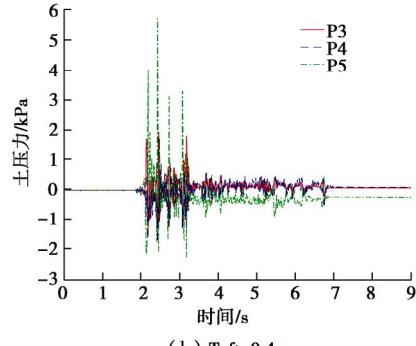
表 2 振动过程中最大动土压力与震后土压力的比较

Table 2 Comparison between maximum dynamic earth pressure and earth pressure at end of earthquake

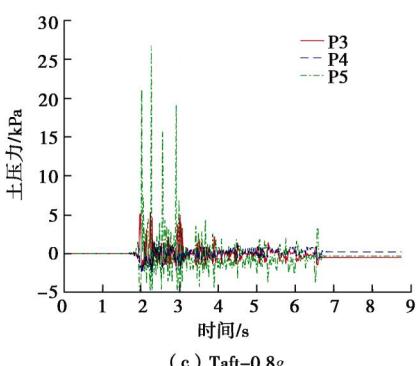
测点	最大动土压力响应 P_{dmax}/Pa			震后土压力 P_r/Pa			$(P_r/P_{dmax})\%$		
	P3	P4	P5	P3	P4	P5	P3	P4	P5
Taft-0.2g	1942	906	5700	54	-29	-69	2.77	3.16	1.21
Taft-0.4g	1942	906	5700	83	104	-236	4.25	11.49	4.14
Taft-0.8g	5395	1736	26735	-494	209	-322	9.15	12.07	1.21
Taft-1.2g	6411	3472	26197	89	655	826	1.38	18.87	3.15



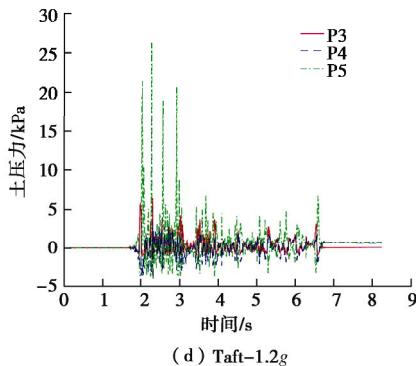
(a) Taft-0.2g



(b) Taft-0.4g



(c) Taft-0.8g



(d) Taft-1.2g

图 7 管廊侧壁周边土压力响应时程曲线

Fig. 7 Time-histories of dynamic earth pressure for surrounding soils adjacent to side wall

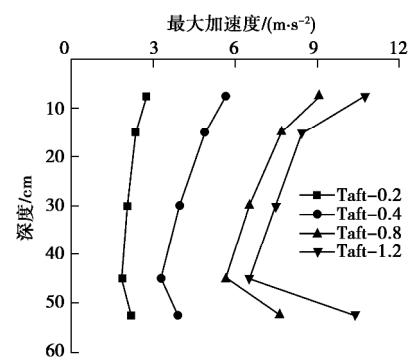


图 8 管廊侧壁邻近深度土体最大加速度响应

Fig. 8 Maximum acceleration responses of soils adjacent to side wall along depth

土体中的位置分析, 最大加速度响应随着深度先减小, 然后在管廊侧壁中下部转而逐渐增大, 这可能是由土与结构相互作用所引起的。

同时, 根据最大加速度沿深度的发展特征可知, 管廊侧壁土体的加速度响应沿深度可以分 3 个区段, 一区段是管廊结构顶部以上土体, 二区段是邻近管廊侧壁土体, 三区段是管廊结构底部以下土体, 而且随着输入 PGA 的增大, 该区段的划分越发明显, 也即结构对于周边土体的地震影响影响愈发突出。

如图 9 所示, 当输入 PGA 在 $0.2g \sim 1.2g$ 变化时, 加速度放大系数在 $0.5 \sim 1.5$ 变化, 沿深度的分布规律与图 10 中的最大加速度响应类似, 且加速度放大系数随着输入 PGA 的增大而减小。所以, 当输入峰值加速度加大, 所处位置较深时, 加速度放大系数多数小于 1.0。

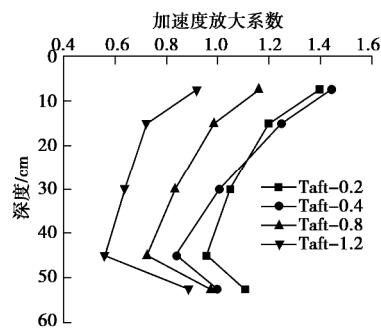


图 9 加速度放大系数在不同地震波型下沿深度的分布

Fig. 9 Distribution of acceleration amplification of the surrounding soils adjacent to side wall along depth

图 10 清楚反映了在 Taft 地震波下, 加速度放大

系数在不同输入 PGA 和深度所构成的域中的分布特征——在地表处以及输入 PGA 较大时, 加速度放大系数可能会有最大值。例如 PGA 为 $0.2g$ 而深度为 7.5 cm 时, 加速度放大系数为 1.44; PGA 为 $1.2g$ 而深度为 52.5 cm 时, 为 0.56。此发现与 Yan 等^[9]、Chen 等^[6]的研究结论一致。而地震来临时, 地震波的 PGA 已经确定, 唯一能够控制地下结构加速度响应的只有结构埋深。因此在城市地下综合管廊建设时, 应当尽可能的深埋, 以保证地下设施在地震作用下不被破坏。

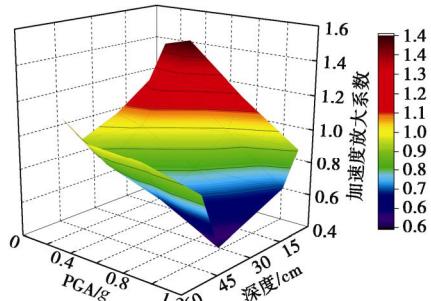
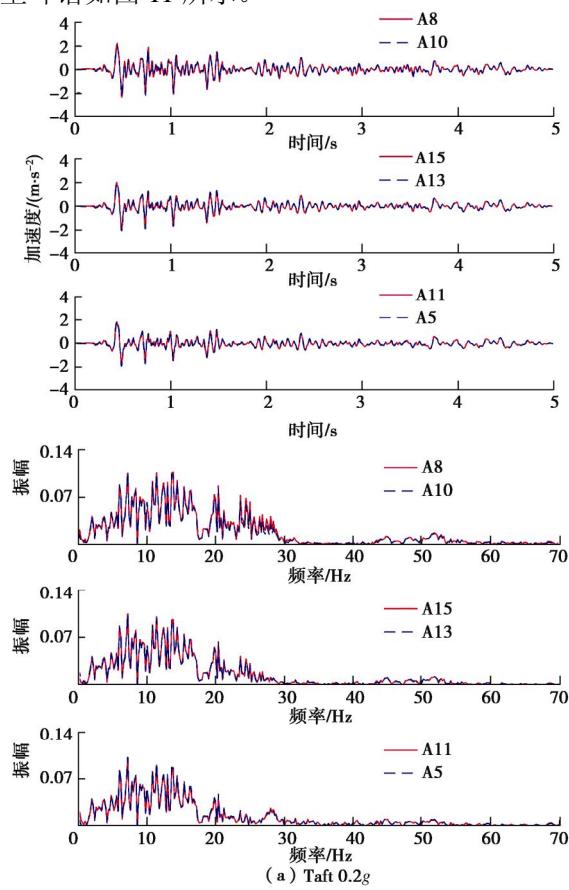


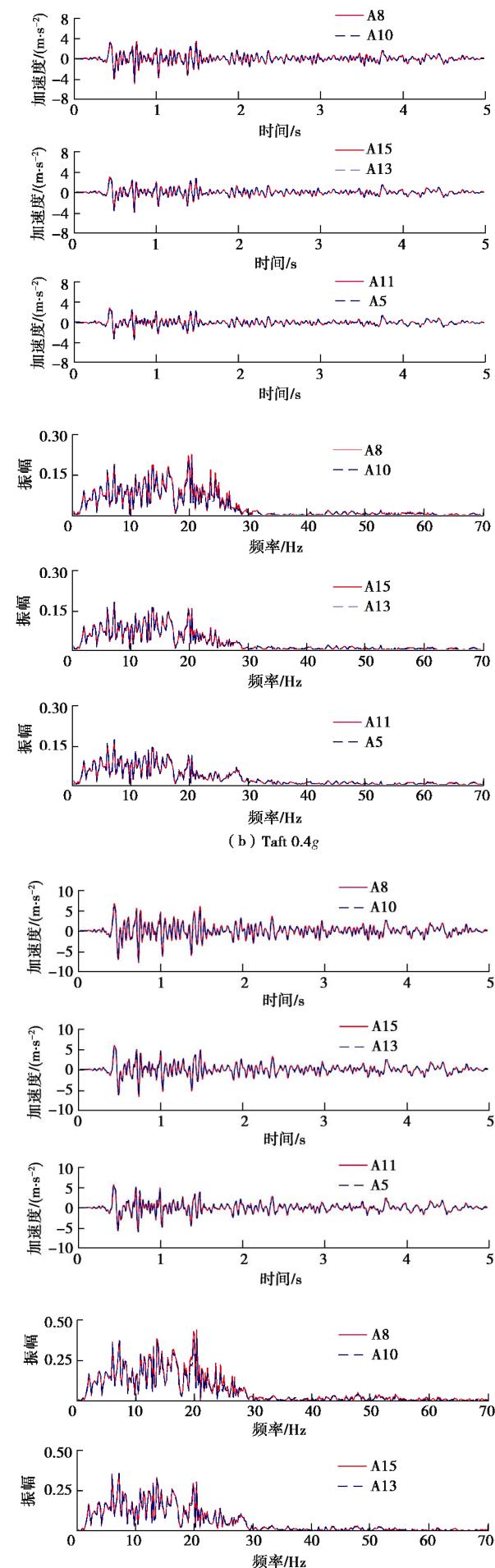
图 10 加速度放大系数分布特征

Fig. 10 Feature of distribution of acceleration amplification

为了研究在地震过程中管廊结构与周围土体的加速度响应差异, 在管廊侧壁内壁对应于外壁土体中的加速度测点 (A8、A15 和 A11), 相应布置了 3 个加速度测点 (A10、A13 和 A5)。不同输入 PGA 下 ($0.2g$, $0.4g$, $0.8g$), 上述 6 个测点的加速度响应时程曲线和傅里叶谱如图 11 所示。



(a) Taft 0.2g



(b) Taft 0.4g

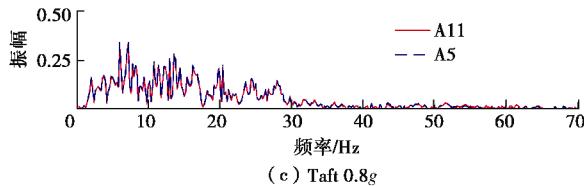


图 11 土体和管廊结构加速度响应时程曲线与傅里叶谱对比

Fig. 9 Comparison of time histories of acceleration and Fourier spectra between structures and surrounding soils

从时程曲线来看, 在各个输入 PGA 的 Taft 地震波下, 管廊侧壁与周围土体的加速度时程曲线总是基本保持一致, 史晓军等^[25]通过振动台试验也得出了类似的结论。另外, 由图 11 可以看出, 随着输入峰值加速度 PGA 的增加而加速度响应不断增大。从上述现象说明, 在地震过程中, 管廊结构与周围土体还是保持基本一致的运动模式, 二者之间没有发生明显的脱离现象。

由傅里叶谱可知, 在同一 PGA 地震波下, 管廊结构及其周围土体的振幅在相同频段处也基本保持一致——同一地震波下最大振幅随着深度稍减小, 同一位置随输入 PGA 的增大而增大。只是在 15~30 Hz 时, 土体中的振幅稍大于结构的振幅, 尤其是在管廊结构顶部, 此现象更为明显。这是由于土体和管廊结构的自然频率不同, 同时也说明了地震波的频率成分也会对结构和土体的地震响应造成差异。

2.3 弯矩响应

根据应变片测点数据, 在同一模拟地震作用下, 提取应变片测点测出的最大应变响应, 以此响应对应时刻为本次地震的最不利时刻, 计算出本次模拟地震下管廊结构的弯矩响应, 最终得出了双仓管廊结构在地震作用下的弯矩响应情况, 如图 12 所示。由结构周围的弯矩包络图可知, 在地震波作用下, 管廊结构中拐角处弯矩较大, 而各侧边中点的弯矩就小得多, 几乎为 0。另外, 随着输入 PGA 的增大, 弯矩包络图的范围也随之增大, 转角处测点在不同 PGA 下的弯矩数据如表 3 所示。

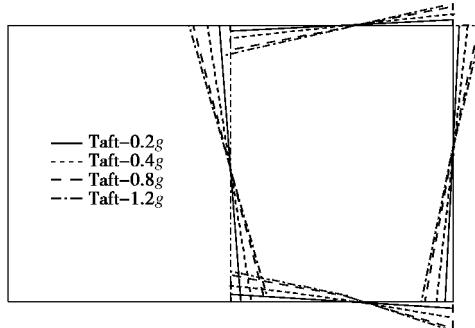


图 12 地震作用下管廊结构弯矩响应

Fig. 12 Responses of bending moment of utility tunnel structures under earthquake

表 3 不同 PGA 的 Taft 地震波下管廊角点处弯矩值

Table 3 Values of bending moment at corners under Taft earthquake with various PGAs (N·m)

测点编号	0.2g	0.4g	0.8g	1.2g
S13	-4.74	-10.80	-19.72	-23.02
S15	4.48	9.46	15.36	17.58
S16	5.02	11.38	20.11	22.89
S18	-5.52	-12.15	-20.72	-23.59
S19	-5.71	-13.14	-21.19	-23.83
S21	5.90	12.65	21.47	24.50
S22	7.72	15.98	25.71	28.92
S24	-8.26	-17.35	-27.71	-30.95

注: 负号表示结构的内侧以及内隔墙的右侧受拉。

对弯矩数据进一步分析, 表 4 给出了管廊结构在 Taft 地震波下, 随着 PGA 的增大弯矩响应增量, 由表 4 可知, 4 个拐角处的增量随输入 PGA 的增大而逐渐减小。4 个拐角在输入峰值加速度分别从 0.2g 增大到 0.4g, 0.4g 增大到 0.8g 以及 0.8g 增大到 1.2g 时, 其 4 个拐角处的弯矩增幅依次为 118.46%, 67.99% 以及 13.69%。

由此说明当震级越来越大, PGA 越来越高时, 结构中的弯矩响应不会无限增大。这是因为当地震引起的地面运动越剧烈时, 结构随着周围土体整体运动的趋势越发明显, 此时管廊结构的破坏更主要的可能是在延长方向上, 由于地层差异引起管廊结构在延长方向上的纵向弯矩过大, 从而导致地下管廊在某一位置发生断裂。

3 数值模拟验证

3.1 数值模型的建立

考虑到管廊属于无限长结构, 可以应用平面应变模型进行分析, 结合本次试验目的, 本次数值模型为 2D 模型。数值模拟中, 模拟剪切波引起地层产生剪切变形是至关重要的一步。根据 Chen 等^[26]的研究, 控制模型左右边界在任意深度处的位移自由度相一致, 即可实现上述要求。同时, 考虑到模拟的方便性, 直接模拟原型管廊, 综合管廊截面尺寸为 6.7 m×4.5 m, 其埋深为 2.5 m, 壁厚为 0.3 m, 模拟土体范围为 48 m×28 m。地震波选取 Taft 原始波, 但将其 PGA 调整为 0.2g, 0.4g, 0.8g 和 1.2g, 地震波从模型底部垂直向上输入。整体数值模拟网格划分模型及地震输入方式如图 13 所示。

数值模拟中应用的材料参数如表 5 所示, 包括密度 r 、弹性模量 E 、泊松比 n 、黏聚力 c 、内摩擦角 ϕ 和阻尼比 D 。其中土体弹性模量 E 由于和剪切模量 G

表 4 Taft 地震波下管廊 4 个角点弯矩随 PGA 增大的增量

Table 4 Incremental values of bending moment at corners with increasing PGAs under Taft earthquake (%)

PGA	S13	S15	S16	S18	S19	S21	S22	S24	均值
0.2g ~0.4g	127.77	111.17	126.90	120.18	129.96	114.55	107.12	110.04	118.46
0.4g ~0.8g	82.65	62.32	76.70	70.60	61.33	69.73	60.87	59.69	67.99
0.8g ~1.2g	16.75	14.43	13.79	13.83	12.45	14.08	12.48	11.69	13.69

存在理论关系, 而动剪切模量 G 与动剪应变 g 有关, 所以 30 MPa 是土体在振动前的初始弹性模量, 振动模拟过程中随动剪切模量的变化而变。本次模拟中应用的动剪切模量 G 和阻尼比 D 与动剪应变 g 的关系如图 14 所示。对于土体, 应用莫尔-库仑理想弹塑性的本构模型, 对于管廊结构应用混凝土塑性损伤模型。

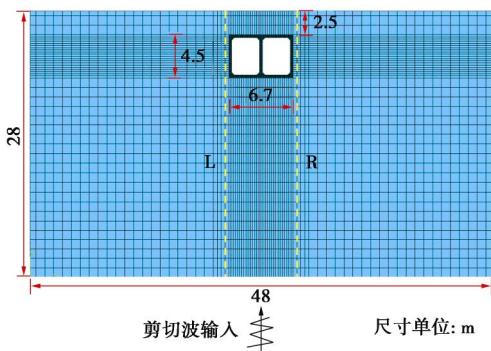


图 13 双仓地下综合管廊数值模拟网格划分模型

Fig. 13 Meshing model for numerical simulation of double-box utility tunnel

表 5 数值模拟材料参数

Table 5 Parameters of material in numerical simulation

材料	$\rho/(kg\cdot m^{-3})$	E/MPa	n	c/kPa	$\phi/(^\circ)$	D
土体	1740	30(初始)	0.3	2000	35	—
管廊	2400	31500	0.2	—	—	0.05

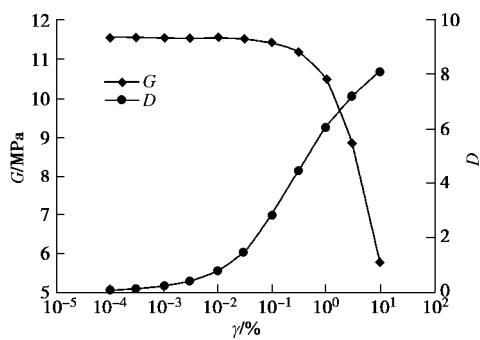


图 14 动剪切模量和阻尼比与动剪应变的关系曲线

Fig. 14 Relationship among dynamic shearing modulus, damping ratio and dynamic shearing strain

3.2 数值模拟结果分析

提取不同工况下管廊侧壁邻近土体(如图 13 中左侧虚线所示)的加速度响应数据, 发现加速度响应沿深度与试验结果有非常类似的规律, 如图 15 所示。首

先从整体上来看, 水平加速度峰值沿深度逐渐减小, 各深度的水平加速度峰值随输入 PGA 的增大而增大。结合管廊结构在土体中的位置来看(如图 15 中虚线框所示), 也出现了从管廊顶部先减小、在管廊中下部又转而增大的现象。

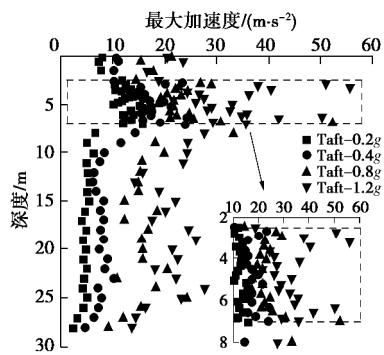


图 15 管廊侧壁邻近土体水平加速度响应

Fig. 15 Maximum acceleration responses of soils adjacent to side wall of utility tunnel

图 16 反映了结构侧壁邻近土体(如图 13 中右侧黄色虚线所示)的最大水平向土压力响应。从图 15 中可以看出, 最大土压力响应在管廊结构附近呈现了非常明显的倒立的“W”形分布, 这充分说明了在地震动下, 管廊结构侧壁与邻近土体相互作用形成了土拱效应, 这也非常符合之前由试验结果做出的猜想, 同时也进一步说明前述“三区段”分析的正确性。随着输入 PGA 的增大, 最大土压力响应也随之增大, 但增加幅度在管廊结构周围逐渐减小。此外, 由于本次数值研究的土体深度较试验相对更深, 所以反映出了

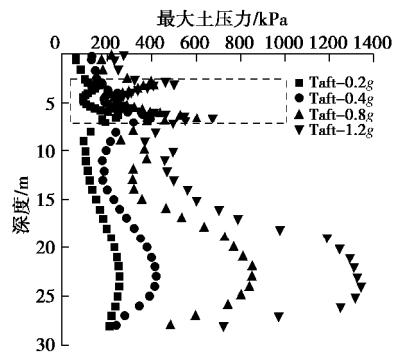


图 16 管廊侧壁邻近土体水平土压力响应

Fig. 16 Responses of maximum horizontal earth pressure of soils adjacent to side wall of utility tunnel

另一重要特征, 即在远离结构的深部土体, 其最大土压力并不是逐渐减小或逐渐增大的, 而是在从管廊结构先开始增大, 而后在距管廊底部约三倍管廊高度的深度位置逐渐减小。

由图 15, 16 给出的加速度响应和土压力响应特征来看, 数值模拟的结果与试验的结果在规律上的有很高的吻合度, 由此证明了试验结果的可信性。

4 结 论

基于相似理论, 利用振动台试验系统模拟研究了在不同地震波下, 管廊结构及其周围土体的物理力学以及运动响应特征, 同时结合数值模拟对试验结果进行了对比, 由此主要得到如下 4 点结论。

(1) 管廊侧壁沿深度最大土压力响应呈现倒立的“W”形分布, 这可能是振动引起土拱效应所致, 且经过地震作用后, 结构周围土体的土压力场也发生了改变。

(2) 管廊侧壁最大加速度响应沿深度先随深度减小, 在管廊中下部转而增大。加速度放大系数随着输入 PGA 增大而减小, PGA 为 $0.2g \sim 1.2g$ 时, 其值在 $0.5 \sim 1.5$ 变化。在地震过程中, 结构及其周围土体基本保持一致的运动模式。

(3) 在地震荷载作用下, 在结构拐角处会产生较大的弯矩响应, 随着输入 PGA 的增大而增大。

(4) 随着输入 PGA 的增大, 管廊结构对于周围土体的土压力以及加速度响应的影响越发明显, 但管廊结构自身弯矩则不会无限增大。

参考文献:

- [1] MILIND P D C, RANJITH P G, ZHAO J. Behavior of shallow tunnel in soft soil under seismic conditions[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, **82**: 30 - 38.
- [2] STAMOS A A, BESKOS D E. 3-D seismic response analysis of long lined tunnels in half-space[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1996, **15**(2): 111 - 118.
- [3] GIL L M, HERNANDEZ E, DE LA FUENTE P. Simplified transverse seismic analysis of buried structures[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2001, **21**(8): 735 - 740.
- [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] TATEISHI A. A study on seismic analysis methods in the cross section of underground structures using static finite element method[J]. Structural Engineering, 2005, **22**(1): 41 - 54.
- [6] CHEN J, SHI X J, LI J. Shaking table test of utility tunnel under non-uniform earthquake wave excitation[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010, **30**(11): 1400 - 1416.
- [7] 杜修力, 王刚, 路德春. 日本阪神地震中大开地铁车站地震破坏机理分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2016, **36**(2): 165 - 171. (DU Xiu-li, WANG Gang, LU De-chun. Earthquake damage mechanism analysis of Dakai metro station by Kobe Earthquake[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2016, **36**(2): 165 - 171. (in Chinese))
- [8] WANG G, YUAN M, YU M, et al. Experimental study on seismic response of underground tunnel-soil-surface structure interaction system[J]. Tunnelling Underground Space Technology, 2018, **76**: 145 - 59.
- [9] YAN K, ZHANG J, WANG Z, et al. Seismic responses of deep buried pipeline under non-uniform excitations from large scale shaking table test[J]. Soil Dyn Earthq Eng, 2018, **113**: 180 - 92.
- [10] SINGH D K, MANDAL A, KARUMANCHI S R, et al. Seismic behaviour of damaged tunnel during aftershock[J]. Engineering Failure Analysis, 2018, **93**: 44 - 54.
- [11] 胡翔, 薛伟辰. 预制预应力综合管廊受力性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2010, **43**(5): 29 - 37. (HU Xiang, XUE Wei-chen. Experimental study of mechanical properties of PPMT[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, **43**(5): 29 - 37. (in Chinese))
- [12] 施有志, 柴建峰, 林树枝, 等. 地下综合管廊边界条件对地震动力响应影响数值分析[J]. 吉林大学学报(地球科学版), 2018, **48**(1): 213 - 225. (SHI You-zhi, CHAI Jian-feng, LIN Shu-zhi, et al. Numerical analysis on influence of boundary conditions on seismic dynamic response of underground utility tunnels[J]. Journal of Jilin University(Earth Science Edition), 2018, **48**(1): 213 - 225. (in Chinese))
- [13] JIANG L, CHEN J, JIE L. Seismic response of underground utility tunnels: shaking table testing and FEM analysis[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010, **9**(4): 555 - 67.
- [14] MASON H B, TROMBETTA N W, CHEN Z, et al. Seismic soil-foundation-structure interaction observed in geotechnical centrifuge experiments[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013, **48**(6): 162 - 74.

- [15] 史晓军, 陈 隽, 李 杰. 非一致地震激励地下综合管廊振动台模型试验研究(I)——试验方法[J]. 地震工程与工程振动, 2010, **30**(1): 147 - 154. (SHI Xiao-jun, CHEN Jun, LI Jie. Shaking table test on utility tunnel under non-uniform seismic excitations(I): experimental setup[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2010, **30**(1): 147 - 154. (in Chinese))
- [16] 陈 隽, 史晓军, 李 杰. 非一致地震激励地下综合管廊振动台模型试验研究(II)——试验结果[J]. 地震工程与工程振动, 2010, **30**(2): 123 - 130. (CHEN Jun, SHI Xiao-jun, LI Jie. Shaking table test of utility tunnel under non-uniform seismic excitations(II): experimental results[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2010, **30**(2): 123 - 130. (in Chinese))
- [17] 蒋录珍, 陈 隽, 李 杰. 非一致地震激励地下综合管廊振动台模型试验研究(III)——数值模拟[J]. 地震工程与工程振动, 2010, **30**(3): 45 - 52. (JIANG Lu-zhen, CHEN Jun, LI Jie. Shaking table test of utility tunnel under non-uniform seismic excitations(III): numerical simulation[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2010, **30**(3): 45 - 52. (in Chinese))
- [18] 曹文冉, 田 伟, 李 春. 双向叠层剪切箱的研制及模型土体振动台试验研究 [J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(增刊 2): 249 - 253. (CAO Wen-ran, TIAN Wei, LI Chun. Development of 2-D laminar shear box and shaking table tests on model soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(S2): 249 - 253. (in Chinese))
- [19] 国 巍, 李绿宇, 邵 平. 大型结构地震模拟振动台及台阵的试验精度分析[J]. 地震工程与工程振动, 2016, **36**(2): 16 - 21. (GUO Wei, LI Lu-yu, SHAO Ping. Precision analysis of large structure seismic experiment utilizing shaking table for earthquake simulation[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2016, **36**(2): 16 - 21. (in Chinese))
- [20] 陈国兴, 王志华, 左 煦, 等. 振动台试验叠层剪切型土箱的研制[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(1): 89 - 97. (CHEN Guo-xing, WANG Zhi-hua, ZUO Xi, et al. Development of laminar shear soil container for shaking table tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(1): 89 - 97. (in Chinese))
- [21] 刘晶波, 王东洋, 谭 辉, 等. 隧道纵向地震反应分析的整体式反应位移法[J]. 工程力学, 2018, **35**(10): 17 - 26. (LIU Jing-bo, WANG Dong-yang, TAN Hui, et al. Integral response displacement method for longitudinal seismic response analysis of tunnel structure[J]. Engineering Mechanics, 2018, **35**(10): 17 - 26. (in Chinese))
- [22] 谢礼立, 翟长海. 最不利设计地震动研究[J]. 地震学报, 2003, **25**(3): 250 - 261. (XIE Li-li, ZHAI Chang-hai. Study on the severest real ground motion for seismic design and analysis[J]. Acta Seismologica Sinica, 2003, **25**(3): 250 - 261. (in Chinese))
- [23] 翟长海, 谢礼立. 抗震结构最不利设计地震动研究 [J]. 土木工程学报, 2005, **38**(12): 51 - 58. (ZHAI Chang-hai, XIE Li-li. The severest design ground motions for seismic design and analysis of structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2005, **38**(12): 51 - 58. (in Chinese))
- [24] 王国波, 袁明智, 苗 雨. 结构-土-结构相互作用体系地震响应研究综述[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(5): 837 - 847. (WANG Guo-bo, YUAN Ming-zhi, MIAO Yu. Review of seismic response of structure-soil-structure interaction system[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(5): 837 - 847. (in Chinese))
- [25] 史晓军, 陈 隽, 李 杰. 地下综合管廊大型振动台模型试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2008, **28**(6): 116 - 123. (SHI Xiao-jun, CHEN Jun, LI Jie. Shaking table test on underground utility tunnel[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2008, **28**(6): 116 - 123. (in Chinese))
- [26] CHEN G X, CHEN S, ZUO X, et al. Shaking-table tests and numerical simulations on a subway structure in soft soil[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, **76**: 13 - 28.

DOI: 10.11779/CJGE202001012

花岗岩残积土原位力学特性的钻探扰动与卸荷滞时效应

安然^{1, 2}, 黎澄生^{1, 2}, 孔令伟^{*1, 2}, 郭爱国^{1, 2}

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071; 2. 中国科学院大学, 北京 100049)

摘要: 花岗岩残积土作为一类同时具有黏性土、粗粒土组构特征与工程特性的特殊土, 力学性能普遍易受施工扰动和开挖卸荷影响而诱发灾害。从钻探扰动和成孔后应力释放对土体力学性质的影响出发, 通过对试验场地内花岗岩残积土开展自钻式旁压试验(SBPT)和预钻式旁压试验(PMT)在不同成孔时间后的对比分析, 研究了土体原位强度指标、承载力特征值和刚度衰减性状的响应特征。结果表明: 钻探扰动对花岗岩残积土的强度、承载力和刚度特征的弱化影响十分明显, 且弱化程度随卸荷过程中应力释放时间的增长不断加深; 提出扰动系数 $R(u)$ 对不同试验条件下土体性质的扰动程度进行评价, 发现刚度参数 G_f 受钻探扰动和卸荷滞时效应的影响最大, 不排水剪切强度强度 c_u 次之, 承载力特征值 f_{ak} 受影响最小; 采用土体刚度非线性分析法获取了基于 SBPT 与 PMT 试验的原位剪切模量—剪应变衰减曲线($G-\gamma$ 曲线), 用 Stokoe 方程描述 $G-\gamma$ 曲线的形态特征有较好的拟合效果。研究结果可为花岗岩残积土分布地区的工程设计与施工提供参考。

关键词: 花岗岩残积土; 原位力学特性; 自钻旁压; 预钻旁压; 钻探扰动; 卸荷滞时

中图分类号: TU41 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0109-08

作者简介: 安然(1992—), 男, 博士研究生, 主要从事特殊土的力学特性与基坑工程研究。E-mail: arwhrsm@163.com。

Effects of drilling disturbance and unloading lag on in-situ mechanical characteristics of granite residual soil

AN Ran^{1, 2}, LI Cheng-sheng^{1, 2}, KONG Ling-wei^{1, 2}, GUO Ai-guo^{1, 2}

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China)

Abstract: The granite residual soil is a kind of special structural soil with both engineering and fabric characteristics of clay and coarse grained soil. Its engineering performance is generally susceptible to disturbance damage and excavation unloading, which may lead to engineering disasters. Through the comparison tests of SBPT and PMT in different predrilling unloading lag time in a typical layer of granite residual soil, the response characteristics of in-situ stiffness attenuation characteristics, strength indexes and bearing capacity of granite residual soil are analyzed. The results show that the weakening effect of drilling disturbance on the strength, bearing capacity and stiffness of granite residual soil is obvious, and the weakening degree increases with the increase of stress release time during unloading period. The order of influence degree of drilling disturbance and unloading delay on each parameter is evaluated by disturbance factor $R(u)$: the effect on stiffness parameter G_s is the largest, followed by undrained shear strength C_u and bearing capacity f_{ak} . The in-situ $G-\gamma$ curves of SBPT and PMT tests are obtained by nonlinear stiffness analysis and effectively fitted by the equation proposed by Ken Stokoe. The research results may provide the reference for engineering design and construction in the granite residual soil area.

Key words: granite residual soil; in-situ mechanical property; SBPT; PMT; drilling disturbance; unloading lag

0 引言

风化花岗岩地层在中国东南沿海地区分布广泛, 是广东、福建等省份在基础建设过程中遇到的主要地层之一^[1]。花岗岩残积土是母岩经过化学物理风化形成的未经搬运的产物, 兼具黏性土和粗粒土的组构特征与工程特性^[2]。由于特殊的成土环境、物质成分及结构特征, 花岗岩残积土普遍具有易受场地施工扰动、

开挖卸荷与遇水软化影响诱发灾害的特点。因此, 相关地层受施工扰动和开挖卸荷诱发的安全事故屡见不鲜^[3-8]。

由于对花岗岩残积土受施工扰动和卸荷诱发滑坡

基金项目: 国家自然科学基金项目(11672320)

收稿日期: 2019-03-18

*通信作者 (E-mail: lwkong@whrsm.ac.cn)

表 1 试验场地地层特征

Table 1 Elementary characteristics of layers of test sites

地层名称	标贯击数/击	层顶埋深/m	平均层厚/m	地层描述
填土层	4.9~9.0	0~0.5	2.75	不均质, 多为黏土与砾石混合, 有少量水泥块
填石层	10.2~25.4	2.5~4.5	4.91	不均质, 成分主要为砂岩块石和水泥块
淤泥	0.8~3.3	8.5~12.5	2.54	深灰色, 饱和, 软塑状态, 含少量粉细砂及贝壳
含黏性土砾砂	4.8~13.7	10.0~14.5	2.62	灰白色, 中密状态, 次棱角一次圆状, 含少量卵石
残积土层	18.6~28.6	11.5~16.5	9.25	褐红色, 饱和, 可塑状态, 含 19.6%~48.6% 的细砂及角砾
花岗岩风化层	>30.6	<23.5	—	块状构造, 主要由长石、石英和云母等矿物组成, 按风化程度划分为全、强、中、微风化四个带

等工程问题的危害性认识不深入, 在进行基坑设计、施工和质量监管过程中, 花岗岩残积土的易扰动性往往未得到足够重视。而在城市建筑密集区内, 地铁线路建设与基坑开挖都容易对地层造成扰动, 使临近的施工场地发生不均匀沉降和开裂现象, 危及周边建筑物的安全^[9]。因此, 深入认识花岗岩残积土受施工扰动和开挖卸荷的影响对于基坑边坡的设计与施工十分必要。近年来, 一些学者通过室内试验对花岗岩残积土强度的卸荷效应开展研究, 结果表明卸荷对其力学性质的影响较为显著^[10~12]。然而, 花岗岩残积土不同于一般黏性土和砂性土, 在取样、运输和制样过程中存在结构强度的损失, 室内试验难以全面反映真实的土体工程特性^[13]。相比室内试验, 原位试验在一定程度上保持了土体的原始结构和应力状态^[14], 但目前利用原位试验评价土体性质受扰动和卸荷影响的研究还不多, 采用原位试验对花岗岩残积土受施工和开挖卸荷影响的研究更是少见。

钻探扰动效应是指在工程现场进行原位测试时, 采用钻机进行钻孔引起孔壁土体内部结构的力学损伤, 钻探扰动的影响效应可以模拟土体受到的施工扰动^[15]; 卸荷滞时效应是指在钻孔完成后, 因卸荷引发应力释放的持续时间对力学性质的影响效应, 卸荷滞时效应反映了开挖卸荷对土体工程特性的影响^[16]。本文通过在花岗岩残积土地层开展自钻式旁压试验 (SBPT) 和预钻式旁压试验 (PMT) 在不同成孔时间后的对比分析, 获得了土体原位强度指标、承载力和刚度衰减性状受钻探扰动和卸荷滞时的影响特征, 旨在为花岗岩残积土分布地区的工程设计与施工提供借鉴与参考。

1 场地工程地质特点

1.1 场地地层

开展原位试验和钻孔取样的场地位于深圳市南山区一处建筑深基坑施工现场。根据钻探和标准贯入试验的结果将场地的地层自上到下分为: 第四系全新统

的人工填土、填石层; 海相淤泥层; 第四系全新统冲洪积层(含黏性土砾砂); 花岗岩残积土层以及燕山期风化花岗岩层(见表1)。从表1可以看出该场地的土层沿深度的变异情况很明显, 花岗岩残积土埋深位于10 m以下, 场地的水位线为地下4.4~6.0 m, 表明该场地内花岗岩残积土处于饱和状态。因此, 在试验分析时暂不考虑非饱和花岗岩残积土浸水后软化崩解对土体的影响。

1.2 土体基本性质

利用钻机沿深度对残积土进行取样, 取样后立即腊封保存并精细运输至实验室。XRD衍射试验结果表明该场地花岗岩残积土基本矿物成分为: 石英含量为48.2%, 高岭石含量为31.2%, 伊利石含量为20.6%。由图1可以看出土体级配曲线呈明显的“台阶状”^[17], 粒径 $d>0.075$ mm 的颗粒质量约占总质量的50%, $d<0.0002$ mm 的颗粒质量约占总质量的40%, 表明花岗岩残积土的黏粒、粉粒和粗粒组占比较大, 中间粒组占比较小。由室内土工试验得到土体物理、力学指标如表2所示, 可以看出该场地花岗岩残积土的塑性指数具有黏性土的特点, 渗透系数具有砂性土的特点。结构性是花岗岩残积土一个显著特点^[18], 其抗剪强度指标在扰动后发生明显弱化, 由固结不排水三轴剪切试验获得重塑土的黏聚力 c_u 相对原状土的降幅约为28.2%, 内摩擦角降幅约为3.6%, 表明特殊的物理性质和组构特征使花岗岩残积土力学特性具有易受扰动影响的特点。

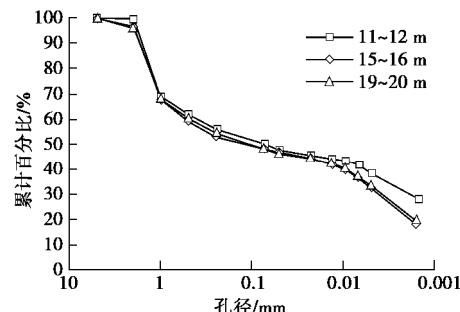


图 1 花岗岩残积土的典型级配曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curves of granite residual soil

表 2 花岗岩残积土基本物理力学性质
Table 2 Elementary physical and mechanical properties of granite residual soil

深度 /m	密度 ρ /(g·cm ⁻³)	颗粒相 对密度 G_s	孔隙 比 e	天然含水 率 w /%	液限 w_L /%	塑限 w_p /%	塑性指 数 I_p	渗透系数 k /(cm·s ⁻¹)	黏聚力 c_{cu} /kPa		内摩擦角 ϕ_{cu} (°)	
									原状土	扰动土	原状土	扰动土
12~14	1.94	2.65	0.71	26.2	55.2	22.0	33.2	1.85×10^{-4}	49.1	35.8	22.7	21.7
15~16	1.98	2.66	0.74	26.7	59.1	28.3	30.8	1.72×10^{-4}	52.8	39.2	23.4	21.5
18~20	2.00	2.66	0.62	24.4	60.3	28.8	31.5	2.53×10^{-4}	55.9	38.2	21.5	22.1

2 试验方案与分析方法

2.1 试验方案

对试验场地的花岗岩残积土开展 SBPT 和 PMT 试验, 通过比较 SBPT 和 PMT 试验结果分析了钻探扰动效应对土性的影响程度; 通过对成孔后在无降水条件下静置 0, 3, 6 d 的土层平行开展 PMT 试验分析了卸荷滞时增加对土性的影响程度。为减小土体不均匀性对试验结果造成的误差, 对保持不同试验点位间距小于 2 m。

(1) PMT 试验

采用 PY-3 型法国梅纳旁压仪开展 PMT 试验, 进行 PMT 试验前预先钻探试验孔。开始试验后, 先用钻机将 PMT 探头放置到钻孔中的预定深度; 再通过控制箱经由管路向探头的旁压腔内注水, 使探头的橡胶膜向外膨胀, 从而对孔壁土体施加侧向压力; 采用分级加载的方式对土体逐级加压, 并通过测量装置获得土体的压力值 P 及相应的探头体积变形量 V ; 最后根据试验过程中记录的压力值和变形量绘制 P - V 曲线。对钻孔内 12~20 m 的土层, 每隔 2 m 开展 1 次试验, 图 2 所示为埋深为 15 m 土层的 PMT 测试结果。图中 PMT0d、PMT3d 和 PMT6d 对应 0, 3 和 6 d 钻孔滞后时间的试验曲线, 可以看出土体径向压力-体积变化量曲线 (P - V 曲线) 分为 AB , BC , CD 三段, 分别对应加载过程中土体经历的初始、弹性和弹塑性变形阶段^[19]。

(2) SBPT 试验

采用英国剑桥公司生产的 MKV IIId 型三臂自钻式旁压仪进行 SBPT 试验。首先利用液压系统将标定好的探头贯入预定深度的土层, 并静置 30 min 使超孔隙水压稳定; 然后通过圆柱体旁压腔对周围土体施加水平向的膨胀力; 待土体破坏后停止加载, 并卸载至旁压腔内的压力为零。在加载过程中, 径向应力 P_c 和侧向位移值 s 由数据采集系统自动记录。由图 3 所示, SBPT 试验获取 4 个深度土体的径向应力-径向位移 (P_c - s) 曲线可分为 4 个阶段: ①初始阶段, 加载开始后应力呈直线段上升, 径向位移几乎为 0; ②

弹性阶段, 应力随径向位移增长呈线性上升; ③弹塑性阶段, 应力随位移发展的增速变缓, 直至达到屈服应力; ④卸荷阶段, 应力结束增长后开始卸荷, 直至应力为零。

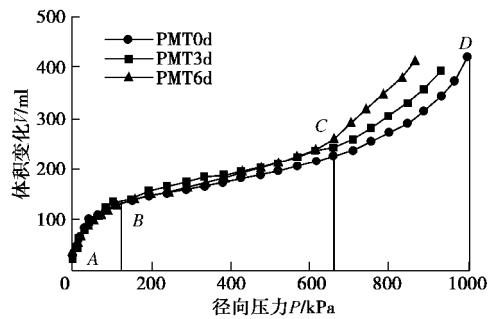


图 2 PMT 试验的 P - V 曲线

Fig. 2 The P - V curve of PMTs

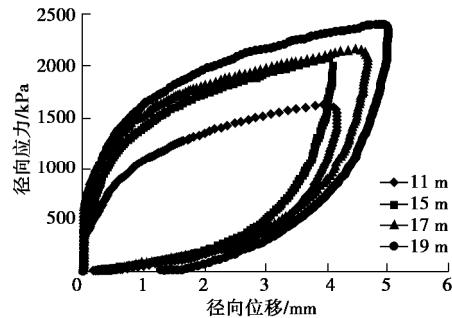


图 3 SBPT 基本试验结果

Fig. 3 Basic test results of SBPT

2.2 分析方法

(1) 刚度参数的求解方法

前人的研究表明在剪应变 $g = 10^{-5} \sim 10^{-1}$ 范围内, 土体原位剪切模量 G 与剪应变 g 之间存在非线性关系^[20]。采用非线性分析法对 SBPT 和 PMT 获得的数据进行分析, 以获取土体的原位刚度参数。在分析时, 首先要获取土体的应力和剪应变关系曲线 (P_c - g 曲线)。由于 PMT 和 SBPT 的探头总长度与直径比值大于 6, 认为土体变形为平面应变问题^[21]。根据柱形孔扩张理论, 在 PMT 试验的平面应变问题中, 剪应变 g 的表达式为

$$g = \frac{\Delta A}{A} = \frac{r^2 - r_0^2}{r^2} = \frac{V - V_0}{V} \quad . \quad (1)$$

式中 ΔA 为 PMT 探头橡皮膜在膨胀时的截面积变化

值; A 为探头的初始截面积; r 和 r_0 为旁压腔的当前和初始半径; V 和 V_0 为加载过程中旁压腔的当前和初始体积。

在 PMT 试验中, 旁压探头的加载压力 P 即为孔壁土体受到的径向应力 P_c 。而 SBPT 试验中土体的径向应力和剪应变均由数据采集系统获得。利用非线性分析法进行刚度参数确定时, 采取 PMT 和 SBPT 试验的弹性和弹塑性变形阶段的数据。以 15 m 深度的土体测试结果为例, 由计算得到不同试验条件下的径向应力 - 剪应变 ($P_c - g$) 曲线, 如图 4 所示。由图 4 可以看出 PMT 试验获得的 $P_c - g$ 曲线明显在 SBPT 试验获得的 $P_c - g$ 曲线的下方, 且随卸荷滞时增加而逐渐下降。由 PMT 和 SBPT 得到的花岗岩残积土原位应力 - 应变关系曲线的形状相似, 但数值上存在较大差异。究其原因, 主要是因为相对于 PMT 试验, SBPT 试验无须钻孔, 避免了钻孔过程中孔壁土体受到的钻探损伤, SBPT 更好地保持了土体的原位力学状态。

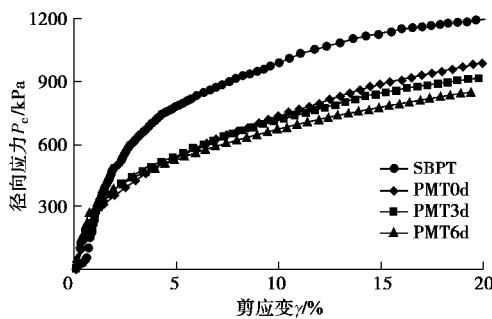


图 4 PMT 和 SBPT 的应力 - 应变关系曲线

Fig. 4 Stress-strain curves of PMT and SBPT

一般地, 认为土体在变形过程中的径向应力 P_c 和剪应变 g 之间的关系满足幂律函数^[22]:

$$P_c = hg^b \quad (2)$$

将式 (2) 转化成对数形式:

$$\ln P_c = \ln h + b \ln g \quad (3)$$

式中, b 和 η 为待定系数, b 为弹性指数。

式 (3) 表明在双对数坐标系中, 土体所受的径向压力和剪应变之间为线性关系。利用 $P_c - g$ 的线性关系可以对刚度参数进行反演分析, 进而求取待定系数 b 和 η 。由 SPMT 和 PMT 获得花岗岩残积土的 $\ln P_c - \ln g$ 曲线如图 5 所示, 通过对曲线进行线性拟合获取待定系数 h 和 b 的值。

根据所求取的拟合参数 η 和 b , 采用 Muir Wood^[23] 求解切线剪切模量 G_t 的方法确定表征土体刚度特性的剪切模量:

$$G_t = abg^{b-1} \quad (4)$$

式中, a 为刚度常数,

$$a = b \cdot h \quad (5)$$

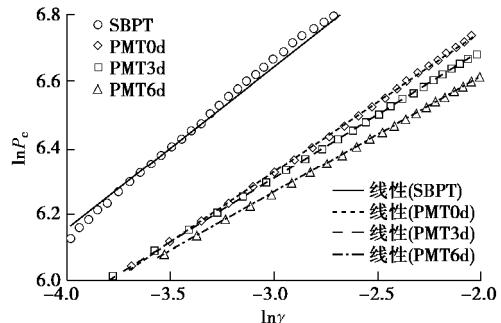


图 5 由反演分析获取刚度参数的示意图

Fig. 5 Inversion curves of calculating stiffness parameters

(2) 不排水剪切强度的求解方法

Gibson 等^[24]根据柱形孔扩张模型认为旁压试验中的土体剪应力 - 剪应变 ($\tau - g$) 关系可为

$$\tau = dP_c/d(\ln g) \quad (6)$$

Palmer^[25]认为在柱形孔扩张模型中, 土体处于弹塑性阶段时, 剪应力与不排水剪切强度的关系满足

$$\tau' = c_u \quad (7)$$

式中 τ' 为土体处于弹塑性阶段的剪应力, c_u 为土体不排水抗剪强度。

处于弹塑性变形阶段的土体, 其径向应力 P_c 与剪应变对数 $\ln g$ 满足

$$P_c = P_i + c_u \ln g \quad (8)$$

式中, P_i 为极限压力, P_i 对应的剪应变 $g = 1$ 。

将 SBPT 或 PMT 试验曲线在弹塑性变形阶段获取的 P_c 与 $\ln g$ 绘制于坐标系中, 如图 6 所示。由曲线反演得到不排水剪切强度 c_u , 图中拟合直线的截距为极限压力 P_i , 斜率为不排水剪切强度 c_u ^[25]。

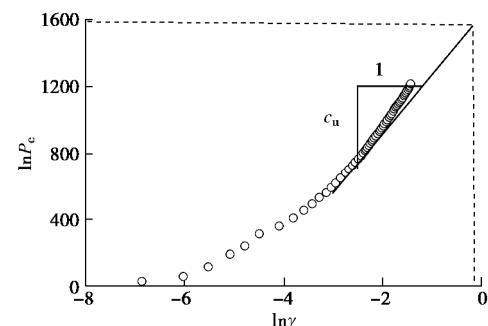


图 6 由曲线反演获得不排水剪切强度示意图

Fig. 6 Inversion curves of calculating c_u

(3) 承载力特征值分析方法

前人的研究结果证明采用 PMT 和 SBPT 试验得到的临塑压力 p_f 与初始压力 p_0 之差可以表征地基承载力大小, 其结果与平板载荷试验获得的承载力特征值保持较好的一致性^[26-27]。按照临塑压力法确定承载力特征值 f_{ak} :

$$f_{ak} = p_f - p_0 \quad , \quad (9)$$

式中, f_{ak} 为土体地基承载力特征值, p_0 和 p_f 为土体的初始压力和临塑压力。

对于 PMT 试验, 初始压力 p_0 、临塑压力 p_f 分别对应 $P-V$ 曲线中初始阶段与弹性阶段、弹性阶段与弹塑性阶段之间分界点的压力值^[28]。对于 SBPT 试验, 以 P_c-s 曲线中初始阶段与弹性阶段分界点的压力值为初始压力 p_0 ; 以弹性阶段与非线性塑性阶段分界点的压力值为临塑压力 p_f ^[29]。采用上述方法分别获取 SBPT 和 PMT 试验的临塑压力 p_f 和初始压力 p_0 , 再代入式 (9) 计算出花岗岩残积土的承载力特征值 f_{ak} 。

3 结果分析与讨论

3.1 原位测试的结果

根据对不同试验条件下 SBPT 和 PMT 试验结果进行分析, 得到了临塑压力 p_f 、极限压力 p_l 、承载力特征值 f_{ak} 和不排水剪切强度参数 c_u , 取 $g=10^{-4}$ 对应的剪切模量为参考剪切模量 G_f , 所得结果如表 3 和图 7 所示。可以看出残积土各工程参数随试验条件的变化存在较大差异, 由 PMT 试验获取的 p_f , p_l , f_{ak} , c_u 和 G_f 的数值相对于 SBPT 试验结果分别下降了 27.9%, 36.1%, 33.7%, 35.5% 和 52.0%, 表明钻探扰动对土体力学性质造成了不可恢复的损伤。另外, 由 PMT 试验获取的各项土体参数随卸荷滞时增加均呈衰减趋势, 表明卸荷效应对土体力学性质的影响程度随应力释放时间增加逐渐提高。

表 3 原位试验的力学参数

Table 3 Basic mechanical parameters from in-situ tests

试验类型	临塑压力 P_f/kPa	极限压力 P_l/kPa	地基承载力 f_{ak}/kPa	不排水剪切强度 c_u/kPa	参考剪切模量 G_f/MPa
SBPT	912.1	1625	834.7	306.5	63.9
PMT0d	657.8	1037.6	553.2	196.9	30.6
PMT3d	629.0	957.0	521.8	185.4	26.2
PMT6d	597.0	894.0	510.0	178.7	24.8

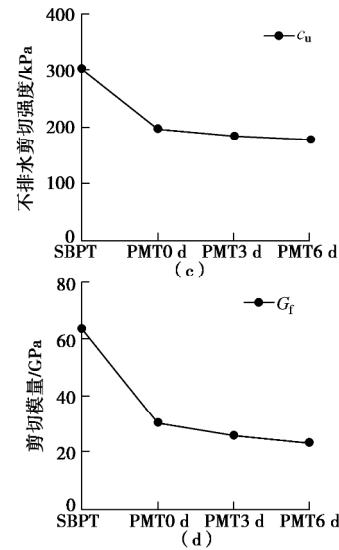
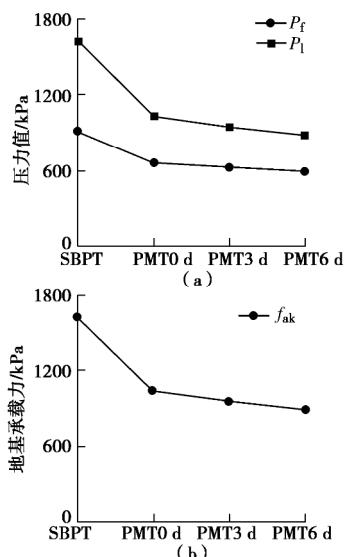


图 7 不同条件下的原位试验结果

Fig. 7 In-situ test results under different conditions

3.2 钻探和卸荷的扰动程度分析

(1) 扰动系数

提出扰动系数 $R(u)$ 以定量评价钻探扰动和卸荷滞时对土体力学性质的弱化效应:

$$R(u) = \frac{u_s - u_p}{u_s} \quad , \quad (10)$$

式中, $R(u)$ 为扰动系数, 本研究中的 u 代表参考剪切模量 G_s 、不排水剪切强度 c_u 和地基承载力特征值 f_k , u_s 和 u_p 分别表示由 SBPT 和 PMT 测试得到的参数指标。

扰动系数 $R(u)$ 以最接近土体原位应力状态的 SBPT 试验结果为基准, 表征了在不同卸荷滞时下, PMT 试验结果相对于 SBPT 试验结果的衰减比例, $R(u)$ 值越大, 土体性质受扰动影响的弱化程度越大。

(2) 钻探扰动效应对 $R(u)$ 的影响

通过计算得到了刚度、强度和承载力指标的扰动系数 $R(u)$ 随卸荷滞时增加的变化曲线, 如图 8 所示。卸荷滞时为 0 d 的扰动系数 $R(u)$ 反映了钻探扰动的影响程度, 其中 $R(G_f)=0.525$, $R(f_k)=0.322$, $R(c_u)=0.362$, 说明钻探扰动引起参考剪切模量、不排水剪切强和承载力特征值下降了 52.5%, 36.2% 和 32.2%。显然, 钻探扰动对花岗岩残积土刚度特性的影响明显强于对强度指标和承载力特征值的影响。

(3) 卸荷滞时效应对 $R(u)$ 的影响

不同卸荷滞后时间下的土体工程参数的扰动系数大小揭示了土体性质随应力释放时间的变化规律。从图 8 可以看出花岗岩残积土各项参数指标的扰动系数随应力释放时间增长呈上升趋势, 且增长速率逐渐减小, 说明土体原位力学性质随卸荷滞时的增加而衰减, 且衰减速度逐渐减小。与钻探扰动的特点相似, 不同卸荷滞时下的刚度扰动系数远大于强度和承载力指标, 进一步说明刚度特性更容易受到钻探扰动和卸荷

效应的影响。

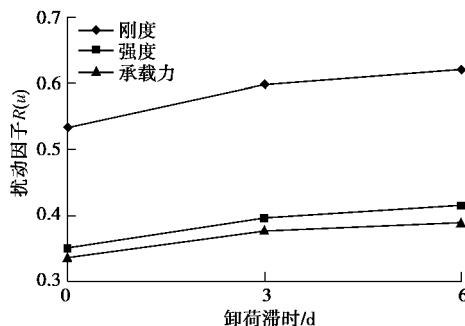


图 8 工程参数的扰动系数曲线

Fig. 8 Curves of disturbance factors

3.3 原位 $G-g$ 曲线的衰减规律

从 3.2 节得知花岗岩残积土的刚度特性对钻探和卸荷扰动的响应程度均强于强度和承载力。在土力学研究中, 通常采用 $G-g$ 衰减曲线描述刚度特性随变形增加的衰减关系^[21]。由非线性方法分析可以得到 SBPT 和 PMT 在 $g=0.0001\sim0.1$ 区间内的 $G-g$ 实测曲线, 如图 9 所示。在剪应变 g 增长过程中, 由 SBPT 得到的剪切模量值始终高于 PMT 获得的剪切模量值, 且由 PMT 获得的衰减曲线随卸荷滞后时间增加沿纵轴下移。

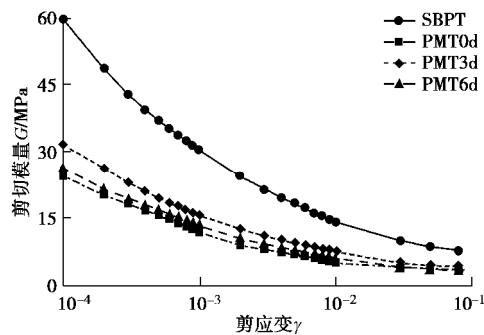


图 9 剪切模量 - 剪应变实测曲线

Fig. 9 Measured $G-g$ curves

在描述剪切模量和剪应变关系时, 通常采用 Hardin-Drnevich 方程、Ramber-Osgood 方程及 Stokoe 方程等数学模型, 由下式所示的 Stokoe 方程在描述花岗岩残积土原位 $G-g$ 衰减曲线时有较好的适宜性^[31]:

$$G = \frac{G_{\max}}{(1 + g_c/g_f)^c} \quad (11)$$

式中 G_{\max} 为土体小应变剪切模量, 即在 $g < 10^{-5}$ 时保持不变的剪切模量值^[31]; g_f 是参考剪应变, 为 G/G_{\max} 等于 0.5 时对应的剪应变值; c 是曲率参数, 表征衰减曲线的弯曲程度。

本研究得到了不同试验条件下花岗岩残积土的原位 $G-g$ 衰减曲线, 通过 Stokoe 方程对实测结果进行数据拟合, 拟合参数如表 4 所示。

为了评价钻探扰动对 $G-g$ 曲线的影响, 用 Stokoe 数学模型对 SBPT 试验和卸荷 0 d 的 PMT 试验

结果进行拟合, 结果表明 Stokoe 方程对两种试验的实测 $G-g$ 曲线均有很好的拟合效果。由图 10 发现在剪应变 g 增大到 0.01 后, 由 SBPT 和 PMT 获得的 $G-g$ 曲线逐渐靠近, 说明在土体剪应变 $g > 0.001$ 的条件下, 钻探扰动对刚度特性的影响程度并不明显, 即钻探扰动只对土体剪应变 g 为 0.0001~0.01 变形阶段的刚度性质有显著影响。

表 4 $G-g$ 曲线的拟合参数

Table 4 Fitting parameters of $G-g$ curves

组别	G_{\max} /MPa	g_f /%	c
SBPT	78.5	0.0164	0.458
PMT0d	37.9	0.0124	0.418
PMT3d	34.1	0.0131	0.401
PMT6d	31.4	0.0148	0.427

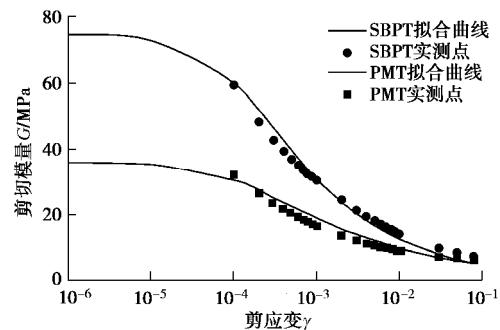


图 10 钻探扰动对 $G-g$ 曲线的影响

Fig. 10 Influences of drilling disturbance on $G-g$ curves

为了评价卸荷滞后对 $G-g$ 曲线的影响, 对不同卸荷滞后时间下的实测 $G-g$ 曲线及其拟合曲线进行对比分析。从图 11 可以看出, 卸荷滞后增加对原位 $G-g$ 衰减曲线影响特点与钻探扰动的影响特点类似, 即当 g 在 0.0001~0.01 阶段时, 原位 $G-g$ 曲线随卸荷滞后增加有明显衰减趋势, 而 $g > 0.01$ 时, 曲线段接近重合。说明在小变形量下, 刚度特性随卸荷滞后增加有衰减趋势, 但在变形量较大时, 刚度参数几乎不受卸荷滞后增加的影响。

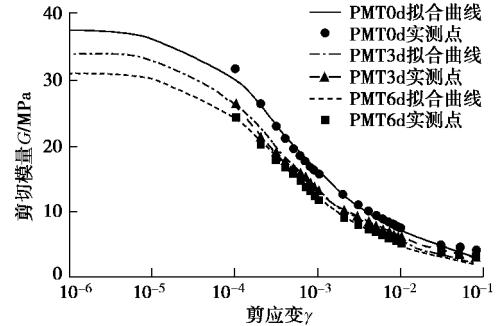


图 11 卸荷滞后对 $G-g$ 曲线的影响

Fig. 11 The unloading lag influence on $G-g$ curves

综上, 在剪应变较大的条件下, 钻探扰动和卸荷滞后对土体剪切模量影响较小。这主要是由于花岗岩残积土是一种结构性较强的土体, 当土体发生破坏进入残余变形阶段后, 其原生结构受到严重破坏, 此时的刚度性质主要受破坏程度, 即变形量的影响, 几乎

不受钻探扰动和卸荷滞时的影响。

4 结 论

(1) 通过对 SBPT 与 PMT 测试结果进行分析, 发现花岗岩残积土的原位强度指标、承载力特征值和刚度衰减特征受钻孔扰动的弱化影响十分明显。

(2) 通过对成孔后静置 0, 3, 6 d 的土层平行开展 PMT 试验, 发现花岗岩残积土原位强度指标、承载力特征值和刚度衰减特征的弱化程度随卸荷滞后时间增长而逐渐加剧。

(3) 扰动系数的提出为评价钻探扰动和卸荷滞时效应的影响程度提供了定量表征方法, 通过比较不同试验条件下强度、承载力和刚度参数的扰动系数, 发现花岗岩残积土的刚度特性更容易受到钻探扰动和卸荷效应的影响。

(4) 基于土体刚度特征的非线性分析方法, 得到了不同测试条件下花岗岩残积土原位 $G - g$ 衰减曲线, 用 Stokoe 提出的模型描述 $G - g$ 衰减曲线有较好的拟合效果。钻探扰动和卸荷滞时效应在 $g = 0.0001 \sim 0.01$ 条件下对剪切模量影响较显著; 而在土体剪应变 $g > 0.01$ 条件下, 剪切模量的衰减程度主要受土体结构性破坏程度的影响, 钻探扰动和卸荷滞时效应对土体刚度特性影响较小。

参考文献:

- [1] 吴能森. 结构性花岗岩残积土的特性及工程问题研究[D]. 南京: 南京工业大学, 2005. (WU Neng-sen. A Study on Characteristics and Some Engineering Problems of Granite Residual Soil with Structural[D]. Nanjing: Nanjing Tech University, 2005. (in Chinese))
- [2] QIAN Z, RAHARDJO H, SATYANAGA A. Variability in unsaturated hydraulic properties of residual soil in Singapore[J]. Engineering Geology, 2016, **209**: 21 - 29.
- [3] 杨光华. 广东深基坑支护工程的发展及新挑战[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(1): 2276 - 2284. (YAN Guang-hua. Development and new challenges of deep excavation supporting engineering in Guangdong province[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(1): 2276 - 2284.)
- [4] 竺维彬, 鞠世健, 张 弥, 等. 广州地铁二号线盾构穿越珠江的工程难题及对策[J]. 土木工程学报, 2004, **37**(1): 56 - 60. (ZHU Wei-bin, JU Shi-jian, ZHANG Mi, et al. On the engineering poser and countermeasures of driving and crossing the pearl river with two used TBMs in Guangzhou metro line of No.2[J]. China Civil Engineering Journal, 2004, **37**(1): 56 - 60. (in Chinese))
- [5] 许旭堂, 简文彬, 吴能森, 等. 降雨诱发残积土坡失稳的模型试验[J]. 中国公路学报, 2018, **31**(2): 270 - 279. (XU Xu-tang, JIAN Wen-bin, WU Neng-sen, et al. Model test of rainfall-induced residual soil slope failure[J]. China Journal of Highway and Transport, 2018, **31**(2): 270 - 279. (in Chinese))
- [6] 高建国. 花岗岩风化土中地铁基坑施工风险和对策[J]. 铁道勘察, 2010, **36**(3): 117 - 121. (GAO Jian-guo. Risks in construction of foundation pits for subway in weathering soil of granite as well as its countermeasures[J]. Railway Investigation and Surveying, 2010, **36**(3): 117 - 121. (in Chinese))
- [7] 邱路阳, 刘毓斌, 李大勇. 高填方残积土路堤降雨滑塌机理与治理对策[J]. 岩土力学, 2007, **28**(10): 2161 - 2166. (QIU Lu-ying, LIU Yu-chuan, LI Da-yong. A case study of failure mechanism of residual soil filled embankment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(10): 2161 - 2166. (in Chinese))
- [8] 郑敏洲, 简文彬, 吴茂明. 花岗岩残积土边坡稳定性可靠度分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **34**(增刊 2): 5337 - 5340. (ZHENG Min-zhou, JIAN Wen-bin, WU Mao-ming. Reliability analysis of stability of granite residual soil slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **34**(S2): 5337 - 5340. (in Chinese))
- [9] 庞小朝, 黄俊杰, 苏 栋, 等. 深圳地区原状花岗岩残积土硬化土模型参数的试验研究[J]. 岩土力学, 2018, **39**(11): 4079 - 4085. (PANG Xiao-chao, HUANG Jun-jie, SU Dong, et al. Experimental study on parameters of the hardening soil model for undisturbed granite residual soil in Shenzhen[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(11): 4079 - 4085. (in Chinese))
- [10] NG C W W, CHIU A C F. Laboratory study of loose saturated and unsaturated decomposed granitic soil[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2003, **129**(6): 550 - 559.
- [11] ZHANG Wen-gang, WANG Wei, ZHOU Dong, et al. Influence of groundwater drawdown on excavation responses: a case history in Bukit Timah granitic residual soils[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2018, **10**(5): 856 - 864.
- [12] 方祥位, 陈正汉, 申春妮, 等. 残积土特殊应力路径的三轴试验研究[J]. 岩土力学, 2005, **26**(6): 932 - 936. (FANG Xiang-wei, CHEN Zheng-han, SHEN Chun-ni, et al. Test study on residual soil under special stress paths[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(6): 932 - 936. (in Chinese))
- [13] 孙 静, 袁晓铭, 陶夏新. 室内和现场测试最大动剪切模量差别的试验研究[J]. 土木工程学报, 2012, **45**(增刊 1): 258 - 262. (SUN Jing, YUAN Xiao-ming, TAO Xia-xin. Comparative study on laboratory and field test of maximum dynamic shear modulus[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, **45**(增刊 1): 258 - 262. (in Chinese))

- 2012, **45**(S1): 258 – 262. (in Chinese))
- [14] 张先伟, 李仁耿, 郑永民, 等. 顺德强风化岩层预应力管桩桩端土软化的现场试验研究[J]. 中国科学: 技术科学, 2016, **46**(9): 975 – 986. (ZHANG Xian-wei, LI Ren-geng, ZHENG Yong-min, et al. Field experimental study on prestressed concrete tube-pile bearing stratum softening in strong weathered rock formation of Shunde area[J]. *Scientia Sinica Technological*, 2016, **46**(9): 975 – 986. (in Chinese))
- [15] 胡 琦, 许四法, 陈仁朋, 等. 深基坑开挖土体扰动及其对邻近地铁隧道的影响分析[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 2): 537 – 541. (HU Qi, XU Si-fa, CHEN Ren-peng, et al. Influence of soil disturbance on metro tunnel in soft clay due to excavation of deep foundation pit[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2013, **35**(S2): 537 – 541. (in Chinese))
- [16] 杨 科, 贾 坚. 上海软土基坑变形土体扰动机理及室内试验研究[J]. 地下空间与工程学报, 2013, **9**(6): 1266 – 1270, 1282. (YANG Ke, JIA Jian. Experimental and theoretical research on deformation mechanism of disturbed soil outside excavation pit in Shanghai clay[J]. *Chinese Journal of Underground Space and Engineering*, 2013, **9**(6): 1266 – 1270, 1282. (in Chinese))
- [17] 郭林坪, 孔令伟, 徐 超, 等. 厦门花岗岩残积土物理力学指标关联性定量表征初探[J]. 岩土力学, 2018, **39**(增刊 1): 175 – 180. (GUO Lin-ping, KONG Ling-wei, XU Chao, et al. Preliminary study of quantitative relationships between physical and mechanical indices of granite residual soil in Xiamen[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2018, **39**(S1): 175 – 180. (in Chinese))
- [18] FONSECA A V, SILVA S R, CRUZ N. Geotechnical characterization by in situ and lab tests to the back analysis of a supported excavation in Metro do Porto[J]. *Geotechnical and Geological Engineering*, 2010, **28**(3): 251 – 264.
- [19] 石祥锋, 汪 稔, 张家铭, 等. 旁压试验在岩土工程中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(增刊 1): 4442 – 4445. (SHI Xiang-feng, WANG Ren, ZHANG Jia-ming, et al. Application of pressuremeter tests in geotechnical engineering[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2004, **23**(S1): 4442 – 4445. (in Chinese))
- [20] SA'DON N M, MICHAEL J P, KARIM A R A. Dynamic soil stiffness between WAK, SASW and SCPT tests[M]// InCIEC. Singapore: Springer, 2014: 461 – 475.
- [21] JARDINE R J, POTTS D M, FOURIE A B, et al. Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction[J]. *Géotechnique*, 1986, **36**(3): 377 – 396.
- [22] CAO L F, THE C I, CHANG M F. Undrained cavity expansion in modified cam clay: I theoretical analysis[J]. *Géotechnique*, 2001, **51**(4): 323 – 334.
- [23] MUIR WOOD D. Strain-dependent moduli and pressuremeter tests[J]. *Géotechnique*, 1990, **40**(3): 509 – 512.
- [24] GIBSON R E, ANDERSON W F. In-situ measurement of soil properties with the pressuremeter[J]. *Journal of Near Infrared Spectroscopy*, 2007, **18**(4): 4 – 7.
- [25] PALMER A C. Undrained plane strain expansion of a cylindrical cavity in clay: a simply interpretation of the pressuremeter test[J]. *Géotechnique*, 1972, **22**(3): 451 – 457.
- [26] 汪明元, 单治钢, 王汉武, 等. 一种基于旁压试验确定海洋洋地层力学参数的方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(增刊 2): 4302 – 4309. (WANG Ming-yuan, SHAN Zhi-gang, WANG Han-wu. A method for determining the mechanical parameters of marine layers using pressuremeter test[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2016, **35**(S2): 4302 – 4309. (in Chinese))
- [27] ALZUBAIDI R M. Different results in pressuremeter theories[J]. *Geotechnical and Geological Engineering*, 2014, **32**(4): 965 – 972.
- [28] RANDOLPH M F, FAHEY M. Effect of disturbance on parameters derived from self-boring pressuremeter tests in sand[J]. *Géotechnique*, 1984, **34**(1): 81 – 97.
- [29] BOLTON M D, WHITTLE R W. A non-linear elastic/perfectly plastic analysis for plane strain undrained expansion tests[J]. *Géotechnique*, 1999, **49**(1): 133 – 141.
- [30] 安 然, 孔令伟, 黎澄生, 等. 确定残积土原位 $G\gamma$ 衰减曲线的建议方法与适宜性分析[J]. 岩土力学, 2018, **39**(12): 4429 – 4436. (AN Ran, KONG Ling-wei, LI Cheng-sheng, et al. A proposed method to determine in-situ shear modulus and shear strain decay curves of granite residual soil and its suitability analysis[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2018, **39**(12): 4429 – 4436. (in Chinese))
- [31] 孔令伟, 蔡 濛, 郭爱国. 湛江黏土动剪切模量的结构损伤效应与定量表征[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(12): 2149 – 2157. (KONG Ling-wei, ZHANG Meng, GUO Ai-guo. Structural damage effect on dynamic shear modulus of Zhanjiang clay and quantitative characterization[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, **39**(12): 2149 – 2157. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202001013

盾构穿越既有桥梁桩基磨桩技术的研究

王 哲¹, 吴淑伟¹, 姚王晶¹, 张凯伟², 李 强³, 许四法^{*1}

(1. 浙江工业大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310014; 2. 绿城房地产建设管理集团有限公司, 浙江 杭州 310000;
3. 中铁十九局集团轨道交通工程有限公司, 北京 100176)

摘要: 基于杭州地铁2号线建国路站—中河路站区间盾构穿越凤起桥6根大直径桥桩工程需要, 根据软土地区及大直径桩基特点进行刀具选型, 结合Advant Edge FEM有限元软件对贝壳刀的角度进行设计, 并对刀具布置方式进行研究。研究结果表明: 双面刃、零后角、负前角组成的贝壳刀, 结合先行刀与刮刀, 采用同心圆三段高差立体刀具布置切削桩基效果最佳。将结果应用到盾构刀盘改进, 配合盾构推进过程中的施工控制, 对桥面进行沉降监测。监测结果表明: 盾构磨桩过河区间中桥面平均累计沉降仅-3.09 mm, 未对凤起桥及河流产生明显影响, 切削钢筋效果较好且只有极少部分钢筋缠绕在刀具上。此项技术成功应用于杭州地铁2号线凤起桥磨桩工程, 可为今后类似磨桩工程提供借鉴。

关键词: 盾构隧道; 切削桩基; 刀具布置; 施工控制; 监测

中图分类号: TU470 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0117-09

作者简介: 王 哲(1978—), 男, 山东济宁人, 教授, 博士, 主要从事岩土工程等的研究与教学工作。E-mail: wangzsd@zjut.edu.cn。

Grinding pile technology of shield tunnels crosssing pile foundation of existing bridges

WANG Zhe¹, WU Shu-wei¹, YAO Wang-jing¹, ZHANG Kai-wei², LI Qiang³, XU Si-fa¹

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University of Technology, Hangzhou 310014, China; 2. Greentown Real Estate Construction & Management Group Co., Ltd., Hangzhou 310000, China; 3. China Railway 19th Bureau Group Co., Ltd., Beijing 100176, China)

Abstract: Based on the construction requirements of the shield tunnel crossing 6 large-diameter bridge piles of Fengqi bridge in the section of Jianguo Road Station-Zhonghe Road Station of Hangzhou Metro Line 2, the cutter type is selected according to the characteristics of soft soils and large-diameter piles. The angle of shell cutter is designed by the Advant Edge FEM finite element software, and the arrangement of the cutter layout is studied. The results show that for the shell cutter composed of double edges, zero back angle and negative front angle and combined with advance cutter and scraper, the layout of the concentric circle with three-section height difference and three-dimensional cutter is the most effective in cutting piles. Then the results are applied to the improvement of shield cutter head. The settlement of bridge deck is monitored during the shield driving process. The monitoring results show that the cumulative settlement of bridge deck in the cross-river section during shield grinding piles is only -3.09 mm, which has no obvious influence on the Fengqi bridge and river. The cutting steel bar is effective except that the cutter is worn on a few parts. This technology has been successfully applied to the grinding piles of Fengqi bridge of Hangzhou Metro Line 2, which may provide insights for the similar grinding pile projects.

Key words: shield tunnel; cutting pile foundation; cutter layout; construction control; monitoring

0 引言

随着城市化进程的发展, 地铁网逐渐加密^[1]。在城市中心修建盾构隧道过程中, 经常遇到无法避让桩基的情况^[2-4], 穿越既有结构物桩基的情况越来越多。传统的方法是将上部构筑物拆除, 进行原地拔桩。这种方式虽然相对安全成熟, 但是存在着对周围环境影响大、成本高、工期长、严重影响城市交通等不足。

常规盾构机基本不具备切削桩基的能力, 若能对盾构机改进加强直接破除并穿越桩基, 将可为盾构隧道线路规划提供更多的可选性与灵活性, 也可避免给繁忙的城市交通带来不利影响。

基金项目: 国家自然科学基金项目(51778585)

收稿日期: 2019-03-04

*通信作者(E-mail: xusifa@zjut.edu.cn)

盾构直接切削处理障碍桩的优势明显、经济社会效益显著,但磨桩技术无论是理论研究还是技术实践都远未成熟^[5]。Wang等^[6]提出盾构穿越桥梁的磨桩技术中,涉及到筏板基础的扩展加固和复合地基的改善,但是并没有对磨桩刀盘布置展开具体研究;滕丽^[7]采用400 mm盾构模拟平台,研究指出刀盘上应适量增配先行刀和贝壳刀,推进速度应小于10 mm/min,改造后的刀盘可切削C20素混凝土、加削解剂的C30玻璃纤维混凝土,但仍无法切削Φ20 mm钢筋混凝土。常规的盾构刀具并不适合磨桩,磨桩对刀具要求很高,不但要能够有效切削钢筋混凝土,而且也要有足够强度的抗磨损能力;刘浩^[8]采用具有较高强度和刚度的滚刀,在磨桩过程中未切削钢筋之前就将钢筋挤压变形,无法直接切断钢筋,导致钢筋缠绕在滚刀上,将滚刀转轴堵死,无法发挥其切削钢筋的能力。在磨桩施工案例上,未见有国外的磨桩施工相关报道,国内也只有切削小直径桩基的个别施工案例^[9-10],其中广州地铁三号线泥水平衡盾构采用滚刀切削19根500~800 mm灌注桩,上海地铁七号线土压平衡盾构增配65把先行刀后切削10根350 mm×350 mm立柱桩。并且由于螺旋机叶片和套筒内部存在间隙,切桩产生的钢筋,能否从螺旋输送机顺畅排除,也是巨大的挑战和疑惑。以上的种种挑战和困难,都严重制约着磨桩技术的应用。

本文基于杭州地铁2号线凤起桥盾构穿越6根Φ1000 mm桥桩工程的需要,拟开展以下工作:磨桩刀盘刀具设计与布置、盾构机系统的改造、推进过程中的施工控制,结合沉降监测结果说明本磨桩技术的合理性,可供今后类似磨桩工程借鉴。

1 工程概况

1.1 凤起桥概况

杭州轨道交通2号线全长43.3 km,均为地下线,共设33座车站,连接余杭、拱墅、西湖、下城、江干、萧山6个区,南段预留临浦轨道,北段预留安吉城际轨道。根据轨道交通2号线的线路规划,建国北路站—中河北路站区间隧道将从凤起路上的凤起桥桩基间穿越。凤起桥位于建国北路与凤起路交叉口西侧100 m左右,距离建国北路站西端头井为60 m。该桥为单跨简支梁结构,两个桥墩,桥面宽20.54~23.62 m。上部结构采用20 m后张法预应力混凝土空心板,梁高为95 cm,下部结构为轻型桥台,Φ1000 mm钻孔灌注桩基础。由于凤起桥位于市中心,周边环境复杂,交通流量大,拆桥重建存在巨大困难,因此对原有桥梁进

行改造加固,桥面加宽至36.4 m,成为盾构隧道施工要求的最佳选择。

盾构穿越凤起桥,覆土6.1 m,需要磨削2排Φ1000 mm的钻孔灌注桩,桩基混凝土标号为C25,Φ22主筋;混凝土按C25考虑。上行线(列车从起点驶向终点的轨迹线)磨Φ1000 mm桩2根;下行线(列车从终点驶向起点的轨迹线)磨Φ1000 mm桩4根。所磨桩位基本与隧道线垂直,现状桥与待建地铁关系见图1。

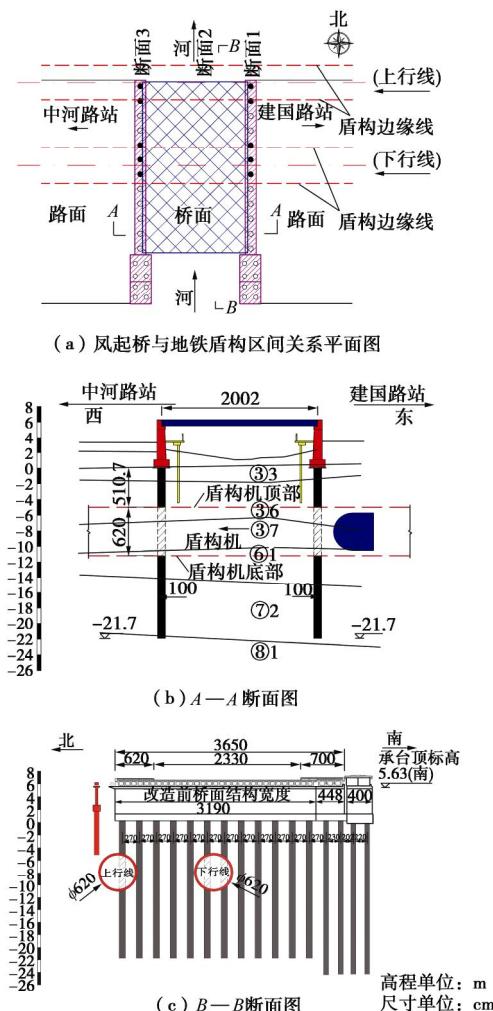


图1 隧道穿越桥梁桩基不同角度投影

Fig. 1 Various views of tunnel crossing bridge foundation

1.2 工程地质条件

工程区第四系地层厚度为50 m左右,场地浅表层分布有厚度2.8~5.7 m不等的填土,其下属钱塘江冲海积厚度8.0~15.1 m的粉土和砂层。区间盾构穿越凤起桥隧道断面地层主要有③₆粉砂夹砂质粉土、③₇砂质粉土和⑥₁淤泥质粉质黏土。同时隧道覆土较浅,约为6.1 m。覆土主要由③₆粉砂夹砂质粉土、③₃砂质粉土夹粉砂、③₇砂质粉土以及少量淤填土。场地地基土层分布及特征如表1所示。

表1 土层的主要物理力学参数

序号	土层名称	重度 $\gamma/(kN\cdot m^{-3})$	压缩模量 E_s/MPa	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\phi/(^\circ)$
② ₂	砂质粉土	18.9	7.5	4.0	25.5
③ ₃	砂质粉土 夹粉砂	19.1	10.0	3.0	29.0
③ ₆	粉砂夹砂 质粉土	19.1	11.0	1.0	30.0
③ ₇	砂质粉土	19.4	7.0	6.0	18.0
④ ₂	淤泥质粉 质黏土	18.4	2.8	13.0	10.0
④ ₃	黏质粉土	18.2	4.0	6.0	18.0
⑥ ₁	淤泥质粉 质黏土	17.7	2.5	14.0	10.5

1.3 凤起桥改建加固

为尽量减小对既有桥梁的影响, 决定保留原桥桥台, 新建U型基础与老桥桥台共同受力。同时为满足承载力及沉降要求, 采用高压旋喷桩对桥下土体进行加固。高压旋喷桩采用直径80 cm, 桩长15.5 m双重管旋喷桩, 旋喷桩主要由两类加固区高压旋喷桩布置, 四角中心间距80 cm布置; 第二类是弱加固区高压旋喷桩加固布置, 分别由120 cm×120 cm等边三角形布置和160 cm×160 cm等边三角形布置。强加固区主要布置在桥台两侧, 弱加固区120 cm×120 cm主要布置在隧道通过的范围内, 弱加固区160 cm×160 cm主要布置在隧道通过的范围外, 如图2所示。盾构磨桩前需对凤起桥基础的托换加固, 以筏型基础代替原桩基础来承受上部带来的荷载, 主要托换盾构穿越范围的桥梁基础, 托换宽度为23.6 m。新建筏基长20 m, 宽23.6 m, 厚1 m, 如图3所示

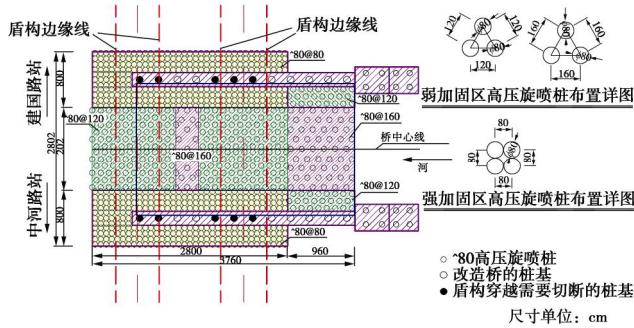


图2 高压旋喷桩详图

Fig. 2 Details of high-pressure jet grouting pile

2 磨桩刀具设计与布置

根据软土地区及大直径桩基特点进行刀具选型分析, 结合Advant Edge FEM有限元软件模拟对贝壳刀的角度进行设计, 并且对刀具布置方式进行研究, 保

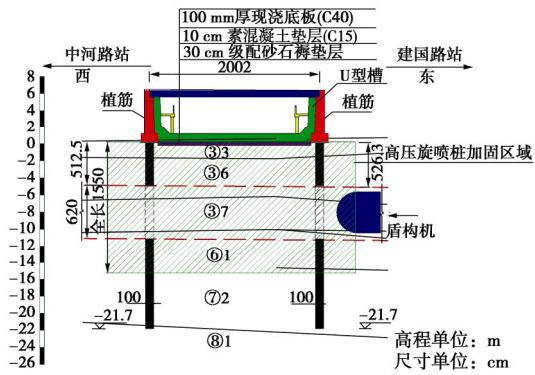


图3 桥梁桩基加固A—A立面图

Fig. 3 Plan view of reinforcement of A—A section of bridge foundation

证其耐磨损性以及能够有效的切削钢筋混凝土桩基, 避免在切削过程中刀具磨损严重而影响工程质量。

2.1 刀具选型与磨桩的适应性分析

根据已有的磨桩施工案例, 在贝壳刀或滚刀并配以刮刀的方式进行对比布置。一方面在磨桩之前, 盾构要在软土地层中掘进, 滚刀转轴容易堵死, 难以旋转, 从而失去滚刀的功能。另一方面由于滚刀刚度较大, 在没有切削钢筋之前就将钢筋挤压变形, 无法直接切断钢筋, 导致钢筋缠绕在滚刀上, 而无法发挥其切削钢筋的能力^[11]。采用贝壳刀作为先行刀与刮刀高低配置, 则可以较大刚度和较粗壮的贝壳刀切削钢筋混凝土桩, 且贝壳刀作为先行刀高度高于刮刀, 对刮刀有一定的保护作用^[8]。贝壳先行刀在刮刀切之前先破除桩的表层混凝土并切削钢筋, 为刮刀创造良好的切削条件。贝壳刀及相应的刀具配置如图4所示。

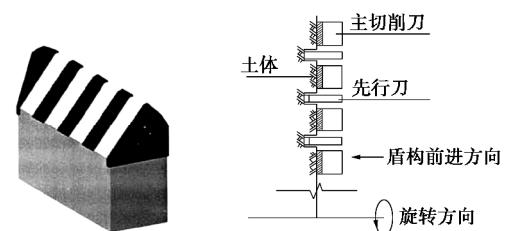
图4 贝壳刀以及相应的刀具配置^[8]

Fig. 4 Shell cutter and its tool configuration^[8]

参照刀刃的掘削方向, 图5中, 若后角 $b > 0$, 在掘进方向上, 承受刀盘推力和切削桩身的仅为刀尖部分, 此种情况下刀具磨损速度将会极快; 若前角 $a > 0$, 则楔角 $g < 90^\circ$ 为锐角, 一方面刀尖切削过程中碰到钢筋和混凝土粗骨料时, 易产生应力集中而发生断裂, 另一方面参考金属切削加工领域成果^[12], 正前角刀具切削金属时, 前刀面附近存在拉应力场, 故较易产生刀刃合金崩损。因此切削钢筋混凝土桩基, 刀刃选用负前角和零后角为宜。

贝壳刀的刀刃形状有单面刃或双面刃两种可供选择,如图6所示,两种刀刃的不同点在于:双面刃的刀头较钝,故耐磨损性和抗崩裂性优于单面刃;反过来,单面刃由于其较为锋利,其切断钢筋所需的切削面积 A_{S2} 小于双面刃对应的切削面积 A_{S1} ,切筋效率更高。鉴于刀刃的耐磨损性和抗崩裂性能直接关系到工程安全,因此选用双面刃的贝壳刀^[13]。

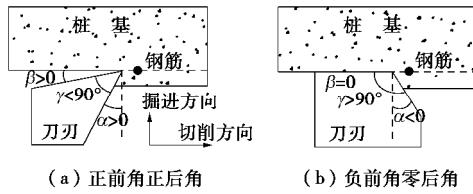


图5 贝壳刀刀刃不同前后角磨桩示意图

Fig. 5 Schematic diagram of grinding piles with different front and rear angles of shell knife edges

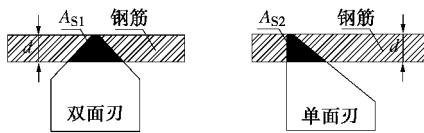


图6 两种刀刃对钢筋的切削效果

Fig. 6 Cutting effects of two kinds of blades on steel bar

2.2 贝壳刀的刀刃角度设计

根据2.1节的分析,盾构切削钢筋混凝土桩基应采用负前角、零后角的刀刃。在金属切削加工领域,为利于连续切除并方便排屑,刀刃基本上采用正前角形式,故该领域成果较难对盾构刀刃切筋提供直接借鉴;另一方面,钢筋截面为圆形,不同于矩形工件,被切削时也有其特殊的受力和变形特征。为研究负前角刀刃对钢筋的切削效果和机理,本文建立切削钢筋模型,采用二维模型进行分析。

材料模型及参数:刀刃材料为碳化钨硬质合金,采用刚体进行模拟;钢筋采用Johnson-Cook模型,以剪切失效准则作为切削分离准则,钢筋材料参数取值参照与之基本近似的45号钢^[14];模型中输入的刀刃与钢筋的参数如表2,3所示。

表2 刀刃和钢筋的物理力学参数

Table 2 Physical and mechanical parameters of blade and reinforcement

项目	弹性模量 E/GPa	泊松比 μ	密度 ρ $(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	剪切模量 G/GPa
刀刃	650	0.23	15.7	264
钢筋	200	0.25	7.85	80

实际工程中桩基主筋直径一般 $\Phi 16\sim 22\text{ mm}$,故选择 $\Phi 22\text{ mm}$ 钢筋作为研究对象,刀具角度选用前角

10° 零后角、前角 -30° 零后角、前角 -45° 后角 10° ,切削深度取3 mm,通过AdvantEdge FEM有限元软件模拟,得到切削钢筋模型典型时刻的应力云图,刀具刀刃部分温度对比图以及切削力对比图,如图7~11所示。

表3 钢筋 Johnson-Cook 本构模型及失效参数

Table 3 Johnson-Cook constitutive model and failure parameters

of rebars							
本构模型参数				失效参数			
A/MPa	B/MPa	n	C	m	d_1	d_2	d_3
507	320	0.28	0.064	1.06	0.1	0.76	1.57
							-0.84

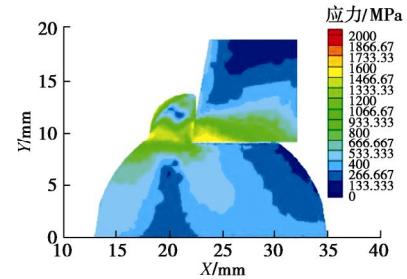


图7 前角 10° 零后角刀刃切削钢筋应力云图

Fig. 7 Stress nephogram of blade cutting steel with front angle of 10° and zero back angle

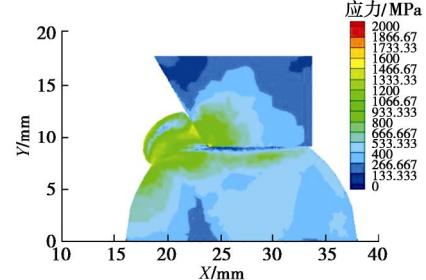


图8 前角 -30° 零后角刀刃切削钢筋应力云图

Fig. 8 Stress nephogram of blade cutting steel with front angle of -30° and zero back angle

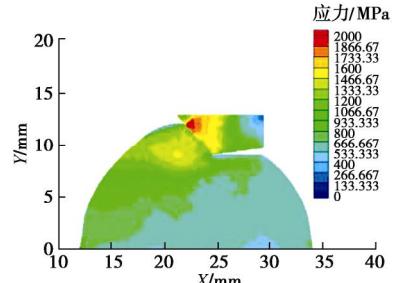


图9 前角 -45° 后角 10° 刀刃切削钢筋应力云图

Fig. 9 Stress nephogram of blade cutting steel with front angle of -45° and 10° back angle

如图7~9所示,可得出以下结论:①变化范围,前角 10° 零后角刀刃应力变化范围750~1700 MPa;

前角-30° 零后角刀刃应力变化范围450~1500 MPa; 前角-45° 后角10° 刀刃应力变化范围700~1750 MPa。②变化规律, 前角10° 零后角和前角-45° 后角10° 刀刃产生应力集中, 刀刃易磨损, 不适合切削钢筋。如图10, 11所示, 刀刃切削过程中, 3种方案刀刃温度随着切削长度的增加总体呈先升高后降低的趋势, 最大温度分别为626.4°C, 525.5°C, 593.3°C, 其中前角-30° 零后角刀刃温度峰值比前角10° 零后角刀刃降低16.1%, 相比前角-45° 后角10° 刀刃降低11.4%。3种方案所需的切削力大小随着切削长度的增加总体呈先增大后减小的趋势, 最大切削力分别为16335.5, 14500.5, 16933.3 N, 其中前角-30° 零后角刀刃切削力峰值比前角10° 零后角刀刃减少11.2%, 相比前角-45° 后角10° 刀刃减少14.3%。

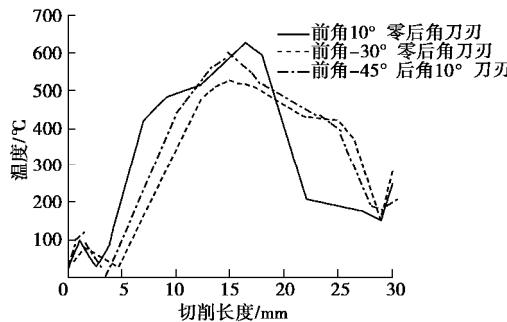


图 10 刀刃温度对比图

Fig. 10 Comparison of blade temperatures

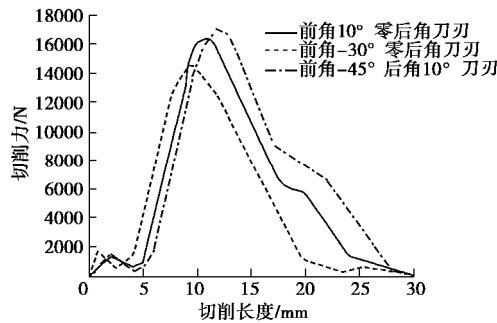


图 11 切削力对比图

Fig. 11 Comparison of cutting forces

综合比较3种情况, 选用前角-30° 零后角刀刃应力变化范围小且应力分散, 切削过程中, 产生的温度和切削力低, 对刀具损伤小, 最适合切削钢筋。

2.3 刀具布置方式

在推进力的作用下, 排列在刀盘上的贝壳刀紧压桩面, 随着刀盘的转动, 桩面被碾出一系列同心圆, 当超过桩面受力极限时, 两个同心圆之间的桩体中间裂缝贯通, 桩片被剥落, 从而达到磨桩的作用。贝壳刀的刀间距是指相邻刀刃刃口相对刀盘中心距离之差, 即在掘进时相邻刀刃形成的轨迹之间的距离。

盾构机刀盘上相邻两把贝壳刀在刀盘推力作用下切入桩体的深度为 h , 磨桩宽度为 P , 相邻两把贝壳刀之间的最合理刀间距是 S , 如图12所示。

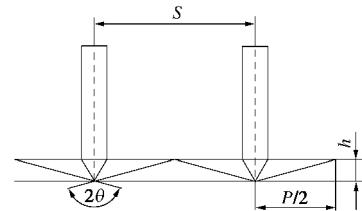


图 12 贝壳刀磨桩示意图

Fig. 12 Schematic diagram of shell knife grinding pile

当刀盘转动一周时, 单把贝壳刀的磨桩宽度为

$$P = 2h \tan q, \quad (1)$$

要使刀盘全断面磨桩, 则相邻两贝壳刀之间不应存在累积混凝土脊, 因此需满足

$$S < 2h \tan q. \quad (2)$$

由式(1)可知, 磨桩宽度与刀盘的每转掘进深度 h 和单把贝壳刀磨桩时桩面开裂的夹角 q 有关, 增加掘进深度 h 可使磨桩宽度 P 加宽, 进而减少贝壳刀数量。但是磨桩宽度越宽, 贝壳刀刃口的应力越大, 磨损增加, 同时需要加大盾构刀盘的推力。因此需要在有效磨桩的同时, 设置合理的掘进深度, 同时减小相邻两贝壳刀之间的距离, 增加相邻贝壳刀磨桩重叠量, 减小贝壳刀刃口应力, 减小磨损。根据已有的工程案例选取两贝壳刀之间的距离为 $S = 0.62P$, 在合理利用盾构刀盘有效推力的前提下, 增加贝壳刀的磨桩量, 提高掘进效率。

刀具磨损和地质条件、刀具材质以及刀具安装位置都有关系^[15]。根据刀具磨损等寿命原则^[16], 为了保证刀盘上刀具磨损量基本一致, 需要调整不同半径上磨耗系数, 保证不同刀具的寿命基本相等。当配置 n 把刀具时其磨耗系数为

$$K_n = K / n^{0.333}. \quad (3)$$

式中 n 为每圆周上切刀的数量; K 为 1 条掘削轨迹布置 1 把刀具时的磨耗系数。

关于刀盘群刀配置方式, 有阿基米德螺旋线布置法^[17]和同心圆布置法^[8]两种形式。考虑到已有的采用贝壳刀磨柱的案例中, 如切削沈阳地铁1号线启工街—保工街区间的卫工桥, 上海地铁7号线北延伸陆翔路站—潘广路站盾构区间穿越公司工业厂房桩基, 天津津滨轻轨中山门西段标盾构区间在穿越房屋施工过程等均采用同心圆布置法, 故本次设计也采用同心圆布置新型贝壳刀。同心圆布置可以通过同一切削轨迹上的几把刀具共同对所在切削轨迹的岩土体进行切削破除, 有利于降低刀具的磨损。相邻贝壳刀切削轨迹间

距的确定,应以能全覆盖面切削桩身混凝土,同时满足轴对称的布置原则,使刀盘在理论上不受倾覆力矩的作用,刀具的对称布置需要满足刀盘正反两个方向转动的要求。

3 盾构机系统的改造

3.1 盾构机刀具改进

待磨桥梁桩基最大直径为1000 mm,由于原为软土刀盘设计,不具备有效切削钢筋混凝土桩基的能力。因此需要对刀盘刀具进行改进,包括普通先行刀改为切混凝土先行刀、新型齿刀改为重型齿刀、鱼尾式的中心软土刀改为突出式中心刀。本次设计的大贝壳刀高200 mm,高出刮刀120 mm,以充分保护刮刀,采用同心圆等间距的方式布局大贝壳刀,同心圆间距为100 mm,刀盘外圈在每个轨迹上布刀数量多于刀盘内圈,共布置49把大贝壳刀。焊接型切削先行刀高度为170 mm,刀盘中心、中间部位每个轨迹上布置1把刀,外周部位每个轨迹上布置3把刀,共40把。进行三段高差立体刀盘改造,刀具分布如图13所示。

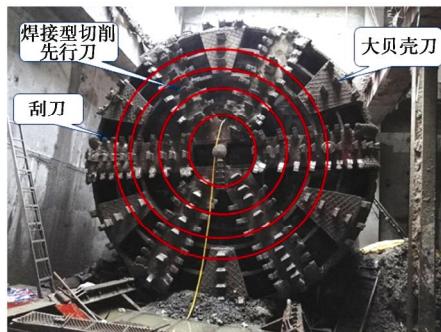


图 13 刀盘示意图

Fig. 13 Schematic diagram of cutter head

3.2 盾构螺旋机改造

通过增加螺旋机叶片、螺旋机套筒内壁的耐磨性能和厚度,减小两者之间的间隙,降低切削下来的钢筋卡在两者之间的风险。增加螺旋机前闸门功能,保证在穿越东河和磨桩过程中螺旋机的密封性能。

前三节轴及叶片表面全部堆焊耐磨层,其余轴及叶片表面堆焊致密网格耐磨层;前3~5节螺旋叶片周边镶耐磨合金块;前端节内筒壁堆耐磨焊;固定节内

筒壁前1500 mm堆耐磨焊,通过增加螺旋机叶片、螺旋机套筒内壁的耐磨性能和厚度,减小两者间隙至5 mm,降低切削下来的钢筋卡在两者之间的风险,如图14所示。



图 14 改造后的螺旋机

Fig. 14 Modified screw conveyor

4 盾构推进过程中施工控制

4.1 盾构机增加低速泵系统

增加一台小流量低速推进泵推进系统,磨桩时使用低速功能时,将原推进泵停止,只使用低速泵定速推进,保证盾构机切削桩基时能够低速、稳速推进,可避免由于盾构原自带的大流量千斤顶其单次调整流量幅度较粗,速度忽快忽慢而导致对原桥梁桩基及上部结构产生的影响,可达到刀盘切削时应让刀具每次只“啃”一点,即以“磨削”为基本切桩理念。

4.2 盾构推进参数设定

盾构在接近桩基3 m处,推进时必须放慢推进速度,推进速度由正常推进3~5 cm/min调整至1 cm/min,为了防止前面土体形成泥饼,适量向刀盘加注润滑剂,所述润滑剂为泡沫剂,可改善土体顺利出土。盾构机刀盘贴近桩基,推进速度进一步放慢,控制在1~2 mm/min,推力控制范围为13000~18000 kN,扭矩控制范围为2500~3500 kN·m,刀盘转速控制在1.2~1.5 rpm。土压稳定保持在一个高位,具体可通过“闷推”来实现:先完全关闭排土闸门,盾构机“闷推”前进,待土压升高到比设定土压高后,自动出土,控制闸门开口率不超过10%,土压降到设定土压后立即关闭闸门,继续“闷推”,如此循环。盾构机磨桩过程中姿态严格控制,采用稳坡法、缓坡法推进,确保磨桩时刀盘和桩体的全面接触;盾构磨桩通过后,采用性惰浆进行同步注浆。表4为盾构推进控制参数。

表 4 盾构推进控制参数表

Table 4 Control parameters of shield driving

盾构施工内容	土压力 /MPa	刀盘转 速/rpm	推进速度(磨 桩)/(mm·min ⁻¹)	注浆压力 /MPa	注浆量 /m ³	出土量 /m ³	推力 /MN	刀盘扭矩 /(MN·m)
施工参数控制表	0.16~0.22	1.2~1.5	1~2	0.3~0.5	2.8~3.3	37~39	13~18	2.5~3.5

5 盾构穿越凤起桥实测数据分析

5.1 测点布置

图15为桥面沉降监测点布置图, QCJ1~QCJ12为桥面沉降监测点, 三断面布置, QCJ1~QCJ4为断面1, QCJ5~QCJ8为断面2, QCJ9~QCJ12为断面3, 排间距为10 m, 每一排的测点间距也是10 m, 均匀布置。

图16为桥台沉降监测点布置, QC1~QC8为桥台沉降监测点, 二断面布置, QC1~QC4为断面1, QC5~QC8为断面2, 间距为18 m, 每一侧的测点间距为8 m, 8 m, 7 m, 后期U型结构的施工, U型结构与桥台相连接, 桥台监测点移植到U型结构上。

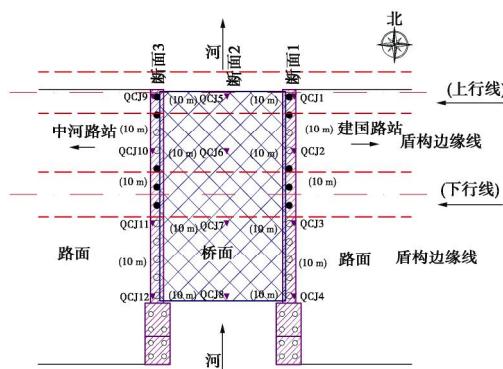


图 15 桥面沉降监测点布置

Fig. 15 Layout of monitoring points for bridge deck settlement

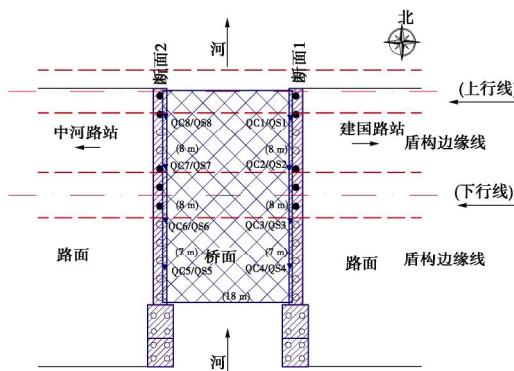


图 16 桥台沉降监测点布置

Fig. 16 Layout of monitoring points for abutment settlement

5.2 监测结果分析

图17 (a) ~ (c) 分别为盾构隧道上、下行线施工过程中桥面沉降变化图, 桥面沉降三断面监测点穿越桥梁桩基的总曲线图。盾构隧道先施工上行线后施工下行线, 磨桩过程中的环数是从第47环开始, 第78环结束。图中沉降量正值为桥面点上升, 负值为桥面点下降。

如图17所示, 可得出以下结论: ①变化范围, 上行线通过, 监测数据变化范围为-5.18~3.18 mm, 下行线通过, 监测数据变化范围-4.50~1.03 mm。②变

化规律, 上行线施工通过后, 桥面出现倾斜现象, 最大沉降差6.74 mm。下行线施工过程中虽变化范围比上行线小, 但局部点的沉降速率大于上行线。QCJ6, QCJ7为下行线中间断面左右两侧的测点, 在盾构穿越阶段, 出现较大的沉降, 而其余点变化小。盾构离开阶段, 盾尾注浆后, QCJ6和QCJ7沉降有明显的上升, 最后其余测点几乎相平。盾构推进的3个阶段数据变化有规律性。

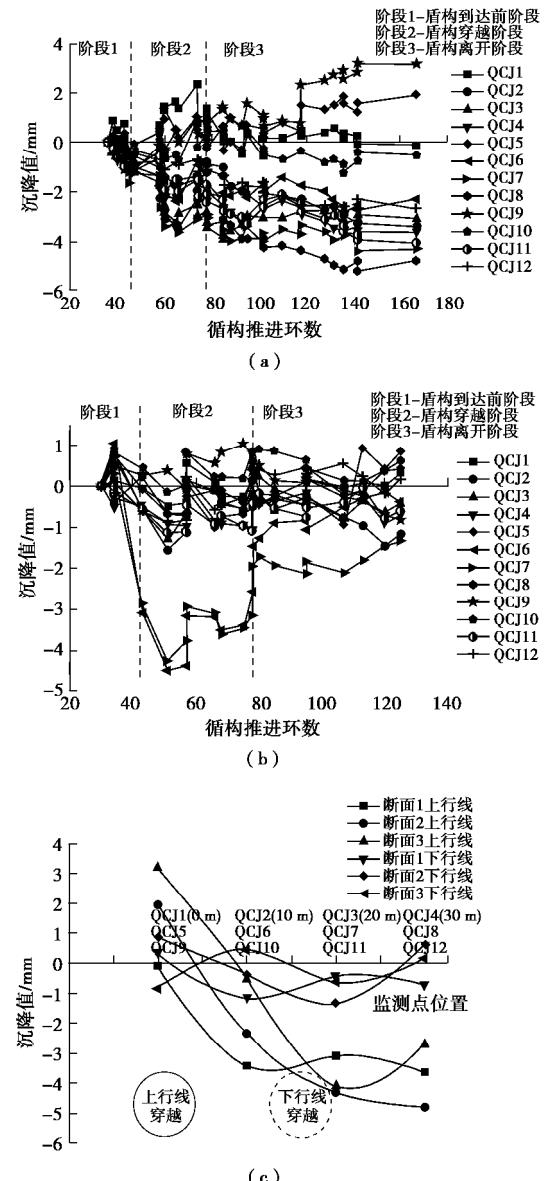


图 17 盾构推进过程中桥面沉降测量结果

Fig. 17 Settlement results of deck during shield driving

图18 (a) ~ (c) 分别为盾构隧道上、下行线施工过程中桥台沉降变化图, 桥台沉降二断面监测点穿越桥梁桩基的总曲线图。盾构隧道先施工上行线后施工下行线, 磨桩过程中的环数是第47环开始, 第78环结束。图中沉降量正值为桥台点上升, 负值为桥台点下降。

如图18所示,可得出以下结论:①变化范围:上行线通过,监测数据变化范围-4.00~4.31 mm,下行线通过,监测数据变化范围-1.68~2.93 mm。②变化规律,上行线施工通过后,桥台多数测点出现逐渐沉降现象。而下行线施工通过后,桥台多数监测点出现先隆起后稍有沉降现象。即在下行线盾构穿越阶段,所有测点上升,在盾构离开阶段略有下降,最后趋于稳定。

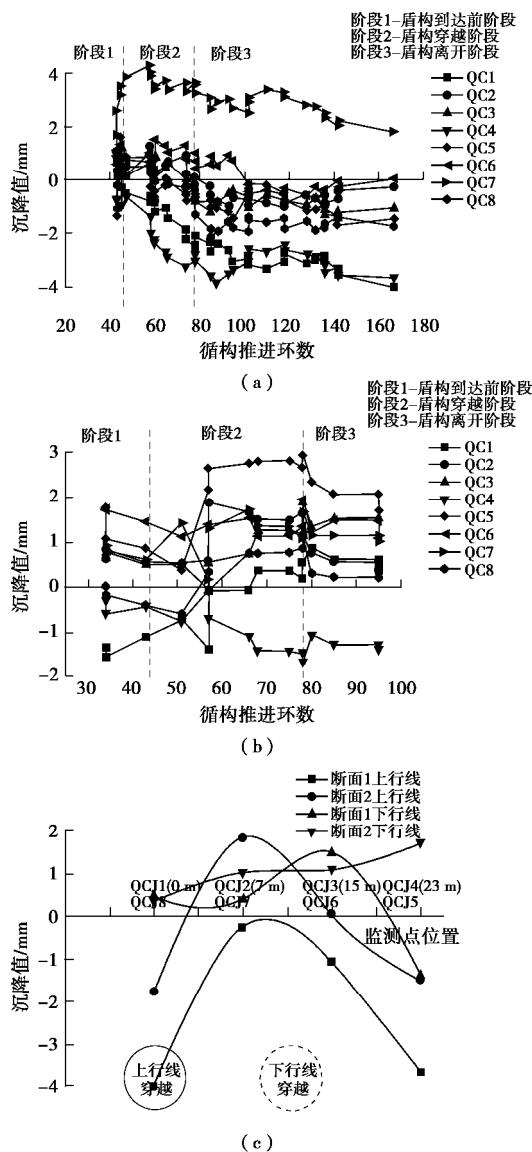


图 18 盾构结果推进过程中桥台测量结果

Fig. 18 Settlement results of abutment during shield driving

各项实测数据反映,在双线盾构隧道通过前后,桥梁整体变形较小,变形特征合理。因此对磨桩刀具设计与布置具有合理性,将结果应用到刀盘改进,并配合盾构推进过程中的施工控制,盾构磨桩过河区间中桥面平均累计沉降仅-3.09 mm,未对凤起桥及河流产生明显影响,切削钢筋效果较好且只有极少部分钢筋缠绕在刀具上,在整个磨桩过程中是稳定、有效的。

6 结 论

本文根据软土地区及大直径桩基特点进行刀具选型研究,结合 Advant Edge FEM 有限元软件模拟对贝壳刀的角度进行设计,并且对刀间距及群刀布置方式进行研究。通过沉降监测结果验证了该技术的合理性,主要得到以下 3 点结论。

(1) 选用贝壳刀切削钢筋混凝土桩,能够破除桩表层混凝土并切削钢筋,刀刃选用零后角和负前角,形状选择双面刃,能提高耐磨损性和抗崩裂性,有效切削钢筋混凝土桩基。

(2) 刀间距选用 $S = 0.62P$,结合先行刀与刮刀,采用同心圆三段高差立体刀具布置对盾构刀盘做出相应改进,配合盾构机系统改进和推进过程中施工控制,切削桩基效果最佳。

(3) 监测结果表明,盾构磨桩过河区间中桥面平均累计沉降仅-3.09 mm,未对凤起桥及河流产生明显影响,研究结果成功应用于杭州地铁 2 号线凤起桥磨桩工程,可为今后类似盾构区间的刀具选型设计和盾构施工提供借鉴。

致 谢:感谢李宏伟工程师提供有限元模拟的相关指导,李士达工程师提供施工资料,石长江工程师关于监测数据的帮助等。

参考文献:

- [1] 王梦恕. 21 世纪是隧道及地下空间大发展的年代[J]. 岩土工程界, 2000(6): 13 - 15. (WANG Meng-shu. The 21st century is an era of great development of tunnels and underground space[J]. Geotechnical Engineering, 2000(6): 13 - 15. (in Chinese))
- [2] 张志强, 何川. 深圳地铁隧道邻接桩基施工力学行为研究[J]. 岩土工程学报, 2004, 25(2): 204 - 207. (ZHANG Zhi-qiang, HE chuan. Research on mechanical behavior of adjacent pile foundation construction of Shenzhen metro tunnel[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 25(2): 204 - 207. (in Chinese))
- [3] YAO A, YANG X, DONG L. Numerical analysis of the influence of isolation piles in metro tunnel construction of adjacent buildings[J]. Procedia Earth and Planetary Science, 2012, 5: 150 - 154.
- [4] 徐前卫, 朱合华, 马险峰, 等. 地铁盾构隧道穿越桥梁下方群桩基础的托换与除桩技术研究[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(7): 1217 - 1226. (XU Qian-wei, ZHU He-hua, MA Xian-feng, et al. Research on pile support and pile removal

- technology of shield tunnel crossing under bridge[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(7): 1217 - 1226. (in Chinese))
- [5] 王 飞, 袁大军, 董朝文, 等. 盾构直接切削大直径钢筋混凝土桩基试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(12): 2566 - 2574. (WANG Fei, YUAN Da-jun, DONG Chao-wen, et al. Test study of shield cutting large-diameter reinforced concrete piles directly[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(12): 2566 - 2574. (in Chinese))
- [6] WANG Z, ZHANG K, WEI G, et al. Field measurement analysis of the influence of double shield tunnel construction on reinforced bridge[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, **81**: 252 - 264.
- [7] 藤 丽. 盾构穿越地下障碍物的试验研究[J]. 建筑机械化, 2011, **32**(10): 89 - 91. (TENG Li. Experimental studies on shield through underground obstacles[J]. Construction Mechanization, 2011, **32**(10): 89 - 91. (in Chinese))
- [8] 刘 浩. 盾构直接切削大直径桩基的刀具选型设计研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2014. (LIU Hao. Study on Tool Selection and Design for Direct Cutting of Large Diameter Pile Foundation by Shield Tunneling[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2014. (in Chinese))
- [9] 杨自华, 钟志全. 泥水盾构穿越桩基础掘进施工[J]. 建筑机械化, 2007, **28**(9): 51 - 53. (YANG Zi-hua, ZHONG Zhi-quan. Construction of driving through pile foundation with slurry shield machine[J]. Construction Mechanization, 2007, **28**(9): 51 - 53. (in Chinese))
- [10] 符 敏. 盾构穿越厂房切削钢筋混凝土桩基施工技术[J]. 建筑机械, 2010(7): 90 - 91. (FU Min. Shield-driven machine passed through foundation of factory building with construction technology of cutting reinforced concrete pile[J]. Construction Machinery, 2010(7): 90 - 91. (in Chinese))
- [11] 王 飞, 袁大军, 董朝文, 等. 盾构直接切削大直径群桩的刀具配置研究[J]. 土木工程学报, 2013, **46**(12): 127 - 135. (WANG Fei, YUAN Da-jun, DONG Chao-wen, et al. Study on cutter configuration for directly shield cutting of large-diameter piles[J]. China Civil Engineering Journal, 2013, **46**(12): 127 - 135. (in Chinese))
- [12] 丁 郭. 钢轨铣—磨修复的实验模拟测试及切削性能研究 [D]. 广州: 华南理工大学, 2018. (DING Guo. Experimental Simulation Test and Cutting Performance Research of Rail Milling-grinding Repair[D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2018. (in Chinese))
- [13] 王 飞. 盾构直接掘削大直径钢筋混凝土群桩研究[D]. 北京交通大学, 2014. (WANG Fei. Study on Shield Cutting of Large Diameter Reinforced Concrete Piles Directly[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2014. (in Chinese))
- [14] 陈 刚, 陈忠富, 陶俊林, 等. 45 钢动态塑性本构参数与验证[J]. 爆炸与冲击, 2005, **25**(5): 451 - 456. (CHENG Gang, CHENG Zhong-fu, TAO Jun-lin, et al. Dynamic plastic constitutive parameters and verification of 45 steel[J]. Explosion and Shock Waves, 20050, **25**(5): 451 - 456. (in Chinese))
- [15] 吴 俊, 袁大军, 李兴高, 等. 盾构刀具磨损机理及预测分析[J]. 中国公路学报, 2017, **30**(8): 109 - 116. (WU Jun, YUAN Da-jun, LI Xing-gao, et al. Analysis on wear mechanism and prediction of shield cutter[J]. China Journal of Highway and Transport, 2017, **30**(8): 109 - 116. (in Chinese))
- [16] AMOUN S, SHARIFZADEH M, SHAHRIAR K, et al. Evaluation of tool wear in EPB tunneling of Tehran Metro, Line 7 Expansion[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2017, **61**: 233 - 246.
- [17] 刘文华. 复合地层 EPB 盾构刀盘布刀规律研究[D]. 长沙: 中南大学, 2012. (LIU Wen-hua. Cutter Arrangement of EPB Shield Cutterhead in Composite Strata[D]. Changsha: Central South University, 2012. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202001014

行波效应下黏弹性地基梁动力响应解析解

冯 浩, 杨喻声, 禹海涛*

(同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘要: 弹性地基梁动力问题通常采用解析法和数值法进行分析, 当可以应用解析法计算时效率更高。采用 Laplace 和 Fourier 变换, 推导得出了黏弹性地基上受恒定轴向压力和横向行波作用下的无限长 Euler-Bernoulli 梁的解析解。经与数值模拟结果对比, 验证了解答的正确性; 并以长隧道为应用实例, 分析对比了行波频率、波速、轴力和地基刚度对长隧道动力响应的影响, 并得出了隧道内力响应受行波频率影响, 频率越低, 隧道内力响应越大, 以及隧道内力响应受行波波速影响, 当行波波速接近临界波速时, 隧道内力响应明显增大等结论。

关键词: 行波效应; 弹性地基梁; 动力问题; 解析解

中图分类号: TU435 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0126-07

作者简介: 冯 浩(1978—), 男, 博士研究生, 主要从事地下隧道结构及结构抗震等方面的科研工作。E-mail: 67735635@qq.com.

Dynamic response of viscoelastic foundation beams under traveling wave effect

FENG Hao, YANG Yu-sheng, YU Hai-tao

(Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The dynamic problem of elastic foundation beams is usually analyzed by using the analytical and numerical methods, but the numerical method has a large amount of calculation, and the analytical method is usually more efficient. The analytic solution of infinite length Euler-Bernoulli beam on viscoelastic foundation subjected to constant axial pressure and transverse traveling wave is obtained by the Laplace and Fourier transforms. Compared with the numerical simulation results, the correctness of the solution is verified. Taking a long tunnel as an example, the influences of wave frequency, wave velocity and axial force and foundation stiffness on the dynamic response of the long tunnel are analyzed, and its internal force response affected by the wave frequency is obtained. The lower the frequency, the greater the internal force response of the tunnel. The internal force response is affected by the travelling wave velocity. When the travelling wave velocity is close to the critical velocity, the internal force response of the tunnel significantly increases.

Key words: travelling wave effect; elastic foundation beam; dynamic problems; analytical solution

0 引言

在隧道工程、交通工程等领域中, 许多土-结构相互作用问题都可以归纳为经典的弹性地基梁问题, 长隧道纵向抗震研究也属弹性地基梁动力问题^[1]。弹性地基梁动力问题分析方法主要包括解析法和数值法, 相比于数值分析法, 适用的解析法效率更高。文献[2]最早研究了 Winkler 地基上无限长 Bernoulli-Euler 梁在移动集中荷载作用下的响应, 文献[3, 4]将 Kenney 的解推广到其他的移动荷载。文献[5]得到了有阻尼的 Winkler 地基梁在移动集中荷载下的稳态响应。文献[6~7]将移动荷载表示为谐线荷载, 利用关于时间和空间的双 Fourier 变换推导了黏弹性地基上无限长梁解析解。文献[8]采用同一方法求得具有与频率线性无

关的滞回阻尼的黏弹性地基上无限长梁在移动谐线荷载下的动力位移响应。文献[9]推导了用剪切相互作用弹性模拟黏弹性地基上无限长梁在移动集中荷载下稳态响应解析解。文献[10, 11]利用 Fourier 变换和 Laplace 变换, 推导了任意荷载作用下黏弹性地基和 Pasternak 地基上无限长梁动力响应解析解。

行波效应对隧道动力响应有显著影响^[12]。本文采

基金项目: 国家自然科学基金项目(41922059, 51678438); 国家重点研发计划项目(2018YFC1504305, 2018YFC0809602, 2017YFC1500703); 上海市青年科技启明星计划项目(17QC1400500); 上海市科学技术委员会项目(17DZ1203402, 18DZ1205103, 17DZ1203804)

收稿日期: 2019-03-11

*通信作者 (E-mail: yuhaitao@tongji.edu.cn)

用 Laplace 和 Fourier 变换, 推导黏弹性地基上受恒定轴向压力和横向行波作用下的无限长 Euler-Bernoulli 梁解析解, 与数值模拟结果对比验证了本文解答的正确性。以长隧道为应用实例, 分析对比了行波频率、波速、轴力和地基刚度对长隧道动力响应的影响, 对隧道纵向抗震研究有一定指导意义。

1 无限长梁模型

黏弹性地基上无限长均质 Bernoulli-Euler 梁, 梁的轴线设为 x 轴, 如图 1 所示。梁的单位长度质量和抗弯刚度分别为 rA 和 EI , 支承地基单位长度的分布弹簧刚度和阻尼系数分别为 K 和 C 。不考虑梁的内部阻尼。假定梁受到沿轴向不随时间变化的轴向压力 N 和任意横向荷载 $F(x, t)$ 作用, 相应的横向挠度响应为 $y(x, t)$, 则梁受迫振动的运动方程^[13]为

$$EI \frac{\partial^4 y(x, t)}{\partial x^4} + N \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial x^2} + Ky(x, t) + rA \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial t^2} + C \frac{\partial y(x, t)}{\partial t} = F(x, t) \quad (1)$$

无穷远处梁的挠度、曲率、弯矩和剪力为 0, 即边界条件为

$$\lim_{x \rightarrow \pm\infty} \frac{\partial^n y(x, t)}{\partial x^n} = 0 \quad (n = 0, 1, 2, 3) \quad (2)$$

假设梁开始处于静止状态, 初始条件为

$$\left. \begin{array}{l} y(x, t) \\ \frac{\partial y(x, t)}{\partial t} \end{array} \right|_{t=0} = 0 \quad (3)$$

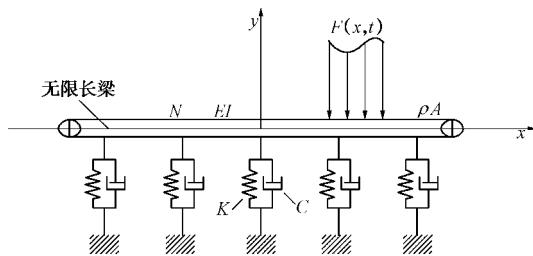


图 1 受恒定轴向压力和任意横向荷载作用下黏弹性地基上无限长 Bernoulli-Euler 梁

Fig. 1 Bernoulli-euler beam of infinite length on viscoelastic foundation under constant axial pressures and arbitrary transverse loads

方程 (1) ~ (3) 构成了黏弹性地基上无限长梁振动问题的完整数学表达, 任意荷载下梁的动力响应可以通过求解上述偏微分方程得到。

2 行波作用解析解

定义 Fourier 变换和其逆变换为

$$F(x) = \mathcal{F}[f(x)] = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x) e^{-ixx} dx \quad (\text{Fourier 变换}), \quad (4)$$

$$f(x) = \mathcal{F}^{-1}[F(x)] = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} F(x) e^{ixx} dx \quad (\text{Fourier 逆变换}) \quad (5)$$

定义 Laplace 变换和其逆变换为

$$F(w) = \mathcal{L}[f(t)] = \int_0^{+\infty} f(t) e^{-wt} dt \quad (\text{Laplace 变换}), \quad (6)$$

$$f(t) = \mathcal{L}^{-1}[F(w)] = \frac{1}{2\pi i} \int_{g-i\infty}^{g+i\infty} F(w) e^{wt} dw \quad (\text{Laplace 逆变换}) \quad (7)$$

式中, g 为 w 的实部。

对式 (1) 两边空间变量 x 作用 Fourier 变换

$$\begin{aligned} & \int_{-\infty}^{+\infty} EI \frac{\partial^4 y(x, t)}{\partial x^4} e^{-ixx} dx + \int_{-\infty}^{+\infty} N \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial x^2} e^{-ixx} dx + \\ & \int_{-\infty}^{+\infty} Ky(x, t) e^{-ixx} dx + \int_{-\infty}^{+\infty} rA \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial t^2} e^{-ixx} dx + \\ & \int_{-\infty}^{+\infty} C \frac{\partial y(x, t)}{\partial t} e^{-ixx} dx = \int_{-\infty}^{+\infty} F(x, t) e^{-ixx} dx \quad (8) \end{aligned}$$

将边界条件代入式 (8), 并考虑 Fourier 变换的微分性质, 则有

$$\begin{aligned} & (EIx^4 + Nx^2 + K) \mathcal{Y}(x, t) + rA \frac{\partial^2 \mathcal{Y}(x, t)}{\partial t^2} + \\ & C \frac{\partial \mathcal{Y}(x, t)}{\partial t} = \mathcal{F}(x, t) \quad (9) \end{aligned}$$

式中, $\mathcal{Y}(x, t)$, $\mathcal{F}(x, t)$ 分别为 $y(x, t)$, $F(x, t)$ 的 Fourier 变换:

$$\mathcal{Y}(x, t) = \int_{-\infty}^{+\infty} y(x, t) e^{-ixx} dx \quad (10)$$

$$\mathcal{F}(x, t) = \int_{-\infty}^{+\infty} F(x, t) e^{-ixx} dx \quad (11)$$

对式 (9) 两边时间变量 t 做 Laplace 变换:

$$\begin{aligned} & (EIx^4 + Nx^2 + K) \int_0^{+\infty} \mathcal{Y}(x, t) e^{-wt} dt + rA \int_0^{+\infty} \frac{\partial^2 \mathcal{Y}(x, t)}{\partial t^2} e^{-wt} dt + \\ & C \int_0^{+\infty} \frac{\partial \mathcal{Y}(x, t)}{\partial t} e^{-wt} dt = \int_0^{+\infty} \mathcal{F}(x, t) e^{-wt} dt \quad (12) \end{aligned}$$

代入初始条件, 并考虑 Laplace 变换的微分性质, 则有

$$(rAw^2 + Cw + EIx^4 + Nx^2 + K) \bar{\mathcal{Y}}(x, w) = \bar{\mathcal{F}}(x, w), \quad (13)$$

式中, $\bar{\mathcal{Y}}(x, w)$, $\bar{\mathcal{F}}(x, w)$ 分别为 $\mathcal{Y}(x, t)$, $\mathcal{F}(x, t)$ 的 Laplace 变换:

$$\bar{\mathcal{Y}}(x, w) = \int_0^{+\infty} \mathcal{Y}(x, t) e^{-wt} dt \quad (14)$$

$$\bar{\mathcal{F}}(x, w) = \int_0^{+\infty} \mathcal{F}(x, t) e^{-wt} dt \quad (15)$$

则梁的横向挠度响应在波数域和频域内的解可以表示为

$$\bar{\Psi}(x, w) = \frac{\bar{P}(x, w)}{rAw^2 + Cw + EIx^4 + Nx^2 + K} \quad (16)$$

式 (16) 可变换为

$$\bar{\Psi}(x, w) = \frac{1}{rA} \frac{\bar{P}(x, w)}{(w+m)^2 + b^2(x)} \quad (17)$$

其中,

$$m = \frac{C}{2rA} \quad (18)$$

$$b(x) = \sqrt{\frac{EI}{rA}x^4 + \frac{N}{rA}x^2 + \frac{K}{rA} - \frac{C^2}{4(rA)^2}} \quad (19)$$

式 (17) 可进一步变换为

$$\bar{\Psi}(x, w) = \frac{1}{rAb(x)} \bar{P}(x, w) \frac{b(x)}{(w+m)^2 + b^2(x)} \quad (20)$$

定义函数 $H(w)$ 为

$$H(w) = \frac{b(x)}{(w+m)^2 + b^2(x)} \quad (21)$$

定义 $h(t)$ 为 $H(w)$ 的 Laplace 逆变换, 则有

$$\begin{aligned} h(t) &= \mathcal{L}^{-1}[H(w)] = \mathcal{L}^{-1}\left[\frac{b(x)}{(w+m)^2 + b^2(x)}\right] \\ &= e^{-mt} \sin[b(x)t] \quad (22) \end{aligned}$$

又有 $\bar{P}(x, t)$ 为 $\bar{P}(x, w)$ 的 Laplace 逆变换, 即

$$\bar{P}(x, t) = \mathcal{L}^{-1}[\bar{P}(x, w)] \quad (23)$$

利用卷积定理, 则有

$$\begin{aligned} h(t) * \bar{P}(x, t) &= \mathcal{L}^{-1}[H(w)\bar{P}(x, w)] \\ &= \int_0^t \bar{P}(x, h) e^{-m(t-h)} \sin[b(x)(t-h)] dh \quad (24) \end{aligned}$$

对式 (20) 两边作 Laplace 逆变换, 则有

$$\begin{aligned} \Psi(x, t) &= \mathcal{L}^{-1}[\bar{\Psi}(x, w)] = \frac{1}{rAb(x)} \\ \mathcal{L}^{-1}\left[\bar{P}(x, w) \frac{b(x)}{(w+m)^2 + b^2(x)}\right] &= \frac{1}{rAb(x)} h(t) \bar{P}(x, t) \quad (25) \end{aligned}$$

将式 (24) 代入式 (25) 有

$$\Psi(x, t) = \frac{1}{rAb(x)} \int_0^t \bar{P}(x, h) e^{-m(t-h)} \sin[b(x)(t-h)] dh \quad (26)$$

对式 (26) 两边做 Fourier 逆变换, 则有

$$\begin{aligned} y(x, t) &= \mathcal{F}^{-1}[\Psi(x, t)] \\ &= \frac{1}{2\pi rA} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{e^{ixs}}{b(x)} \left\{ \int_0^t \bar{P}(x, h) e^{-m(t-h)} \sin[b(x)(t-h)] dh \right\} dx, \quad (27) \end{aligned}$$

又

$$\bar{P}(x, h) = \int_{-\infty}^{+\infty} F(s, h) e^{-ixs} ds \quad (28)$$

将式 (25) 代入式 (27) 有

$$\begin{aligned} y(x, t) &= \frac{1}{2\pi rA} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{e^{i(x-s)}}{b(x)} \\ &\quad \left\{ \int_0^t F(s, h) e^{-m(t-h)} \sin[b(x)(t-h)] dh \right\} ds dx. \quad (29) \end{aligned}$$

考虑函数奇偶性:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} e^{i(x-s)} dx = 2 \int_0^{+\infty} \cos[x(x-s)] dx \quad (30)$$

将式 (30) 代入式 (29) 有

$$\begin{aligned} y(x, t) &= \frac{1}{\pi rA} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_0^{+\infty} \frac{\cos[x(x-s)]}{b(x)} \\ &\quad \left\{ \int_0^t F(s, h) e^{-m(t-h)} \sin[b(x)(t-h)] dh \right\} dx ds. \quad (31) \end{aligned}$$

式 (31) 即为受恒定轴向压力和任意横向荷载作用下黏弹性地基上无限长 Bernoulli-Euler 梁的横向响应解。

行波荷载可表示为

$$F(x, t) = \begin{cases} 0 & (x > Vt) \\ P \sin\left[2\pi W\left(t - \frac{x}{V}\right)\right] & (x < Vt) \end{cases} \quad (32)$$

式中, P , W 和 V 分别为荷载幅值, 频率和波速。

将式 (32) 代入式 (31), 得

$$\begin{aligned} y(x, t) &= \frac{P}{\pi rA} \int_0^{+\infty} \int_0^t \int_0^{Vh} \frac{\cos[x(x-s)]}{b(x)} \sin\left[2\pi W\left(h - \frac{s}{V}\right)\right] e^{-m(t-h)} \\ &\quad \sin[b(x)(t-h)] ds dh dx. \quad (33) \end{aligned}$$

式 (33) 即为受恒定轴向压力和横向行波作用下黏弹性地基上无限长梁的横向位移解答。

速度 $v(x, t)$ 和加速度 $a(x, t)$ 可以通过式 (33) 对时间 t 求一次导数和两次导数求得, 即

$$\begin{aligned} v(x, t) &= \frac{P}{\pi rA} \int_0^{+\infty} \int_0^t \int_0^{Vh} \frac{\cos[x(x-s)]}{b(x)} \sin\left[2\pi W\left(h - \frac{s}{V}\right)\right] e^{-m(t-h)}. \\ &\quad \{b(x) \cos[b(x)(t-h)] - m \sin[b(x)(t-h)]\} ds dh dx, \quad (34) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a(x, t) &= \frac{P}{\pi rA} \int_0^{+\infty} \int_0^t \int_0^{Vh} \frac{\cos[x(x-s)]}{b(x)} \sin\left[2\pi W\left(h - \frac{s}{V}\right)\right] e^{-m(t-h)}. \\ &\quad \{[m^2 - b^2(x)] \sin[b(x)(t-h)] - 2mb(x) \cos[b(x)(t-h)]\} \\ &\quad ds dh dx. \quad (35) \end{aligned}$$

弯矩 $M(x, t)$ 和剪力 $V(x, t)$ 可以通过式 (31) 对 x 求两次导数和三次导数再乘系数 $(-EI)$ 得到:

$$\begin{aligned} M(x, t) &= \frac{PEI}{\pi rA} \int_0^{+\infty} \int_0^t \int_0^{Vh} \frac{x^2 \cos[x(x-s)]}{b(x)} \sin\left[2\pi W\left(h - \frac{s}{V}\right)\right] \\ &\quad e^{-m(t-h)} \cdot \sin[b(x)(t-h)] ds dh dx, \quad (36) \end{aligned}$$

$$V(x,t) = \frac{PEI}{\pi r A} \int_0^{x_0} \int_0^t \int_0^{Vh} \frac{x^3 \sin[x(s-x)]}{b(x)} \sin\left[2\pi W\left(h - \frac{s}{V}\right)\right] e^{-m(t-h)} \cdot \sin[b(x)(t-h)] ds dh dx \quad (37)$$

前文推导基于假设 $EIx^4 + Nx^2 + K - \frac{C^2}{4rA} > 0$, 当

$EIx^4 + Nx^2 + K - \frac{C^2}{4rA} < 0$ 时, 梁的横向挠度变为

$$y(x,t) = \frac{P}{\pi r A} \int_0^{x_0} \int_0^t \int_0^{Vh} \frac{\cos[x(x-s)]}{b_0(x)} \sin\left[2\pi W\left(h - \frac{s}{V}\right)\right] e^{-m(t-h)} \cdot \sin[b_0(x)(t-h)] ds dh dx + \frac{P}{\pi r A} \int_{x_0}^{+\infty} \int_0^t \int_0^{Vh} \frac{\cos[x(x-s)]}{b(x)} \sin\left[2\pi W\left(h - \frac{s}{V}\right)\right] e^{-m(t-h)} \cdot \sin[b(x)(t-h)] ds dh dx \quad (38)$$

其中, x_0 为方程 (38) 的正实根:

$$EIx^4 + Nx^2 + K - \frac{C^2}{4rA} = 0 \quad , \quad (39)$$

$$b_0(x) = \sqrt{\frac{C^2}{4(rA)^2} - \frac{EI}{rA}x^4 - \frac{K}{rA} - \frac{N}{rA}x^2} \quad . \quad (40)$$

对应的速度 $v(x,t)$ 、加速度 $a(x,t)$ 、弯矩 $M(x,t)$ 和剪力 $V(x,t)$ 可类似求得。

3 算例验证

以下假设 $C=0$, 即 $m=0$, 此时 $EIx^4 + Nx^2 + K - \frac{C^2}{4rA} = EIx^4 + Nx^2 + K > 0$ 恒成立, 梁的横向挠度响应表达式取式 (31)。

3.1 行波荷载

考虑内径和外径分别为 10.5, 11.6 m 的无限长隧道, 假设隧道材料为线弹性均质各向同性材料, 密度和弹性模量分别为 $r = 2500 \text{ kg/m}^3$ 和 $E = 3.55 \times 10^{10} \text{ Pa}$ 。考虑轴向压力 $N=20 \text{ kN}$ 。不考虑地基刚度和黏性, 即 $K=0$ 和 $C=0$ 。荷载取为从位置 $x=0$ 处开始沿 x 轴正向传播的行波荷载, 表达式见式 (32), 其中荷载幅值、频率和波速分别取 $P=30 \text{ kN}$, $W=2 \text{ Hz}$ 和 $V=200 \text{ m/s}$ 。观测点选在 $x=450 \text{ m}$ 处。解析解和数值解对比如图 2 所示, 可以得出解析解和数值解完全一致, 验证了本文解析解推导的正确性。

3.2 一致正弦荷载

一致正弦荷载可表示为

$$F(x,t) = P \sin 2\pi Wt \quad (0 \leq x \leq x_0) \quad , \quad (41)$$

式中, P , W 和 x_0 分别为荷载幅值、频率和作用长度。

将式 (41) 代入式 (31) 则得一致正弦荷载作用下无限长梁的横向位移响应为

$$y(x,t) = \frac{P}{\pi r A} \cdot \int_0^{+\infty} \{2\pi W \sin[b(x)t] - b(x) \sin(2\pi Wt)\} \cdot$$

$$\{\sin(xx) - \sin[x(x-x_0)]\} \cdot \{xb(x)[4\pi^2 W^2 - b^2(x)]\}^{-1} \cdot dx \quad (42)$$

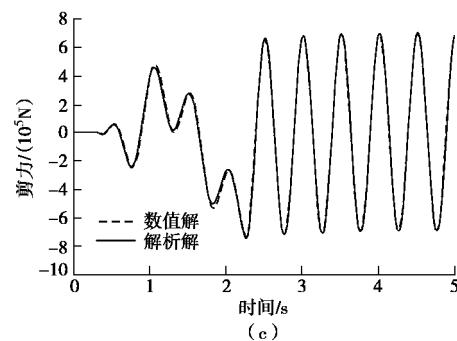
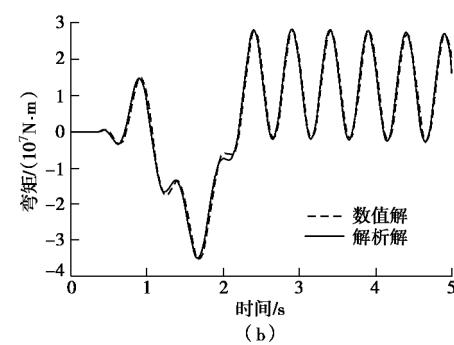
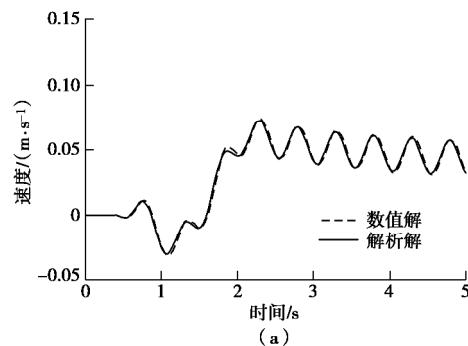


图 2 行波作用下解析解和数值解对比 ($x=450 \text{ m}$)

Fig. 2 Comparison between analytical and numerical solutions under action of traveling waves ($x=450 \text{ m}$)

速度、加速度、弯矩和剪力可类似求得。隧道模型同 3.1 节, 分别取 $P=30 \text{ kN}$, $W=2 \text{ Hz}$, $x_0=1000 \text{ m}$ 。观测点选在 $x=450 \text{ m}$ 处。解析解和数值解对比如图 3 所示, 解析解和数值解的一致再次验证了本文推导的正确性。对比图 2, 3, 可以明显看出, 行波作用下隧道内力响应明显大于一致正弦荷载作用。

4 分析与讨论

本节进一步分析行波频率、波速、轴向压力和地基刚度对隧道内力响应的影响。

4.1 行波频率的影响

取不同行波频率 $W=2, 4, 6, 8 \text{ Hz}$, 模型其他参数同 3.1 节, 计算隧道受行波作用下的动力响应, 结

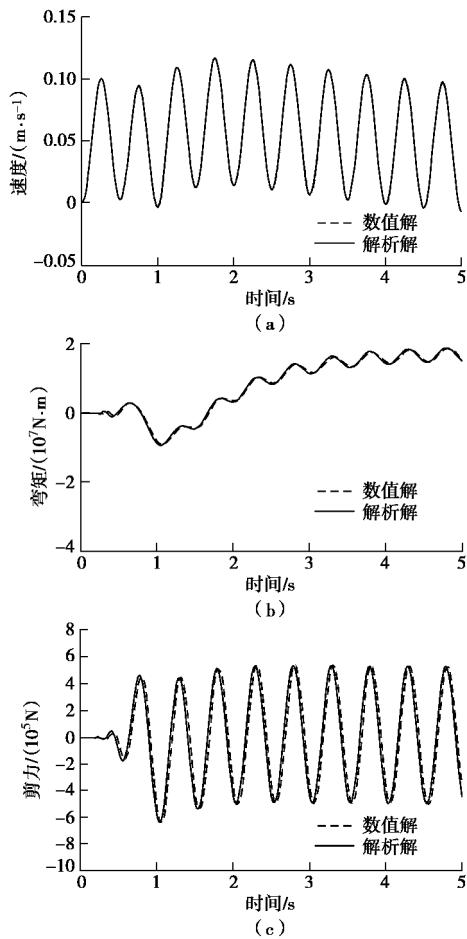


图 3 一致正弦荷载作用下解析解和数值解对比 ($x=450$ m)

Fig. 3 Comparison between analytical and numerical solutions under uniform sinusoidal loading ($x=450$ m)

果如图 4 所示。可以看出, 频率对隧道内力响应有显著影响, 频率为 2 Hz 时隧道内力响应最大, 随着频率增大, 隧道内力响应减小。

4.2 行波波速的影响

取不同行波波速 $V=200, 400, 600, 800$ m/s, 模型其他参数同 3.1 节, 计算隧道受行波作用下的动力响应, 结果如图 5 所示。由图 5 可知, 隧道内力响应受行波波速影响, 不同于行波频率的影响, 当波速较大或较小时, 隧道内力响应都较小。由图 5 可知, 隧道响应随行波波速先增大后减小, $V=400$ m/s 时响应达最大值。当波速接近临界波速 ($V=400$ m/s) 时, 隧道内力响应最大。

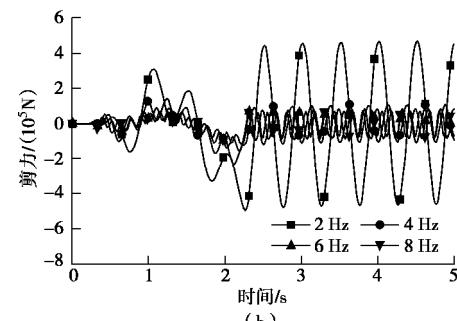
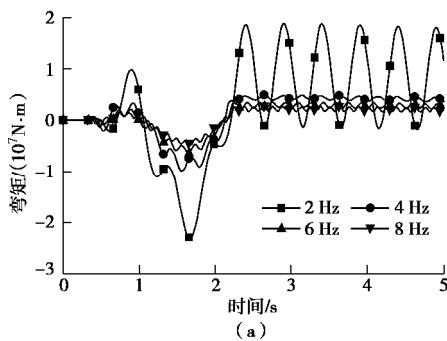


图 4 不同频率行波作用下隧道内力响应 ($x=450$ m)

Fig. 4 Internal force responses of tunnel under action of traveling waves with different frequencies ($x=450$ m)

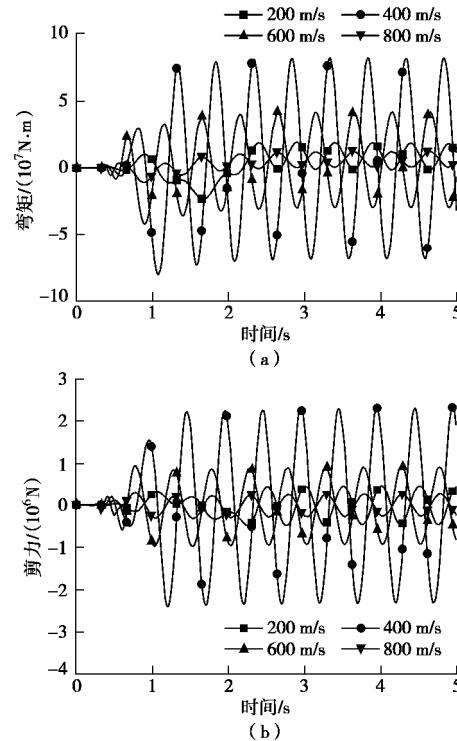


图 5 不同波速行波作用下隧道内力响应 ($x=450$ m)

Fig. 5 Internal force responses of tunnel under action of traveling waves at different wave velocities ($x=450$ m)

4.3 轴向压力的影响

取混凝土屈服强度 $s_s = 50$ MPa, 则隧道轴向压力上限值取 $N_{max} = s_s A = 9.5 \times 10^8$ N。分析取不同轴向压力 $N=0, 1 \times 10^7, 3 \times 10^8$ (N), 模型其他参数同 3.1 节, 计算隧道受行波作用下的动力响应, 结果如图 6 所示。

由图 6 可知, 在行波作用下, 当轴力小于 1×10^7 N 时, 隧道响应基本没有变化。当轴力大于 1×10^7 N 时, 随着轴力增大, 隧道响应速度、弯矩均减小。原因在于, 轴力提高了隧道整体性, 降低了行波作用引起的相邻隧道区段响应的差异性, 进而减小了行波作用下的隧道响应。实际工程中, 盾构隧道受盾构机顶推力和螺栓预紧力, 沉管隧道受水力压接产生的轴向压力, 对隧道结构抗震是有利的, 但轴力对隧道动力

响应影响并不明显, 隧道纵向抗震研究中可以不予考虑。

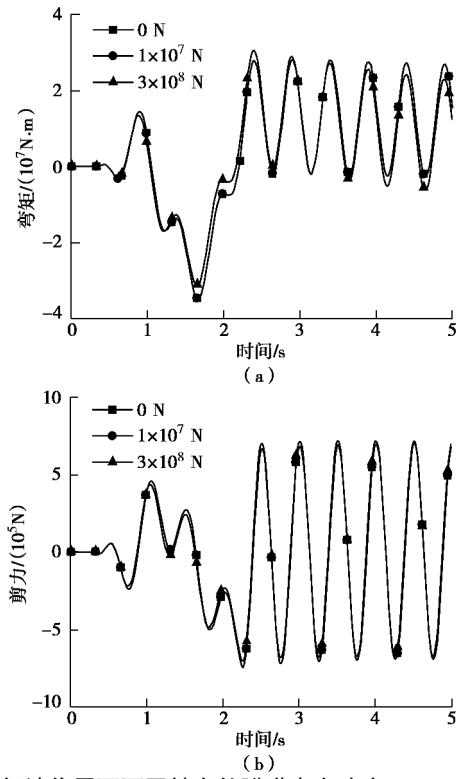


图 6 行波作用下不同轴力的隧道内力响应 ($x=450$ m)

Fig. 6 Responses of different coaxial forces in tunnel under action of traveling waves ($x=450$ m)

4.4 地基刚度的影响

不同地层条件, 土的弹性模量分别取 $E=26.18, 57.68, 118.45, 326.74, 575.60$ MPa, 泊松比取 $n=0.3$ ^[14]。根据 Hashash 等^[15]的计算得地基分布弹簧刚度 $K=12.60 \times 10^6, 27.75 \times 10^6, 57.00 \times 10^6, 157.22 \times 10^6, 276.96 \times 10^6$ N/m, 模型其他参数同 3.1 节, 计算隧道受行波作用下的动力响应, 结果如图 7 所示。

由图 7 可知, 随着地基刚度增大, 隧道响应速度和弯矩均明显减小, 说明隧道地震响应受地基刚度影响显著。结论与实际震害调查结果一致, 土体弹性模量越大, 地层条件越好, 隧道震害越轻。也验证了土结构相对刚度比对地下结构的地震响应起主要控制作用的结论^[16]。

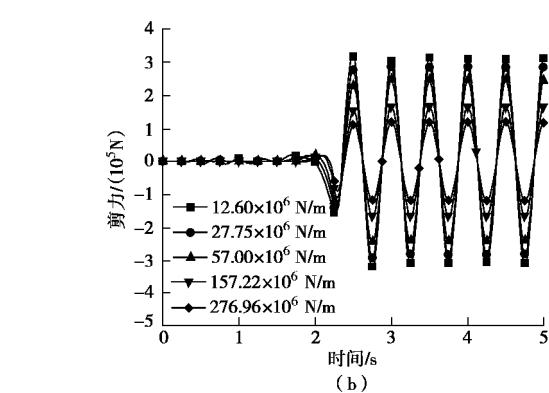
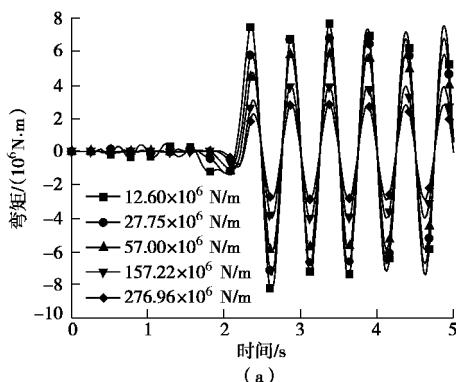


图 7 行波作用下不同地基刚度的隧道内力响应 ($x=450$ m)

Fig. 7 Internal force responses of tunnel with different foundation stiffnesses under action of traveling waves ($x=450$ m)

5 结 论

本文推导了黏弹性地基上受恒定轴向压力和横向行波作用的无限长 Euler-Bernoulli 梁解析解, 并分析了各种参数对长隧道动力响应的影响, 得到以下 5 点结论。

- (1) 解析解与数值解一致, 验证了本文解答的正确性。
- (2) 隧道内力响应受行波频率影响, 频率越低, 隧道内力响应越大。
- (3) 隧道内力响应受行波波速影响, 当行波波速接近临界波速时, 隧道内力响应明显增大。
- (4) 隧道受到的轴向压力对隧道抗震是有利的, 但轴力对隧道内力响应影响很小, 隧道纵向抗震研究中可以偏安全不予考虑。
- (5) 隧道内力响应受地基刚度影响, 随着地基刚度增大, 隧道内力响应显著减小, 验证了土结构相对刚度比对地下结构的地震响应起主要控制作用的结论。

参考文献:

- [1] JOHN C M S, ZAHRAH T F. Aseismic design of underground structures[J]. Tunnelling & Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research, 1987, 2(2): 165 – 197.
- [2] KENNEY J T. Steady-state vibrations of beam on elastic foundation for moving load[J]. Journal of Applied Mechanics -Transactions of the ASME, 1954, 21(4): 359 – 364.
- [3] MATHEWS P M. Vibrations of a beam on elastic foundation[J]. ZAMM-Journal of Applied Mathematics and Mechanics, 1958, 38(3/4): 105 – 115.
- [4] MATHEWS P M. Vibrations of a beam on elastic foundation

- [2][J]. Journal of Applied Mathematics and Mechanics, 1959, **39**(1/2): 13 - 19.
- [5] ACHENBACH J D, SUN C. Dynamic response of beam on viscoelastic subgrade[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1965, **91**(5): 61 - 76.
- [6] SUN L. A closed-form solution of a bernoulli-euler beam on a viscoelastic foundation under harmonic line loads[J]. Journal of Sound & Vibration, 2001, **242**(4): 619 - 627.
- [7] SUN L. An explicit representation of steady state response of a beam on an elastic foundation to moving harmonic line loads[J]. International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics, 2003, **27**(1): 69 - 84..
- [8] KIM S M, ROESSET J M. Dynamic response of a beam on a frequency-independent damped elastic foundation to moving load[J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 2003, **30**(2): 460 - 467.
- [9] DIPANJAN B, KAMESWARA R N S V. Analytical solutions for Euler– Bernoulli beam on visco-elastic foundation subjected to moving load[J]. International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics, 2013, **37**(8): 945 - 960.
- [10] YU H. Analytical solution for an infinite euler-bernoulli beam on a viscoelastic foundation subjected to arbitrary dynamic loads[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2014, **140**(3): 542 - 551.
- [11] YU H, CAI C, YUAN Y, et al. Analytical solutions for Euler-Bernoulli Beam on Pasternak foundation subjected to arbitrary dynamic loads[J]. International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics, 2017.
- [12] YU H, YUAN Y, QIAO Z, et al. Seismic analysis of a long tunnel based on multi-scale method[J]. Engineering Structures, 2013, **49**: 572 - 587.
- [13] CLOUGH R W, PENZIEN J. Dynamics of Structures[M]. 3rd ed. Berkeley: Computers & Structures, Inc, 2003.
- [14] 禹海涛, 张正伟, 段科萍, 等. 反应位移法在圆形隧道抗震分析中的适用性评价[J]. 结构工程师, 2018, **34**(14): 211 - 218. (YU Hai-tao, ZHANG Zheng-wei, DUAN Ke-ping, et al. Adaptability evaluation of response displacement method in seismic analysis of circular tunnel[J]. Structural Engineers, 2018, **34**(14): 211 - 218. (in Chinese))
- [15] 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.
- [16] WANG J N. Seismic Design of Tunnels: A Simple State-of-the-art Design Approach[M]. New York: Parsons Brinckerhoff, 1993.

欢迎订阅《勘察科学技术》

《勘察科学技术》是由中勘冶金勘察设计研究院有限责任公司（原冶金勘察研究总院）主办的学术—技术类双月刊，是中国科技核心期刊、中国科学引文数据库来源期刊、中国核心期刊（遴选）数据库收录期刊、中国学术期刊综合评价数据库统计源期刊，多次被评为河北省优秀期刊。

《勘察科学技术》主要介绍岩土工程设计与施工、工程地质、环境地质、水文地质及地下水资源评价、工程测量及地理信息系统、工程物探、岩土测试、工程检测及地下管网探测等专业的科研成果、生产经验、工程实录以及新理论、新技术、新方法。

《勘察科学技术》内容丰富，理论结合实际，适于从事岩

土工程及勘察的广大科研、设计、施工、监理、教学的专业技术人员及高等院校学生阅读、收藏。

《勘察科学技术》国内外公开发行，双月刊，大16开本，双月20日出版。每期定价10.0元，全年60元。邮发代号18-153。全国各地邮局均可订阅，也可随时汇款到本编辑部订阅。

本刊兼营广告，价格适中，印制精良，注重实效。

欢迎广大读者投稿、订阅和广告惠顾。

地址：河北省保定市东风中路1285号《勘察科学技术》编辑部，邮编：071069。

Tel: 0312-3020887, 3094054; Fax: 0312-3034561。

E-mail: kckxjs@163.com。

（《勘察科学技术》编辑部 供稿）

DOI: 10.11779/CJGE202001015

考虑注浆圈作用的体外排水隧道渗流场解析研究

李林毅¹, 阳军生^{*1}, 高超¹, 夏万友², 麻彦娜³

(1. 中南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410075; 2. 大永高速公路投资开发有限公司, 云南 昭通 657000;

3. 湖南财政经济学院工程管理学院, 湖南 长沙 410205)

摘要: 体外排水方式在隧道工程中已得到逐步应用, 但考虑注浆作用的体外排水隧道渗流场解析理论未见报道, 导致理论滞后于工程实践。基于镜像法与渗流力学理论, 提出了考虑注浆圈作用的体外排水隧道渗流场理论模型, 通过解析退化、数值仿真两种方法共同验证了理论模型及解析公式的正确性, 探讨了注浆圈渗透系数与厚度对涌水量、隧道外水压力的影响规律。分析结果表明: 注浆圈渗透系数对体外排水隧道渗流场存在显著影响, 随注浆渗透系数比值增大, 涌水量可得到明显控制, 但会引起外水压力的增长; 注浆圈厚度影响相对较小, 其影响主要在于厚度值越大时能一定程度上加强对底部结构外水压力的控制。提出了兼顾隧道限排要求与隧底水压力控制效果的合理注浆圈参数。研究成果以期为体外排水隧道注浆参数设计及施工实践提供参考。

关键词: 体外排水方式; 渗流力学; 渗流场; 涌水量; 水压力; 隧道; 注浆圈参数

中图分类号: TU45 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0133-09

作者简介: 李林毅(1994—), 男, 湖南郴州人, 博士研究生, 从事隧道工程防排水体系研究工作。E-mail: tunnel_lly@csu.edu.cn。

Analytical study on seepage field of tunnels with external drainage considering effect of grouting rings

LI Lin-yi¹, YANG Jun-sheng¹, GAO Chao¹, XIA Wan-you², MA Yan-na³

(1. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China; 2. Dayong Highway Investment Development Co., Ltd.,

Zhaotong 657000, China; 3. School of Engineering Management, Hunan University of Finance and Economics, Changsha 410205, China)

Abstract: The external drainage method has been gradually applied in the tunnel engineering, but the analytical theory of the seepage field of the external drainage tunnel considering the grouting effect has not been reported, which leads to that the theory lags behind engineering practice. Based on the mirror image method and the theory of seepage mechanics, the theoretical model of seepage field of the external drainage tunnel considering grouting rings is proposed. The correctness of the formula is verified through the analytical degradation and numerical simulation. The influences of the permeability coefficient and thickness of the grouting rings on the water inflow and the water pressure outside the tunnel are discussed. The analysis results show that the permeability coefficient of grouting rings has a significant influence on the seepage field of external drainage tunnel, and with the increase of the ratio, the water inflow can be controlled obviously, but it will cause the increase of external water pressure. The influences of grouting ring thickness are relatively small, which mainly lies in that the greater the grouting ring thickness, the stronger the control of the bottom external water pressure. The reasonable parameters of grouting rings are put forward considering the requirements of groundwater environmental protection and the control effect of water pressure. The research results may provide reference for the design of grouting parameters and the construction practice of external drainage tunnels.

Key words: external drainage method; percolation mechanics; seepage field; water inflow; water pressure; tunnel; grouting ring parameter

0 引言

随着国家经济飞速发展, 为满足人们日益增长的出行需求, 隧道建设项目增长迅速。富水隧道运营情况表明^[1-4], 因衬砌水压力过高引发的仰拱开裂、轨道隆起、隧底翻浆冒泥等底部结构病害问题时有发生。

针对上述工程问题, 工程师们提出了一种排导能力强、

基金项目: 国家重点研发计划项目(2017YFB1302600); 中南大学中央高校基本科研业务费专项资金项目(2019zzts291)

收稿日期: 2019-04-10

*通信作者(E-mail: jsyang@csu.edu.cn)

隧道降压效果优的新型排水方式（体外排水方式，如图 1 所示）^[5]，相比于常规的“中心水沟+边沟”排水方式，体外排水方式将排水通道改至仰拱以下，利于围岩渗水排泄，使得隧底水压力得到有效降低。截至目前，国内外学者对该排水方式及其与常规排水方式组合的深埋水沟排水方式^[6]进行了一系列研究：Seok-Woo 等^[7]基于 Pentagon^{3D} 软件，在防排水系统弱化与否两种情况下，模拟探究了韩国某体外排水隧道的渗流场与衬砌水压力分布规律；Arjnoi 等^[8]依托曼谷 MRT 地铁下穿湄南河段工程，采用 Abaqus 软件模拟分析了全堵、全排、限排、体外排水方式 4 种排水条件下的围岩渗流场与衬砌结构受力特征；樊祥喜等^[9]基于 FLAC^{3D} 软件对列车动载作用下深埋水沟排水方式、常规排水方式结构的动力学响应和地层渗流场变化规律进行了探讨；李洪涛^[10]通过数值模拟、模型试验两种研究方法，探究了 3 种排水条件下（常规排水方式、体外排水方式、降水井排水方式）高铁隧道仰拱变形影响规律；Li 等^[11]总结了当前国际主流隧道排水方式，分析日本新干线体外排水隧道排水型式特点与优势，探讨了国内常规排水方式的不足。上述研究成果经工程验证，促进并指导了体外排水方式的实践应用^[12]。然而，现有研究多以数值模拟方法、现场测试方法为主，解析研究却鲜有报道，导致体外排水方式渗流场理论体系远滞后于工程实践。同时，现有研究基本未考虑注浆作用影响，随着隧道排放理念的转变与水资源保护要求的提高^[13-14]，如何通过注浆堵水合理控制体外排水隧道排水量亦成为了工程设计人员关心的重点问题。

为此，笔者基于镜像法与渗流力学理论，提出考虑注浆圈作用的体外排水隧道渗流场理论模型，采用解析退化、数值模拟方法验证理论模型的正确性，研究注浆圈参数（注浆圈厚度、注浆圈渗透系数）对隧道排水量、结构外水压力的影响规律，探讨体外排水隧道的合理注浆参数。研究成果以期指导体外排水隧道的设计与施工。

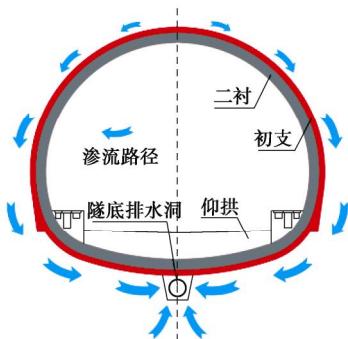


图 1 体外排水方式及其渗流路径

Fig. 1 External drainage method and its seepage path

1 考虑注浆圈作用的体外排水隧道渗流场理论模型

1.1 理论模型建立及基本假定

体外排水隧道渗流场理论模型以地下水水面为给水边界，同时对模型作以下假定：①围岩为各向同性均匀连续介质，且含水介质及流体不可压缩；②远场地下水补给充分，地下水位不随隧道排水而降低；③围岩渗流处于稳定层流状态，且服从 Darcy 定律；④隧道为地下水位下大埋深隧道；⑤体外排水隧道通过内壁水头为 0 的隧底圆形排水洞实现排水，不考虑圆形排水洞外的其他结构排水作用，即认为隧道主体结构不排水、不透水。

如图 2 所示，渗流场解析模型及其参数设定如下：地层地下水位恒定，在地下水位以下 h_c 处存在一圆形隧道，隧道结构外边界半径为 r_2 ，隧道以下 h_0 处存在一圆形排水洞，排水洞半径为 r_1 ，隧道外围注有厚度为 r_3 的注浆圈，围岩渗透系数为 k_s ，注浆圈渗透系数为 k_c 。同时，为方便后文计算，增设参数及取值为： l_0 为排水洞圆心至注浆圈外的最短距离； l_1 为排水洞圆心至隧道外的最短距离， $l_1 = r_1 + h_0$ ， $l_2 = r_1 + h_0 + 2r_2$ ， $l_3 = r_1 + h_0 + 2r_2 + r_3$ ， $l_4 = r_1 + h_0 + 2r_2 + r_3 + h_c$ ， $n = k_s / k_c$ 。

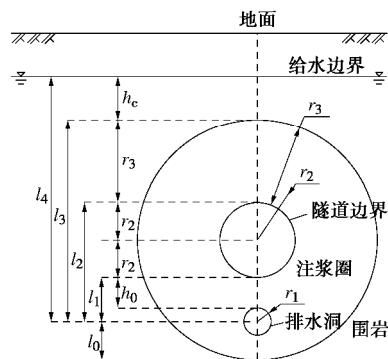


图 2 渗流解析模型及参数设定

Fig. 2 Analytical seepage model and setting of parameters

1.2 解析解推导

由围岩渗流服从 Darcy 定律，可得

$$Q = A_s(r) \cdot k \cdot \frac{dF}{dr} \quad , \quad (1)$$

式中， Q 为单位长度隧道涌水量， F 为总水头势函数， r 为点到排水洞圆心的距离， k 为渗透系数， $A_s(r)$ 为计算半径为 r 时单位长度（纵向）隧道渗流圆周线对应的渗流面积。

根据计算半径 r ，围岩渗流场可划分为 I 区、II 区、III 区、IV 区、V 区，如图 3 所示。需要说明的是，

根据 l_0 与 l_1 的量值关系, 分区形式分为 “ $l_0 > l_1$ ”, “ $l_0 \leq l_1$ ” 两种情况, 但由于体外排水方式特征参数推荐取值为 “埋深 h_0 为 0.2~0.5 m, 半径 r_1 为 0.3~0.5 m”^[5], 而富水隧道注浆圈厚度通常为 5~6 m^[15-16], 使得实际工程中参数关系基本为 “ $l_0 > l_1$ ” 情况, 故首先对 “ $l_0 > l_1$ ” 时的渗流场模型进行解析求解。

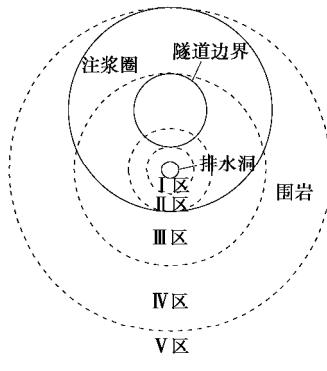
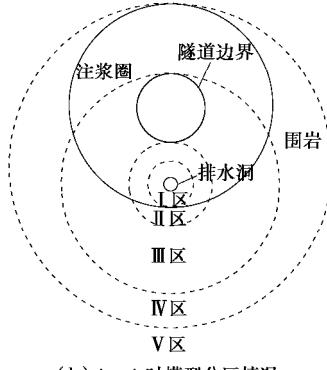
(a) $l_0 > l_1$ 时模型分区情况

图 3 渗流计算模型分区

Fig. 3 Zoning of seepage model

由图 3 可知, 当渗流点位于 I 区、V 区时, 渗流圆周线对应面积 $A_s(r) = 2\pi r$, 而当渗流点位于 II 区、III 区、IV 区时, 渗流圆周线被隧道结构截断或分段为围岩渗流段和注浆圈渗流段。针对 II 区、III 区、IV 区渗流特征, 分别列出渗流点位于 II 区、III 区、IV 区时的局部参数图, 如图 4 所示。

利用余弦定理, 注浆圈渗流段、围岩渗流段渗流圆周线对应的实际面积 $A_{s1}(r)$ 、 $A_{s2}(r)$ 分别为

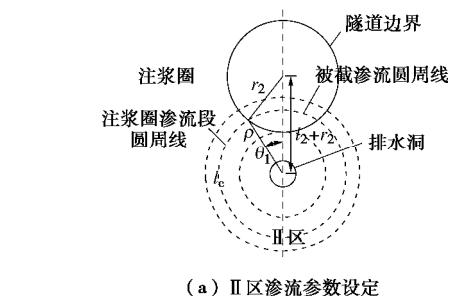
$$A_{s1}(r) = l_c \cdot 1 = \begin{cases} 2r \cdot [\pi - q_1(r)] & (r \in \text{II 区}) \\ 2r \cdot [q_2(r) - q_1(r)] & (r \in \text{III 区}) \\ 2r \cdot q_2(r) & (r \in \text{IV 区}) \end{cases}, \quad (2)$$

$$A_{s2}(r) = l_s \cdot 1 = \begin{cases} 0 & (r \in \text{II 区}) \\ 2r \cdot [\pi - q_2(r)] & (r \in \text{III 区}) \\ 2r \cdot [\pi - q_2(r)] & (r \in \text{IV 区}) \end{cases}, \quad (3)$$

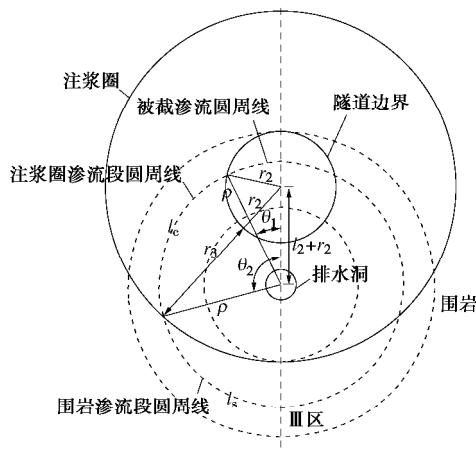
$$q_1(r) = \arccos \frac{r^2 + (l_2 + r_2)^2 - r_2^2}{2r(l_2 + r_2)}, \quad (4)$$

$$q_2(r) = \arccos \frac{r^2 + (l_2 + r_2)^2 - (r_2 + r_3)^2}{2r(l_2 + r_2)}, \quad (5)$$

式中, l_c 、 l_s 分别为注浆圈渗流段、围岩渗流段的渗流圆周线弧长, 1 为单位长度。



(a) II 区渗流参数设定



(b) III 区渗流参数设定

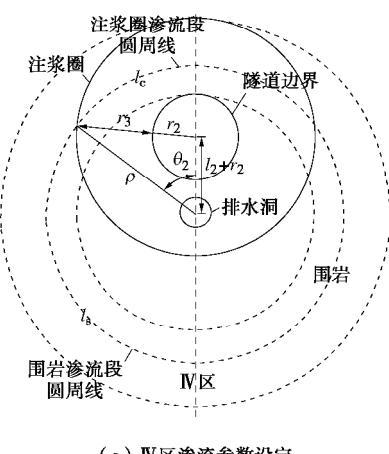


图 4 各区模型计算参数

Fig. 4 Parameters for various zone models

在无限平面渗流场内, 按照 I 区—V 区分段对式 (1) 进行积分。同时, 为利于模型求解, 补充假设 “以排水洞为中心的无限平面单洞排水模型中, 距离中心的等距离处总水头势函数相等”, 解得

$$F = \begin{cases} \frac{Q}{2\pi k_c} \ln \frac{r}{r_1} + c_1 & (\text{I 区}, l_1 > r \geq r_1), \\ \int_{l_1}^r \frac{Q}{[kA_s(r)]_{\text{II}}} dr + \frac{Q}{2\pi k_c} \ln \frac{l_1}{r_1} + c_1 & (\text{II 区}, l_0 > r \geq l_1), \\ \int_{l_0}^r \frac{Q}{[kA_s(r)]_{\text{III}}} dr + \int_{l_1}^{l_0} \frac{Q}{[kA_s(r)]_{\text{II}}} dr + \\ \frac{Q}{2\pi k_c} \ln \frac{l_1}{r_1} + c_1 & (\text{III 区}, l_2 > r \geq l_0), \\ \int_{l_2}^r \frac{Q}{[kA_s(r)]_{\text{IV}}} dr + \int_{l_0}^{l_2} \frac{Q}{[kA_s(r)]_{\text{III}}} dr + \\ \int_{l_1}^{l_0} \frac{Q}{[kA_s(r)]_{\text{II}}} dr + \frac{Q}{2\pi k_c} \ln \frac{l_1}{r_1} + c_1 & (\text{IV 区}, l_3 > r \geq l_2), \\ \frac{Q}{2\pi k_s} \ln \frac{r}{l_3} + \int_{l_2}^{l_3} \frac{Q}{[kA_s(r)]_{\text{IV}}} dr + \int_{l_0}^{l_2} \frac{Q}{[kA_s(r)]_{\text{III}}} dr + \\ \int_{l_1}^{l_0} \frac{Q}{[kA_s(r)]_{\text{II}}} dr + \frac{Q}{2\pi k_c} \ln \frac{l_1}{r_1} + c_1 & (\text{V 区}, r \geq l_3). \end{cases} \quad (6)$$

式中, $[kA_s(r)]_i$ 为在 i 区内 $kA_s(r)$ 项的对应取值, $i = \text{II}, \text{III}, \text{IV}$ 。

由于 II 区—IV 区内, 渗流圆周线被隧道结构截断或分段为围岩渗流段和注浆圈渗流段, 综合考虑上述影响, 采取分段叠加方式等效计算 $[kA_s(r)]_i$ 项, 即定义 $[kA_s(r)]_i = [k_c A_{s1}(r) + k_s A_{s2}(r)]_i$, 可得

$$[kA_s(r)]_{\text{II}} = 2rk_c[\pi - q_1(r)] = 2rk_s \left[\frac{\pi}{n} - \frac{1}{n}q_1(r) \right], \quad (7)$$

$$\begin{aligned} [kA_s(r)]_{\text{III}} &= 2rk_c[q_2(r) - q_1(r)] + 2rk_s[\pi - q_2(r)] \\ &= 2rk_s \left[\pi - \frac{1}{n}q_1(r) - \frac{n-1}{n}q_2(r) \right], \end{aligned} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} [kA_s(r)]_{\text{IV}} &= 2rk_c q_2(r) + 2rk_s[\pi - q_2(r)] \\ &= 2rk_s \left[\pi - \frac{n-1}{n}q_2(r) \right]. \end{aligned} \quad (9)$$

如图 5 所示, 考虑到实际地下水渗流为半无限场, 通过镜像法原理^[17]与渗流力学水头势函数的叠加原理^[18], 可将半无限渗流场转化为相互对称且涌水量异号的包含注浆圈的实际、虚拟体外排水隧道无限渗流场的叠加, 即总水头势函数为

$$F = F_1 + F_2, \quad (10)$$

式中, F_1, F_2 分别为包含注浆圈的实际、虚拟体外排水隧道无限渗流场水头势函数。

同时, 规定任意点到实际、虚拟排水洞圆心的距离为 r_1, r_2 。

依据图 5 可知, 发生在实际半无限平面的渗流, 其属于虚拟体外排水隧道渗流场的 V 区 ($r_2 > l_3$), 而

对于实际体外排水隧道渗流场还应进行分区考虑, 因此在实际半无限平面内的总水头势函数 F 应是根据实际体外排水隧道渗流场分区的分段函数:

$$F = \begin{cases} 2c_1 - \frac{Q}{2\pi k_s} \left\{ \ln \frac{r_2}{l_3} + \int_{l_2}^{l_3} \frac{\pi}{r \left[\pi - \frac{n-1}{n}q_2(r) \right]} dr + \right. \\ \left. \int_{l_0}^{l_2} \frac{\pi}{r \left[\pi - \frac{1}{n}q_1(r) - \frac{n-1}{n}q_2(r) \right]} dr + n \int_{l_1}^{l_0} \frac{\pi}{r [\pi - q_1(r)]} dr + \right. \\ \left. n \ln \frac{l_1}{r_1} \right\} & (\text{I 区}, l_1 > r_1 \geq r_1), \\ 2c_1 - \frac{Q}{2\pi k_s} \left\{ \ln \frac{r_2}{l_3} + \int_{l_2}^{l_3} \frac{\pi}{r \left[\pi - \frac{n-1}{n}q_2(r) \right]} dr + \right. \\ \left. \int_{l_0}^{l_2} \frac{\pi}{r \left[\pi - \frac{1}{n}q_1(r) - \frac{n-1}{n}q_2(r) \right]} dr + n \int_{r_1}^{l_0} \frac{\pi}{r [\pi - q_1(r)]} dr \right\} & (\text{II 区}, l_0 > r_1 \geq l_1), \\ 2c_1 - \frac{Q}{2\pi k_s} \ln \frac{r_2}{l_3} + \int_{l_2}^{l_3} \frac{\pi}{r \left[\pi - \frac{n-1}{n}q_2(r) \right]} dr + \\ \int_{r_1}^{l_2} \frac{\pi}{r \left[\pi - \frac{1}{n}q_1(r) - \frac{n-1}{n}q_2(r) \right]} dr & (\text{III 区}, l_2 > r_1 \geq l_0), \\ 2c_1 - \frac{Q}{2\pi k_s} \left\{ \ln \frac{r_2}{l_3} + \int_{r_1}^{l_3} \frac{\pi}{r \left[\pi - \frac{n-1}{n}q_2(r) \right]} dr \right\} & (\text{IV 区}, l_3 > r_1 \geq l_2), \\ 2c_1 - \frac{Q}{2\pi k_s} \ln \frac{r_2}{r_1} & (\text{V 区}, r_1 \geq l_3). \end{cases} \quad (11)$$

在地下水水面处(给水边界)有 $r_1 = r_2$ 且位于 V 区, 设水面处总水头 $F = H$, 代入式 (11) 可得

$$2c_1 = H. \quad (12)$$

基于地下水水面下大理深隧道假定, 对于排水洞内壁面, 有 $r_1 = r_1$, $r_2 \approx 2l_4$, $H = l_4$, 联合式 (9), (12), “排水洞内壁水头 F 恒为 0”的假定, 可解得排水洞涌水量 Q 为

$$Q = \frac{2\pi k_s l_4}{\ln \frac{2l_4}{l_3} + \text{BB} + \text{CC} + n \left(\text{DD} + \ln \frac{l_1}{r_1} \right)}, \quad (13)$$

$$\text{BB} = \int_{l_2}^{l_3} \frac{\pi}{r \left[\pi - \frac{n-1}{n}q_2(r) \right]} dr, \quad (14)$$

$$\text{CC} = \int_{l_0}^{l_2} \frac{\pi}{r \left[\pi - \frac{1}{n}q_1(r) - \frac{n-1}{n}q_2(r) \right]} dr, \quad (15)$$

$$DD = \int_{l_1}^{l_0} \frac{\pi}{r(\pi - q_1(r))} dr \quad (16)$$

考虑上述定积分的复杂性, 求解具体问题时可采用 Guass 积分法等数值积分方法或借助计算机进行求解。

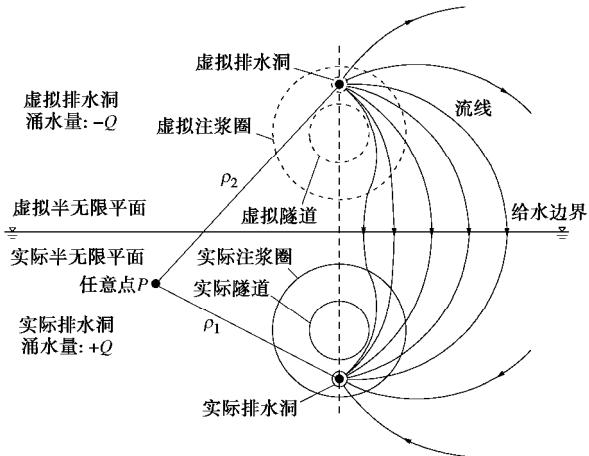


图 5 镜像法示意图

Fig. 5 Sketch of mirror image method

对于隧道结构外表面(依据位置分属 II 区、III 区), 取 $r_1 = r$, $r_2 \approx 2l_4 - l_1 - r_2$, 联合式 (11) ~ (16), 可解得隧道结构背后任意点处水压力 p_l 为

$$p_l = (F - y) \cdot g_w = g_w l_4 \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{\ln \frac{2l_4 - l_1 - r_2}{l_3} + BB + CC + n \int_{l_1}^{l_0} \frac{\pi}{r(\pi - q_1(r))} dr}{\ln \frac{2l_4}{l_3} + BB + CC + n \left(DD + \ln \frac{l_1}{r_1} \right)} - \frac{y}{l_4} \right) \\ \quad (\text{II 区}, l_0 > r_1 \geq l_1), \\ \left(\frac{\ln \frac{2l_4 - l_1 - r_2}{l_3} + BB + \int_{l_1}^{l_2} \frac{\pi}{r \left[\pi - \frac{1}{n} q_1(r) - \frac{n-1}{n} q_2(r) \right]} dr}{\ln \frac{2l_4}{l_3} + BB + CC + n \left(DD + \ln \frac{l_1}{r_1} \right)} - \frac{y}{l_4} \right) \\ \quad (\text{III 区}, l_2 > r_1 \geq l_0). \end{array} \right. \quad (17)$$

式中 r 为隧道结构外表面待求水压点到排水洞圆心的距离; g_w 为水的重度, 取 $g_w = 9.8 \text{ kN/m}^3$; y 为位势水头, 且以排水洞圆心水平面为零势面。

以上解析结果均为 “ $l_0 > l_1$ ” 情况, 由于两种情况下解析推导过程大体类似, 故此处省略 “ $l_0 \leq l_1$ ” 情况推导过程, 得到 $l_0 \leq l_1$ 时排水洞涌水量 Q 为

$$Q = \frac{2\pi k_s l_4}{\ln \frac{2l_4}{l_3} + BB + CC_2 + n \left(DD_2 + \ln \frac{l_1}{r_1} \right)}, \quad (18)$$

$$CC_2 = \int_{l_1}^{l_2} \frac{\pi}{r \left[\pi - \frac{1}{n} q_1(r) - \frac{n-1}{n} q_2(r) \right]} dr, \quad (19)$$

$$DD_2 = \int_{l_0}^{l_1} \frac{\pi}{r \left[\pi - \frac{n-1}{n} q_2(r) \right]} dr. \quad (20)$$

1.3 解析结果退化验证

(1) 不考虑注浆圈的体外排水隧道退化验证

若不考虑注浆圈作用, 可视为注浆圈渗透系数 $k_c = k_s$ (即 $n=1$), 代入式 (13), (18) 均可得

$$Q = \frac{2\pi k_s l_4}{\ln \frac{2l_4}{l_2} + \int_{l_1}^{l_2} \frac{\pi}{r(\pi - q_1(r))} dr + \ln \frac{l_1}{r_1}}. \quad (21)$$

式 (21) 隧道涌水量 Q 与文献[5]中不考虑注浆圈作用的半无限平面体外隧道涌水量计算公式相同。

(2) 毛洞排水隧道退化验证

若不考虑注浆作用且地层中仅存在排水洞时, 可视为注浆圈渗透系数 $k_c = k_s$ (即 $n=1$), 且 $q_1(r)=0$, 代入式 (11), (16) 均可得

$$Q = \frac{2\pi k_s l_4}{\ln(2l_4/r_1)}. \quad (22)$$

式 (22) 隧道涌水量 Q 与文献[16]中半无限平面单洞隧道涌水量简型计算公式相同。

综上所述, 文献[16]中仅考虑排水洞排水作用的涌水量解析解、文献[5]中不考虑注浆作用的体外排水隧道涌水量解析解均仅是本文涌水量计算公式的特解, 以此验证了本文解析解的正确性。

2 算例计算与注浆圈参数探讨

2.1 计算参数与数值验证模型设置

取隧道尺寸参数 $r_2 = 6.5 \text{ m}$, 典型排水特征参数 $r_1 = 0.4 \text{ m}$, $h_0 = 0.5 \text{ m}$, 地层参数 $k_s = 10^{-6} \text{ m/s}$, $h_c = 93.5 \text{ m}$ (地下水位至隧道圆心为 100 m), 并根据后续计算工况选定注浆圈参数, 采用 FLAC^{3D} 建立仿真模型^[19], 并设置边界条件如图 6 所示。需要说明的是, 在 FLAC^{3D} 模型中对于地下水位处施加了固定孔压的命令, 保证地下水位不受排水作用而降低。

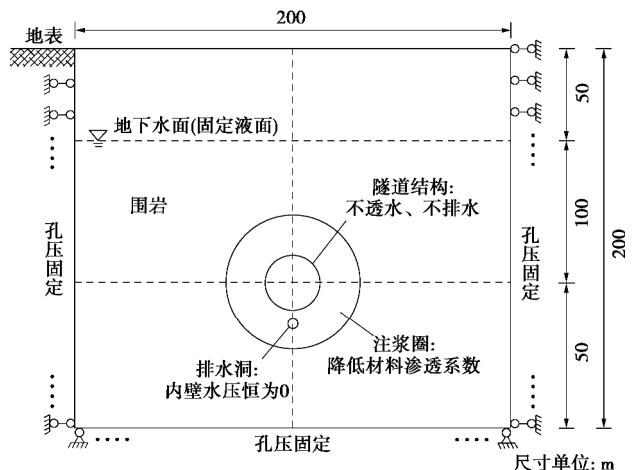


图 6 数值模型基本尺寸及边界条件

Fig. 6 Dimensions and boundary conditions of numerical models
为探讨围岩注浆作用对体外排水隧道渗流场影响

规律,选取注浆圈厚度、注浆圈渗透系数两个影响因素,结合类似富水隧道注浆圈参数取值^[15-16,20],设置对应计算工况,如表1所示。

表1 分析计算工况

Table 1 Analytical and computational working conditions

工况编号	注浆圈厚度/m	注浆圈渗透系数/(m·s ⁻¹)	注浆前后渗透系数比
1 (未注浆)	0	1×10^{-6}	1
2-1		1×10^{-7}	10
2-2	4	5×10^{-8}	20
2-3		2×10^{-8}	50
2-4		1×10^{-8}	100
3-1		1×10^{-7}	10
3-2	5	5×10^{-8}	20
3-3		2×10^{-8}	50
3-4		1×10^{-8}	100
4-1		1×10^{-7}	10
4-2	6	5×10^{-8}	20
4-3		2×10^{-8}	50
4-4		1×10^{-8}	100

2.2 隧道涌水量的验证与探讨

依据式(11)涌水量计算公式以及数值分析模型,对表1中各工况进行计算,得到隧道涌水量解析解与数值解对比情况如图7所示。由图7可知:

(1)从两解法对比来看,在考虑注浆作用下解析模型所得涌水量稍大于数值法,解析模型对于涌水量存在一定高估。但是总的来说,在不同工况下,涌水量解析结果与数值仿真结果相差较小,最大相差率为10.61%,且随注浆圈厚度的增加,两者结果差异逐渐减小。由此可见,上述两种解法结果互为验证,证明了本文解析理论模型的正确性。

(2)注浆前后渗透系数比值从1增至10,涌水量从 $7.95 \text{ m}^3/\text{d}$ 分别降至 $1.85, 1.65, 1.53 \text{ m}^3/\text{d}$ (注浆圈厚度4, 5, 6 m),涌水量降幅分别为76.7%, 79.2%, 80.7%,降幅明显;随着渗透系数比值的进一步增加(从10增至50),涌水量降幅出现明显转折,下降速率逐步减小,其中比值为20时,涌水量降幅为87.1%、88.7%、89.6%(注浆圈厚度4, 5, 6 m),涌水量已能得到较好控制;当比值超过50后,渗透性变化对涌水量影响已不明显。

(3)注浆圈厚度从4 m变化至6 m,当渗透比为10, 20, 50, 100时,涌水量降幅增长分别为4.02%, 2.54%, 1.21%, 0.64%,可见随着注浆圈厚度的增加,隧道涌水量出现了一定降低,但降幅并不显著。

(4)汇总各工况下涌水量结果,当注浆圈厚度取为工程适宜值时(4~6 m),注浆圈渗透系数对涌水量的影响明显大于注浆圈厚度,因此需要控制体外排水隧道涌水量时,应主要从注浆圈渗透系数入手。

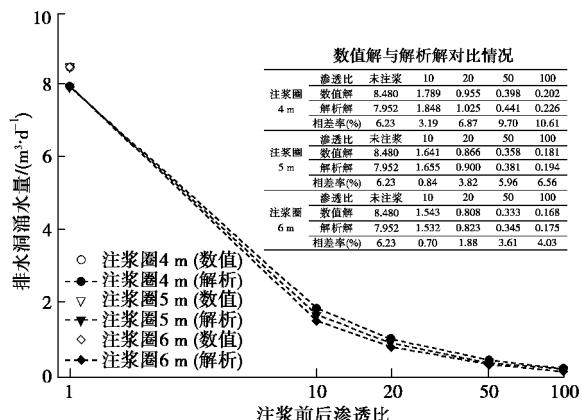


图7 隧道涌水量验证情况

Fig. 7 Verification of tunnel water inflow

2.3 隧道结构外水压力验证与探讨

依据式(17)结构外水压力计算公式以及数值分析模型,对表1中各工况进行计算,得到隧道结构外水压力解析解与数值解对比情况如图8~10所示。同时,为综合考虑全环水压力影响,将隧道结构分为四等分(拱顶、拱脚、边墙、底部),并通过求取各部分内多点均值(本算例取为20个点的均值)的方法,实现两种解法的结果对比。由图图8~10可知:

(1)从两解法对比来看,在考虑注浆作用下解析模型一定程度上高估了底部水压力的量值,而低估了边墙、拱脚、拱顶处的外水压力。但是总的来说,在不同工况下,本文结构外水压力解析结果与数值仿真结果相差较小,最大相差率为9.14%,且随注浆圈厚度的增加,两者结果差异逐渐减小。由此可见,本文解析理论模型与数值结果互为验证,能较好地反映隧道结构外水压力分布特征。

(2)由于图8~10的外水压力变化规律类似,以图9为例进行分析:①随注浆圈渗透系数比值从1变化至20,各位置处结构外水压力增长明显,当比值为20时,拱顶、拱脚、边墙、底部处结构外水压力从未注浆时的310.39, 577.96, 669.40, 684.01 kPa分别增至605.72, 915.66, 894.59, 869.59 kPa,增率为95.1%, 58.4%, 33.6%, 27.1%;而随着渗透系数比值的进一步增长(超过20后),结构外水压力增幅逐步减小,注浆圈渗透性变化对结构外水压力影响已不明显。②随注浆圈渗透系数比值的增长,全环结构外水压力分布形式发生了变化:未注浆时呈现“底部最小,边墙次之,拱脚再次,拱顶最大”的水压力分布特征,当考虑注浆作用后,转变为“底部最小,拱顶次之,拱脚再次,边墙最大”的分布特征,且上述规律随渗透性比值的增大而愈发明显。③结合图7涌水量分析结果,分析上述水压力变化规律的原因:由于体外排水方式下隧道通过隧底排水洞实现排水,当隧道未注浆时,排水洞排水量较大,泄水降压能力较强,对于

隧道全环结构外水压力均能起到较好的控制作用, 且随着到排水洞的距离越近其控制效果越强; 当隧道注浆后, 随着渗透系数比值的提升, 排水洞涌水量迅速降低, 结构外水压力控制效果逐步减弱, 由于底部部位距离排水洞较近, 其受到的水压控制效果削弱作用最为明显, 但仍能保证尚可的降压效果, 而对于距离排水洞较远的边墙、拱脚、拱顶部位, 其渗流场逐步趋于全堵隧道渗流场, 最终呈现受位势水头主导的水压力分布特征。

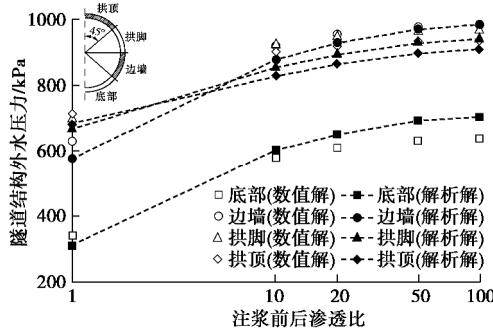


图 8 注浆圈 4 m 时隧道结构外水压力情况

Fig. 8 Water pressures outside tunnel (grouting ring of 4 m)

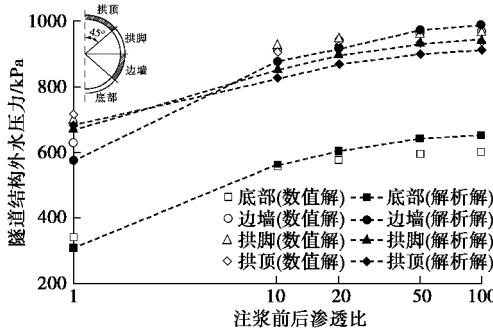


图 9 注浆圈 5 m 时隧道结构外水压力情况

Fig. 9 Water pressures outside tunnel (grouting ring of 5 m)

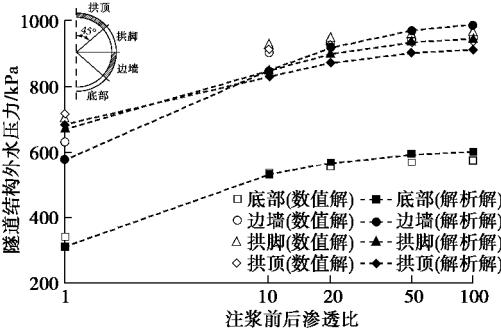


图 10 注浆圈 6 m 时隧道结构外水压力情况

Fig. 10 Water pressures outside tunnel (grouting ring of 6 m)

进一步汇总各工况下典型位置处(边墙、底部)的结构外水压力解析结果(图 11)。

由图 11 可以看出: ①随着注浆圈厚度的增加(从 4 m 到 6 m), 当注浆渗透比为 10, 20, 50, 100 时, 厚度变化带来的边墙部位结构外水压力降幅(相对于未注浆时)分别为 5.55%, 1.73%, 0.52%, 0.17%,

而底部部位降幅分别为 23.8%, 27.1%, 31.6%, 33.2%。由此可见注浆圈厚度的增加对不同部位结构外水压力的控制作用存在明显差异, 底部部位控制效果最为显著。②汇总各工况下涌水量结果, 当注浆圈厚度取为工程适宜值时(4~6 m), 注浆圈渗透系数对结构外水压力的影响大于注浆圈厚度, 但注浆圈厚度对隧底水压力仍存在一定影响, 因此就体外排水隧道水压力控制效果而言, 需要综合考虑注浆圈渗透系数与注浆圈厚度两因素的共同影响。

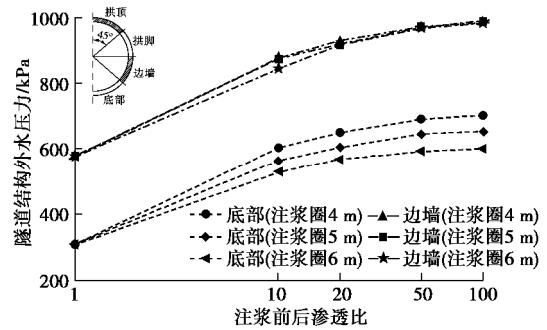


图 11 各工况下典型位置外水压力变化情况

Fig. 11 Variation of water pressure in typical location of tunnel

此外, 综合前文有关涌水量与结构外水压力的计算分析, 可以认为: 因受模型假设影响, 本文所得解析模型对排水洞涌水量、底部水压力存在一定高估, 而对除底部外的其他部位外水压力稍有低估; 但是, 两解法所得结果差异属于工程应用允许范围, 涌水量与结构外水压力的最大相差率仅为 10.61%, 9.14%; 因此, 在进行实际工程应用时, 本文所得解析模型可作为注浆设计与施工的理论依据。

2.4 合理注浆圈参数的探讨

为获取注浆圈参数综合影响规律及合理取值, 汇总各注浆圈参数(厚度、渗透系数)条件下隧道涌水量、底部水压力变化情况(图 12)。

由图 12 可以看出: ①从涌水量控制的角度来看, 注浆圈渗透比值影响较为明显, 应着重考虑渗透比值合理取值: 当比值为 20 时, 各工况涌水量降幅均已超过 85%, 隧道涌水量已能得到较好控制, 在此基础上进一步降低注浆圈渗透系数, 对降低涌水量的效果并不显著, 因此注浆前后渗透比取为 1/20 左右是比较合理的。此外, 对于注浆圈厚度而言, 较大的厚度值能一定程度上加强涌水量的控制效果, 因此注浆圈厚度可在条件允许范围内选取较大值。②从水压力控制角度来看, 由于体外排水隧道不同于常规排水隧道, 隧道内未设排导措施, 一味强调堵水会使得排水洞排水量的大幅降低, 进而导致水压力值的明显增长, 不利于结构水压力的控制, 因此为保障良好的隧底降压效果, 体外排水隧道应选取相对较低的渗透系数比值,

结合具体数值,建议渗透比值不大于20;而对于注浆圈厚度,计算结果表明较大的厚度值能加强底部结构外水压力的控制效果,因此建议选取较大的注浆圈厚度值。③综合隧道涌水量与结构外水压力情况,笔者认为“注浆圈渗透系数比值取为1/10~1/20,注浆圈厚度取为6 m”是比较合理的,在上述条件下隧道每延米排水量仅0.823~1.53 m³/d,涌水量降幅可达80.7%~89.6%,满足基于生态环境的水排放要求^[21],同时底部结构水压力降幅达46.6%以上(较于初始水头),有效降低底部结构外水压力,对因隧底水压力过大导致的病害的发生可以起到有力防控。

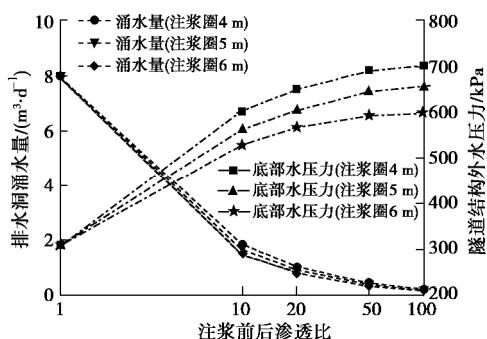


图 12 各工况下隧道渗流特征参数情况汇总

Fig. 12 Summary of seepage characteristic parameters under different conditions

3 结论与展望

(1) 基于镜像法与渗流力学理论,提出了考虑注浆圈作用的体外排水隧道渗流场理论模型,推导了半无限场考虑注浆圈作用的体外排水隧道涌水量及结构外水压力解析解,并通过解析退化、数值仿真两种方法共同验证了公式的正确性。公式的提出对于完善体外排水隧道渗流场理论体系具有显著的理论意义。

(2) 基于本文理论模型及解析公式,探讨了注浆圈典型参数(注浆圈渗透系数、注浆圈厚度)对体外排水方式下隧道涌水量、结构水压力的影响规律。分析结果表明,注浆圈渗透系数对体外排水隧道渗流场存在显著影响,随注浆前后渗透比值的增大,涌水量将得到明显控制,但同时亦会引起结构外水压力的一定增长;而注浆圈厚度影响相对较小,其影响主要体现于注浆圈厚度越大时,能够一定程度上加强对底部外水压力的控制效果。

(3) 通过对隧道涌水量、结构外水压力的综合分析,提出了“注浆圈渗透系数比值取为1/10~1/20,注浆圈厚度取为6 m”的合理注浆圈参数,在此参数下隧道涌水量得到明显控制,满足基于生态环境的水排放要求,同时亦能够保证对于隧底水压力的控制。

鉴于体外排水方式的逐步推广应用,该参数的提出对于优化体外排水隧道设计并进一步指导施工实践具有现实意义。

(4) 同时,本文主要采用理论解析、数值仿真两种分析手段,对于如何将研究结果更好地联系工程实际,并采用实测数据进一步地验证研究结果,以及通过隧道缩尺模型试验方法获得更具参考性的合理注浆参数将作为笔者后续研究的主要方向。

参考文献:

- [1] 代鸿明. 运营铁路隧道水害引发的仰拱起鼓及衬砌开裂防治技术研究[J]. 现代隧道技术, 2016, 53(3): 202~206. (DAI Hong-ming. Prevention and treatment of invert heaving and lining cracking induced by water disasters in operating railway tunnels[J]. Modern Tunnelling Technology, 2016, 53(3): 202~206. (in Chinese))
- [2] 郑波, 吴剑, 吴晓龙. 水压力作用下隧道底部结构裂损机理及其防治[J]. 铁道工程学报, 2017, 34(1): 91~96. (ZHENG Bo, WU Jian, WU Xiao-long. Research on the cracking mechanism and treatment measures of tunnel invert filling structure under the action of water pressure[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2017, 34(1): 91~96. (in Chinese))
- [3] 杜明庆, 张顶立, 张素磊, 等. 高速铁路隧道仰拱结构受力现场实测分析[J]. 中国铁道科学, 2017(5): 53~61. (DU Ming-qing, ZHANG Ding-li, ZHANG Su-lei, et al. Field test and analysis of mechanical characteristics of tunnel invert structure for high-speed railway[J]. China Railway Science, 2017(5): 53~61. (in Chinese))
- [4] 肖广智, 薛斌. 向莆铁路隧道道床积水、轨道隆起病害整治技术[J]. 现代隧道技术, 2015, 52(3): 200~204. (XIAO Guang-zhi, XUE Bin. Treatment of bed waterlogging and track heaving in tunnels on the Xiangtang-Putian Railway[J]. Modern Tunnelling Technology, 2015, 52(3): 200~204. (in Chinese))
- [5] 李林毅, 阳军生, 麻彦娜, 等. 体外排水方式在隧道工程中的研究与应用[J]. 铁道学报.(已录用). (LI Lin-yi, YANG Jun-sheng, MA Yan-na, et al. Research and application of extracorporeal drainage method in tunnel project[J]. Journal of the China Railway Society. (accepted) (in Chinese))
- [6] 李林毅, 阳军生, 张峰, 等. 深埋式中心水沟排水隧道渗流场解析研究[J]. 浙江大学学报(工学版), 2018, 52(11): 2050~2057. (LI Lin-yi, YANG Jun-sheng, ZHANG Zheng, et al. Analytical study of seepage field of deep-buried central ditch drainage tunnel[J]. Journal of Zhejiang University

- (Engineering Science), 2018, **52**(11): 2050 - 2057. (in Chinese))
- [7] NAM S W, BOBET A. Liner stresses in deep tunnels below the water table[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2006, **21**(6): 626 - 635.
- [8] ARJNOI P, JEONG J H, KIM C Y, et al. Effect of drainage conditions on porewater pressure distributions and lining stresses in drained tunnels[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2009, **24**(4): 376 - 389.
- [9] 樊祥喜, 阳军生, 麻彦娜, 等. 不同防排水方式下富水隧道受列车振动荷载动力影响分析[J]. 铁道科学与工程学报, 2018, **15**(11): 2901 - 2908. (FAN Xiang-xi, YANG Jun-sheng, MA Yan-na, et al. Analysis of dynamic influence of train vibration load on water rich tunnel under different water proof and drainage ways[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2018, **15**(11): 2901 - 2908. (in Chinese))
- [10] 李洪涛. 排水模式对高速铁路隧道仰拱变形影响研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2018. (LI Hong-tao. Study on the Influence of Drainage Mode on the Deformation of Inverted Arch of High Speed Railway Tunnels[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2018. (in Chinese))
- [11] LI P F, LIU H L, ZHAO Y, et al. A bottom-to-up drainage and water pressure reduction system for railway tunnels[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, **81**: 296 - 305.
- [12] 姚希磊. 隧道深埋式中心水沟施工技术研究[J]. 铁道建筑技术, 2017(6): 97 - 99. (YAO Xi-lei. Research on the construction technology for deep-buried ditch in tunnel[J]. Railway Construction Technology, 2017(6): 97 - 99. (in Chinese))
- [13] 赵乐. 基于堵水限排高压富水区山岭隧道防排水技术研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2017. (ZHAO Le. Study on Waterproof and Drainage Technology of Mountain Tunnel in High Pressure and Rich Water Area Based on Blocking Groundwater and Limiting Discharge[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2017. (in Chinese))
- [14] 黄锋, 魏源泉, 蒋树屏, 等. 高压富水区限排隧道围岩与衬砌水压力场研究[J]. 地下空间与工程学报, 2017, **13**(1): 146 - 152. (HUANG Feng, WEI Yuan-quan, JIANG Shu-ping, et al. Water pressure field study of surrounding rock and lining of controlling emission tunnel in high-pressure and water-rich zone[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2017, **13**(1): 146 - 152. (in Chinese))
- [15] 马青, 罗禄森, 阳军生, 等. 岩溶富水区深埋水沟排水隧道注浆圈参数研究[J]. 隧道建设, 2018, **38**(11): 1793 - 1799. (MA Qing, LUO Lu-sen, YANG Jun-sheng, et al. Study of parameters of grouting circle for deep-ditch drainage tunnel in water-rich karst area[J]. Tunnel Construction, 2018, **38**(11): 1793 - 1799. (in Chinese))
- [16] 邹育麟, 何川, 胡雄玉, 等. 富水区隧道合理防排水型式及注浆加固参数研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2014, **34**(4): 485 - 491. (ZOU Yu-lin, HE Chuan, HU Xiong-yu, et al. Study on reasonable waterproof and drainage pattern and grouting parameter of rich water tunnel[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2014, **34**(4): 485 - 491. (in Chinese))
- [17] 应宏伟, 朱成伟, 龚晓南. 考虑注浆圈作用下隧道渗流场解析解[J]. 浙江大学学报(工学版), 2016, **50**(6): 1018 - 1023. (YING Hong-wei, ZHU Cheng-wei, GONG Xiao-nan. Analytic solution on seepage field of underwater tunnel considering grouting circle[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2016, **50**(6): 1018 - 1023. (in Chinese))
- [18] 翟云芳. 渗流力学[M]. 北京: 北京石油工业出版社, 2009: 25 - 27. (ZHAI Yun-fang. Seepage Mechanics[M]. Beijing: Petroleum Industry Press, 2009: 25 - 27. (in Chinese))
- [19] Itasca. FLAC^{3D} version 5.0 User's Manual[M]. Minnesota: Minneapolis ICG 2012.
- [20] 王一鸣. 高水压岩溶隧道衬砌结构受力特征和防排水设计研究[D]. 长沙: 中南大学, 2014. (WANG Yi-ming. Research on Mechanical Characters and Drainage of Karst Tunnel with High Water Pressure[D]. Changsha: Central South University, 2014. (in Chinese))
- [21] 程盼. 基于生态平衡的隧道地下水渗控方法及限排水标准研究[D]. 长沙: 中南大学, 2014. (CHENG Pan. Groundwater Seepage and Control Method for Tunnel and Limit Drainage Criterion Based on Ecological Balance[D]. Changsha: Central South University, 2014. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202001016

饱和盐渍土的一维蠕变试验与模型研究

周凤玺^{1, 2}, 王立业¹, 赖远明²

(1. 兰州理工大学土木工程学院, 甘肃 兰州 730050; 2. 中国科学院西北生态环境资源研究院冻土工程国家重点实验室, 甘肃 兰州 730000)

摘要: 饱和盐渍土中土颗粒和孔隙盐溶液间相互的物理化学作用对土体的力学行为有较强的影响, 使得盐渍土表现出不同的变形特性。为了能够准确地描述饱和盐渍土的这种相互作用, 首先采用常规固结试验和恒载蠕变试验对通过蒸馏水、硫酸钠溶液和氯化钠溶液饱和后的重塑土样进行了试验研究。试验结果显示: 盐渍土和非盐渍土的固结蠕变存在明显差异, 此类现象会随着含盐量的增加而更加明显; 而同含盐量的硫酸盐渍土和氯盐渍土的固结蠕变效应也不尽相同。其次, 基于 Yin-Graham 一维蠕变方程, 利用 Pitzer 离子相互作用模型和 Van't Hoff 渗透吸力方程, 通过引入有效渗透应力, 建立了饱和盐渍土的一维蠕变理论模型。最后, 将改进的理论模型与试验数据进行了对比分析。结果表明, 所提出的理论模型不仅能够描述饱和盐渍土中化学力学耦合, 而且可以有效地预测一维蠕变行为。

关键词: 硫酸盐渍土; 氯盐渍土; 蠕变试验; 渗透吸力; Yin-Graham 模型

中图分类号: TU411; TU488 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0142-08

作者简介: 周凤玺(1979—), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程方面的教学与研究工作。E-mail: geolut@163.com。

One-dimensional creep tests and model studies on saturated saline soil

ZHOU Feng-xi^{1, 2}, WANG Li-ye¹, LAI Yuan-ming²

(1. School of Civil Engineering, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China; 2. State Key Laboratory of Frozen Soil

Engineering, Northwest Institute of Eco-environment and Resources, Chinese Academy of Sciences, Lanzhou 730000, China)

Abstract: The physical and chemical interaction between soil particles and pore salt solutions in saturated saline soils has a strong influence on the mechanical behavior of soils, which makes the saline soils exhibit different deformation characteristics. In order to accurately describe this interaction of saturated saline soil, the experimental studies on the remolded specimens saturated with distilled water, sodium sulfate solution and sodium chloride solution are carried out by the conventional oedometer tests and constant load creep tests. The test results show that there is a significant difference in the consolidation creep between saline soils and non-saline soils. This phenomenon is more obvious with the increase of salt content. The consolidation creep effect of sulphate soils and chloride soils with the same salt content is different. Secondly, based on the Yin-Graham one-dimensional creep equation, a one-dimensional creep theoretical model for saturated saline soils is established by using the Pitzer ion interaction model and the van't Hoff osmotic suction equation and introducing the effective osmotic stress. Finally, the improved theoretical model and experimental data are compared and analyzed. The results show that the proposed theoretical model can describe the chemical-mechanical coupling in saturated saline soils and effectively predict the one-dimensional creep behavior.

Key words: sulfate saline soil; chloride saline soil; creep test; osmotic suction; Yin-Graham model

0 引言

近年来, 由于地下水、盐的迁移和全球气温升高等物理现象改变了土体的蠕变机理。使土体在地基处理、水利工程和道路桥梁工程中会出现不稳定的非均匀沉降, 从而对工程建设和使用防护产生了一系列的影响^[1-3]。

目前, 对不含盐土体蠕变模型的研究已经较为成熟。现有的理论模型主要以经验模型、元件模型和弹-黏塑性模型为主, 并且三者都能够很好地描述在指定

条件下土体的蠕变行为^[4-6]。其中, Yin 等^[7-9]在等时间线和弹-黏塑性理论为基础建立了一维蠕变模型, 该模型的本构理论简单, 参数少并容易获得。此外还将其推广到一维应力松弛及三维应力状态下的蠕变和应力松弛。但是该模型不能描述盐渍土中土颗粒与孔隙溶液间离子相互作用关系及对蠕变效应的影响。

基金项目: 国家自然科学基金项目(41230630, 11962016); 甘肃省陇原青年创新创业人才项目

收稿日期: 2019-02-26

表 1 洗盐后土样的物理性质指标

Table 1 Physical properties of soil samples after salt washing

初始孔隙 比 e_0	颗粒相对 密度	液限 w_L /%	塑限 w_p /%	塑限指 数 I_p	土粒粒组含量/%		
					$d \leq 0.005 \text{ mm}$	$0.005 \text{ mm} < d < 0.075 \text{ mm}$	$d \geq 0.075 \text{ mm}$
0.66	2.7	28.2	18.4	9.8	20.33	71.11	8.56

盐渍土是土中含有可溶性盐类, 且盐分浓度较高的一类特殊土。而有关盐渍土固结蠕变的试验研究主要集中在氯盐渍土中。从采用完全侧限条件下的固结蠕变试验到三轴条件下的等压蠕变、剪切蠕变和应变率试验, 并在此基础上采用盐溶液饱和后的冻结砂、黏土等岩土材料展开了一系列的研究讨论^[10-14]。在与盐渍土相关的本构理论研究中, 学者们提出了能够描述饱和状态下孔隙溶液与土颗粒相互作用的概念模型和分形模型。并以渗透吸力为媒介桥梁, 作为描述盐渍土中化学力学耦合的重要指标。Barbour 等^[15]认为在盐溶液饱和后的土体中, 由于土体的渗透性导致有效应力的增加, 并且提出将有效应力和渗透吸力作为应力状态变量来描述土体的力学性质。Shivananda^[16]、Rao 等^[17]分别讨论了外来盐对孔隙溶液渗透吸力的影响和 Van't Hoff 方程在有无 Van't Hoff 因子时计算值与试验值的误差范围。并且明确了在恒定荷载作用下, 采用氯化钠和蒸馏水饱和后试样的应变差可以通过渗透吸力的增加来预测试样的渗透诱导固结。Xu 等^[18]在上述理论的基础上采用分形理论描述了 Van't Hoff 方程中的渗透系数, 提出了一种新的有效应力计算方法。

通过渗透吸力来描述岩土材料中化学-力学耦合性质已经成为研究盐渍土本构的一种有效研究方法。但是现有的理论主要是通过浓液的溶度来反映土水体系的化学性质, 无法实现孔隙溶液中化学离子的定量描述, 并且相关研究也主要集中在饱和氯盐中。因此本文对分别采用蒸馏水、氯化钠溶液和硫酸钠溶液饱和后的试样进行了固结蠕变试验, 讨论了硫酸盐渍土与氯盐渍土的固结蠕变特性。在 Van't Hoff 方程中引入 Pitzer 离子相互作用模型, 实现了土颗粒与孔隙溶液间的离子相互作用描述。在 Yin-Graham 一维蠕变模型的框架下建立了饱和盐渍土的一维蠕变模型, 并结合蠕变试验结果, 对原有模型和改进模型进行了详细的对比分析。

1 试验条件与结果

1.1 试样制作

试验用土取自兰州七里河区。邴慧等^[19]研究表明, 洗盐对土颗粒粒组和土体结构影响较为明显。因此表 1 给出了洗盐后土样的物理性质指标。

试验在杠杆式中压固结仪上进行, 数据采集通过电子位移计和数据采集仪共同工作, 不仅保证了采集数据的精度, 也保证了数据采集的连续性。土样制做

的主要步骤为: 洗盐(蒸馏水)一风干—碾碎过筛(0.5 mm)一配水制样(无盐试样)一风干, 主要步骤严格按照《土工试验方法标准》的要求。试样尺寸的大小为: 直径 6.18 cm, 高度 2 cm; 制样含水率为 16.88%, 干密度为 1.641 g/cm³。

试样饱和时先将干燥土样安放完成, 然后向固结仪水槽中注一定浓度的盐溶液后立即加载。饱和溶液根据是否含盐与易溶盐种类分为蒸馏水、硫酸钠溶液和氯化钠溶液; 其中硫酸钠和氯化钠溶液的浓度分设了 3 组, 其质量摩尔浓度分别为 0.6, 1.2, 1.8 mol/kg。其次硫酸盐渍土对应上述质量摩尔浓度的质量分数分别为 7.6%, 14.6%, 20.4%, 氯盐渍土对应上述质量摩尔浓度的质量分数分别为 3.4%, 6.6%, 9.5%。在试验过程中为了保持溶液浓度、试验温度(25°C ± 1°C)和饱和程度不变, 在试验过程中设置了防止溶剂蒸发和保温隔热装置, 并且在加载周期内保证水槽水位基本不变。

1.2 试验结果

(1) 固结试验

固结回弹试验结合土样的物理特性将加载卸荷顺序设计为 50, 100, 200, 300, 400, 800, 1600, 800, 400, 300, 200 kPa, 每级荷载持续时间为 24 h。图 1 给出了采用不同溶液饱和下的固结试验结果。从图 1 中发现非盐渍土与盐渍土的固结曲线存在明显的差异, 而且采用硫酸钠和氯化钠溶液饱和后的盐渍土固结曲线也有所不同。通过观察图 1 发现, 易溶盐对压缩变形的影响是贯穿于整个固结回弹过程中的。从而导致了在不同固结应力下, 相同浓度的同类盐渍土对压缩变形的贡献是基本相等的。这与图 1 所表现出在 50~1600 kPa 的固结曲线和 1600~200 kPa 的回弹曲线几乎平行的结果相符合。这也证实了孔隙溶液的变化不会改变土体的压缩系数、压缩指数与回弹再压缩指数^[13-14]。

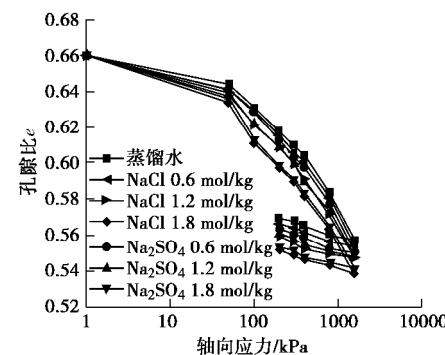


图 1 不同盐溶液饱和下的固结试验结果

Fig. 1 Consolidation test results under saturation of different salt solutions

(2) 蠕变试验

蠕变是土体的超静孔隙水压力消散后, 有效应力不变的情况下土体继续被压缩的宏观表象。也可以认为是在排水固结过程中发生的次固结压缩。图2描述了土样分别在蒸馏水、硫酸钠和氯化钠溶液饱和下的恒载蠕变情况。其中图2(a)~(c)分别是在200, 400, 800 kPa作用下的蠕变过程, 直观地反映了盐渍土与非盐渍土蠕变行为的差异。

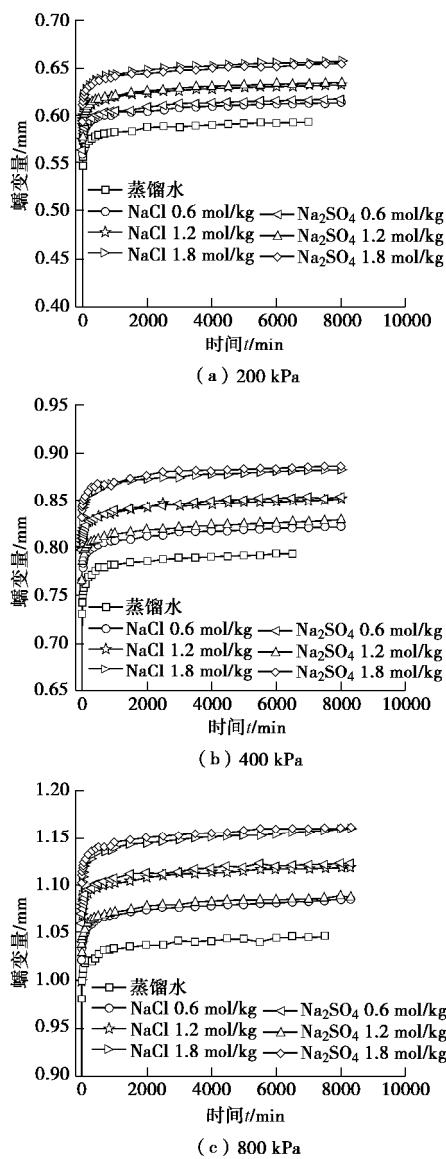


图2 不同孔隙溶液饱和下的蠕变试验结果

Fig. 2 Creep test results under saturation of different pore solutions

对比同一荷载情况下3种孔隙溶液饱和后的蠕变情况, 发现孔隙溶液中盐分的存在增大了土体的初始蠕变变形与最终蠕变量。而这种增大的程度与含盐种类和含盐量息息相关。其次, 盐渍土与非盐渍土的蠕变稳定时间明显不同, 但是不同种类盐渍土的蠕变稳定时间在试验中没有表现出较为明显的差异。当荷载

为200 kPa时, 蒸馏水饱和下的蠕变时间大约在4.8 d, 而由盐溶液饱和后的蠕变时间为6 d左右。表明土体盐渍化后的蠕变性明显要强于非盐渍化。同时还发现在盐溶液浓度为1.8 mol/kg时, 经硫酸钠和氯化钠溶液饱和后的试验结果恰好与0.6和1.2 mol/kg的结果相反, 同时在400, 800 kPa和固结试验中也表现出了类似的结果。造成这种现象的原因可能是当浓度超过1.2 mol/kg时, 由于硫酸钠溶液的活度小于氯化钠溶液, 从而导致氯盐渍土表现出稍强的固结蠕变特性。

对比同盐类和盐度的盐渍土在不同荷载下的蠕变结果发现: 随着荷载的增大, 蠕变变形越大, 并且蠕变稳定所需要的时间越长。当浓度为1.2 mol/kg时荷载为200, 800 kPa下的蠕变稳定时间分别为5.8, 6.1 d。

2 饱和盐渍土的一维蠕变模型

2.1 渗透吸力

土中的吸力由基质吸力和渗透吸力(溶质吸力)组成, 而在饱和土中一般认为总吸力等于渗透吸力。渗透吸力是由于孔隙水中溶解盐的存在导致土体中孔隙水化学势的降低, 其实质是通过土体内外的渗透压, 使土体内部出现负的孔隙水压力, 从而导致有效应力的增加(图3)。

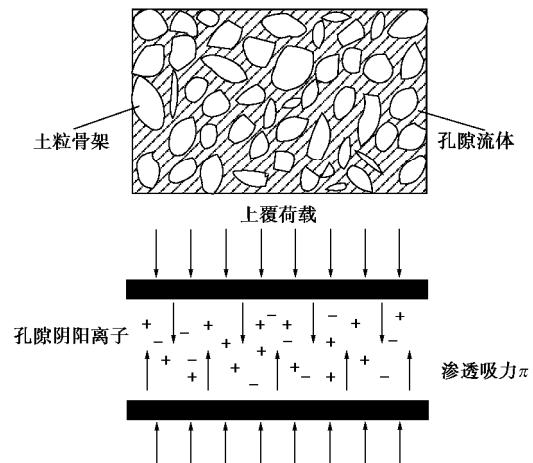


图3 饱和盐渍土中渗透吸力示意图

Fig. 3 Schematic diagram of osmotic suction in saturated saline soils

渗透吸力可由Van't Hoff方程^[18, 21]给出:

$$\pi = nRTcf \quad (1)$$

式中, R 为通用的摩尔气体常数, $R = 8.32 \text{ J/mol} \cdot \text{K}$, T 为绝对K氏温度($T=298.15\text{K}$), c 为孔隙溶液的浓度(mol/L), f 为溶质渗透系数, 可根据Pitzer^[22-23]提出的电解质渗透系数公式计算。当孔隙溶液只有一种溶质(MX)时:

$$f = 1 + |z_M z_X| f_f + 2m \frac{v_M v_X}{v} B_f^{MX} + 2m^2 \frac{(v_M v_X)^{3/2}}{v} C_f^{MX}, \quad (2)$$

式中, z_M 、 z_X 分别为电解质阳离子 M 和阴离子 X 的电荷数; v 为盐溶解后的总离子数, v_M 为阳离子的离子总数, v_X 为阴离子的离子总数, 即 $v = v_M + v_X$; m 为盐溶液的质量摩尔浓度; f_f 为 Debye-Hückel 项; B_f^{MX} 和 C_f^{MX} 是离子相互作用系数。

表 2 给出温度在 298.15K 时, 采用式 (1) 计算氯盐渍土和硫酸盐渍土在不同浓度时的渗透吸力大小。将其与 Van't Hoff 方程计算结果和 Fredlund 等^[24]采用滤纸法测试结果进行了比较。说明该公式不仅明确了土粒与孔隙溶液间化学-力学耦合效应的离子作用, 而且有效地改善了使用 Van't Hoff 方程计算时随浓度增大而产生的较大误差。

表 2 298.15K 时不同浓度氯化钠和硫酸钠溶液的渗透吸力

Table 2 Osmotic suctions of sodium chloride and sodium sulfate solutions with different concentrations at 298.15K (kPa)

浓度/(mol·L ⁻¹)	NaCl	Na ₂ SO ₄
0.2	915.11	1119.33
0.5	2281.01	2597.24
0.6	2742.22	3067.43
1.2	5593.46	5787.71
1.6	7584.01	7559.54
1.7	8093.60	8000.32
1.8	8608.10	8440.47
2.0	9651.91	9310.95

2.2 蠕变方程

土体的固结蠕变由可恢复的瞬时变形和不可恢复的延时变形组成。其中瞬时变形是完全弹性的, 延时变形是黏性变形和塑性变形的总和, 并且黏性变形和塑性变形是同时发生的。因此, 基于上述假设, Yin 等^[7-8]给出了非盐渍土的一维蠕变方程:

$$e_z = e_{z0}^{ep} + \frac{I}{V_0} \ln \left(\frac{s_z^*}{s_{z0}^*} \right) + \frac{x}{V_0} \ln \left(\frac{t}{t_0} \right) \quad (3)$$

式中 s_z^* 为有效应力; e_{z0}^{ep} 为黏性应变为零时的弹塑性应变, 即 $s_z^* = s_{z0}^*$ 时对应的应变; V_0 为土体的初始比体积, $V_0 = 1 + e_0$; I/V_0 为参考时间线的斜率; x/V_0 为蠕变曲线在 $e_z - \ln t$ 中直线段的斜率; $t = t_0 + t_e$, t_0 , t_e 分别为参考时间和等效时间。

饱和盐渍土在轴向荷载作用下的应力状态变量可以理解为由传统的有效应力和颗粒孔隙间的净排斥力组成, 且两部分应力可以看成一个应力状态变量。其中可以通过渗透压将颗粒间的排斥应力变化与流体间的渗透吸力联系起来, 满足了渗透吸力作为应力状态变量的一致性条件^[15-18]。因此饱和盐渍土的总有效应力由传统有效应力和有效渗透应力组成, 即

$$s^* = s_z^* + s_p^* \quad (4)$$

式中 s_z^* 为传统的有效应力, 其值由 Terzaghi 提出的饱和土的有效应力原理计算, 即 $s_z^* = s_z - u_w$; s_p^* 为有效渗透应力, $s_p^* = cp$, c 是量纲为“1”的参数, 且 $0 < c < 1$ 。

将式 (4) 代入式 (3) 可得到改进的饱和盐渍土一维蠕变模型:

$$e_z = e_{z0}^{ep} + \frac{I}{V_0} \ln \left(\frac{s_z^*}{s_{z0}^*} \right) + \frac{x}{V_0} \ln \frac{t}{t_0} \quad (5)$$

3 模型参数

本文是在 Yin-Graham 模型的框架上考虑了盐渍土中孔隙盐溶液的有效渗透应力对固结蠕变的贡献; 因此模型参数包含了原有的 Yin-Graham 模型参数外 (s_{z0}^* , e_{z0}^{ep} , I/V_0 , x/V_0 , t_0), 还新增了描述渗透应力的参数 (c , f_f , B_f^{MX} , C_f^{MX})。

3.1 Yin-Graham 模型参数

基本参数 s_{z0}^* , e_{z0}^{ep} 和 I/V_0 可以通过 24 h 固结试验测得, 其中 $I = \Delta e / [\ln(s^*/s_{z0}^*)]$, 由试验结果得到 I 的值不随孔隙溶液改变。图 4 分别给出了 s_{z0}^* 和 I 的取值方法, 其中根据图 1 的试验结果和 s_{z0}^* 的取值方法发现 s_{z0}^* 受土中含盐种类和含盐量的影响显著, 故不同溶液饱和下的 s_{z0}^* 也不尽相同, 而 e_{z0}^{ep} 为 $s^* = s_{z0}^*$ 时的应变。 t_0 为参考时间, 取 $t_0 = 10 \text{ min}$ 。

盐渍土的蠕变系数 x/V_0 不是一个定值, 它会随着荷载和含盐量的变化而改变。表 3 给出了 400 kPa 和 800 kPa 作用下的计算结果, 结果显示蠕变系数与压缩指数、回弹指数不同, 它会随着荷载和渗透吸力的增大而增大。

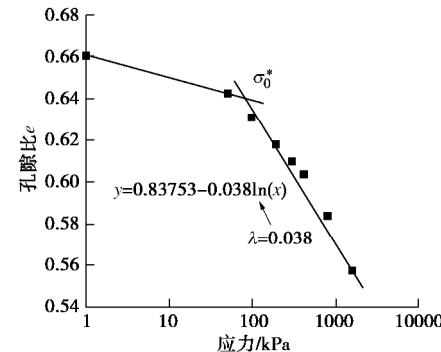


图 4 参数示意图

Fig. 4 Schematic diagram of parameters

3.2 有效渗透应力参数

有效渗透应力是渗透吸力的宏观表达, 而渗透吸力又通过渗透系数和溶液浓度描述盐渍土的化学物理性质。因此参数包含了模型参数 c 和离子相互作用参数 (f_f , B_f^{MX} , C_f^{MX})。并且都是在恒定的体积、温

表 3 模型参数
Table 3 Model parameters

孔隙溶液	浓度 $m/(mol \cdot kg^{-1})$	s_0^*/kPa	蠕变系数 x/V		$C_f^{MX}/(kg^2 \cdot mol^{-2})$	$f_f/(kg \cdot mol)^{\frac{1}{2}}$	$B_f^{MX}/(kg \cdot mol^{-1})$
			400 kPa	800 kPa			
蒸馏水	0	79	0.03053	0.03284	0	0	0
	0.6	77.12	0.03146	0.03634		-0.1572	0.1307
氯化钠	1.2	71.05	0.03494	0.03730	0.00106	-0.1853	0.1054
	1.8	61.21	0.03626	0.03859		-0.2012	0.0944
硫酸钠	0.6	75.09	0.03306	0.03655		-0.2012	0.1098
	1.2	69.26	0.03466	0.03710	-0.00483	-0.2267	0.0670
硫酸钠	1.8	64.40	0.03552	0.03827		-0.2401	0.0550

度和化学状态下的拟合参数与试验参数。其中 f_f 和

B_f^{MX} 采用下式计算^[22]:

$$f_f = -A_f \frac{I^{1/2}}{1+qI^{1/2}}, \quad I = (1/2) \sum m_i z_i^2, \quad (6)$$

$$B_f^{MX} = D_0^{MX} + D_1^{MX} \exp(a_1 I^{1/2}) + D_2^{MX} \exp(a_2 I^{1/2}). \quad (7)$$

式中 A_f 为 Debye-Hückel 参数, 当温度等于 25°C 时, $A_f = 0.392 \text{ kg}^{-1/2} \cdot \text{mol}^{-1/2}$; I 为离子强度; q 为恒定常数, $q = 1.2 \text{ kg}^{1/2} / \text{mol}^{1/2}$; m_i 为离子 i 的质量摩尔浓度, $m_i = v_i m$; B_f^{MX} 的数值是由离子强度 I 所决定的, 当电解质为一价型时 B_f^{MX} 值取前两项; 此时 $a_1 = 2$; D_0^{MX} , D_1^{MX} , D_2^{MX} 是盐溶液中溶质阴阳离子决定的相互作用参数^[25]。

c 是表征渗透吸力转化为有效渗透应力的效率参数。当 $c = 1$ 时, 表示盐渍土的渗透吸力完全转化为有效渗透应力, 即所有的溶液离子都与土颗粒发生反应。而 $c = 0$ 时, 表明盐渍土中的易溶盐离子都没有与土粒相互反应。显然这两种极限状态是不存在的, 因此认为 $c \in (0, 1)$ 。图 5 是在相同条件下参数 c 的不同取值情况, 发现参数 c 的敏感性在计算蠕变变形时表现的不强, 而本文通过模型计算与试验结果拟合分析, 确定 $c=0.15$ 。

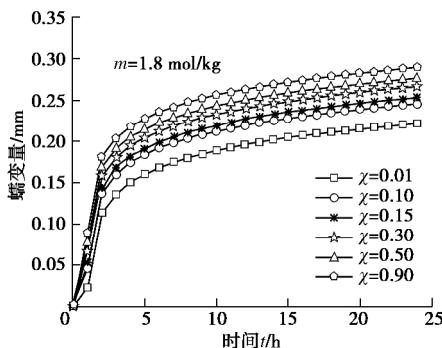


图 5 参数的敏感性分析

Fig. 5 Sensitivity analysis of parameters

4 模型验证

通过改进模型和 Yin-Graham 模型对饱和盐渍土和非盐渍土恒载蠕变结果进行对比分析。验证了改进模型对预测饱和盐渍土一维蠕变行为的有效性。

图 6 为 400, 800 kPa 下饱和非盐渍土的蠕变试验结果与 Yin-Graham 蠕变方程式 (3) 计算结果的对比情况。根据图示结果发现, 采用 Yin-Graham 一维蠕变模型能够很好地预测饱和非盐渍土的蠕变行为。

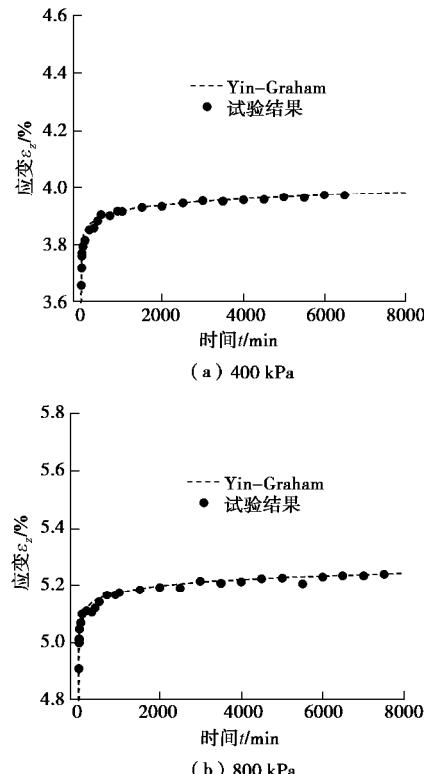


图 6 蒸馏水饱和下的蠕变试验结果与 Yin-Graham 模型计算结果

Fig. 6 Creep test results of saturated distilled water and calculated results of Yin-Graham model curves

图7,8为分别采用硫酸钠溶液和氯化钠溶液饱和后的恒载蠕变试验结果及使用方程式(3),(5)计算结果的对比情况。从图中可以发现采用Yin-Graham蠕变方程式(3)无法准确预测饱和盐渍土的蠕变行为,总是小于试验结果。采用改进模型式(5)不仅能够在其数值上预测饱和盐渍土的蠕变效应,而且还能够在详细描述饱和盐渍土化学力学耦合效应的同时预测不同类饱和盐渍土的蠕变特性。

图7是饱和硫酸盐渍土的蠕变结果。对比分析了相同轴向荷载作用下和同浓度溶液饱和下的模拟结果。发现Yin-Graham模型在孔隙溶液较低时,其计算结果与试验结果很接近,而且随着轴向荷载的增加计算误差也有所减小。从总体上讲,计算误差的大小同盐渍土孔隙溶液浓度呈正比,而与轴向荷载成反比。图8是饱和氯盐渍土的模拟结果,表现出

与硫酸钠盐渍土相同的规律。所以在低浓度高承载作用时,饱和盐渍土的蠕变应变量可以采用Yin-Graham模型预测。但是在较高浓度的饱和盐渍土中,Yin-Graham模型的适用性有所降低。此类现象正好同图1,2固结蠕变试验结果和表3渗透理论的结果相一致。

5 结 论

首先通过固结蠕变试验,分析了盐渍土与非盐渍土、硫酸盐渍土与氯盐渍土的固结蠕变特性。然后基于Pitzer离子相互作用模型和Van't Hoff方程,完善了饱和盐渍土中化学力学耦合效应的描述。并在Yin-Graham模型的基础上,建立了饱和盐渍土的蠕变模型。此外还将模型与试验结果进行了比较,得到以下3点结论。

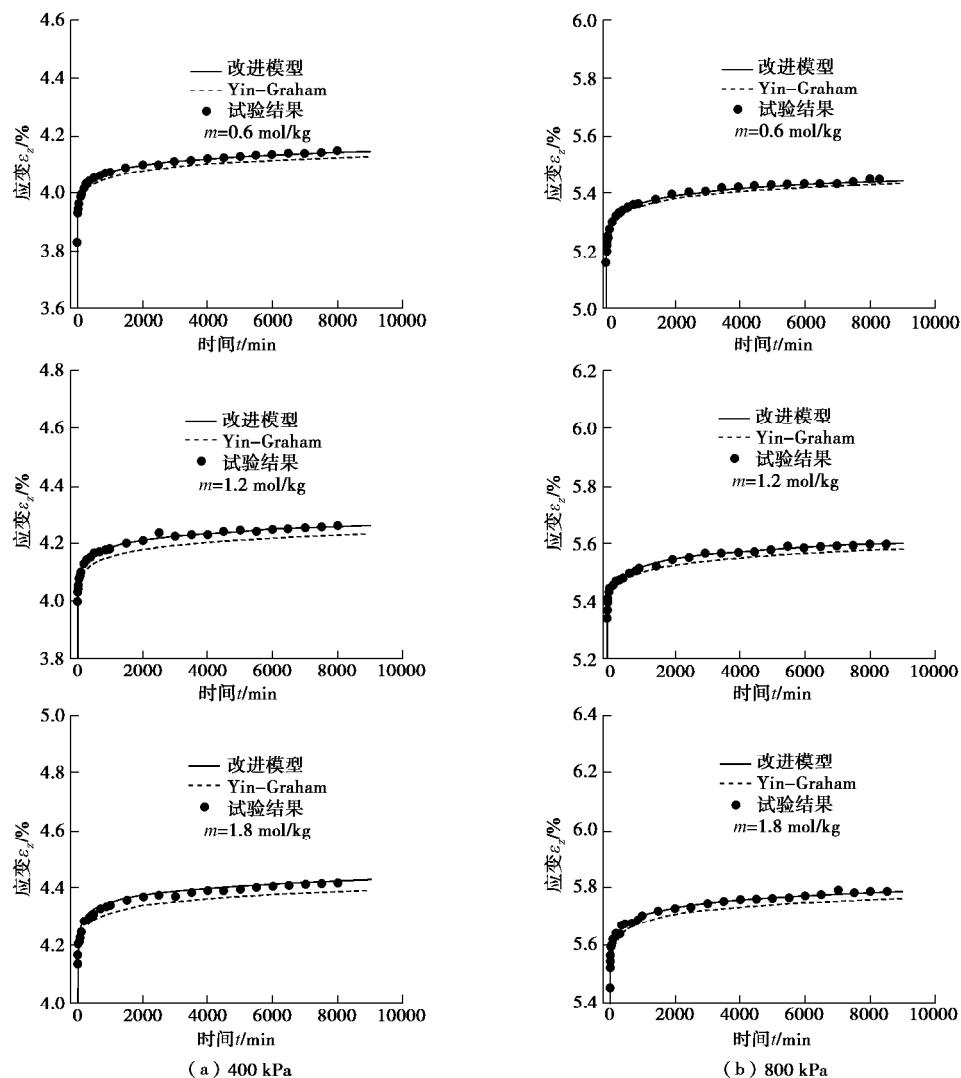


图7 硫酸钠溶液饱和下的蠕变试验与模型计算结果

Fig. 7 Creep tests and model results under saturation of sodium sulfate solution

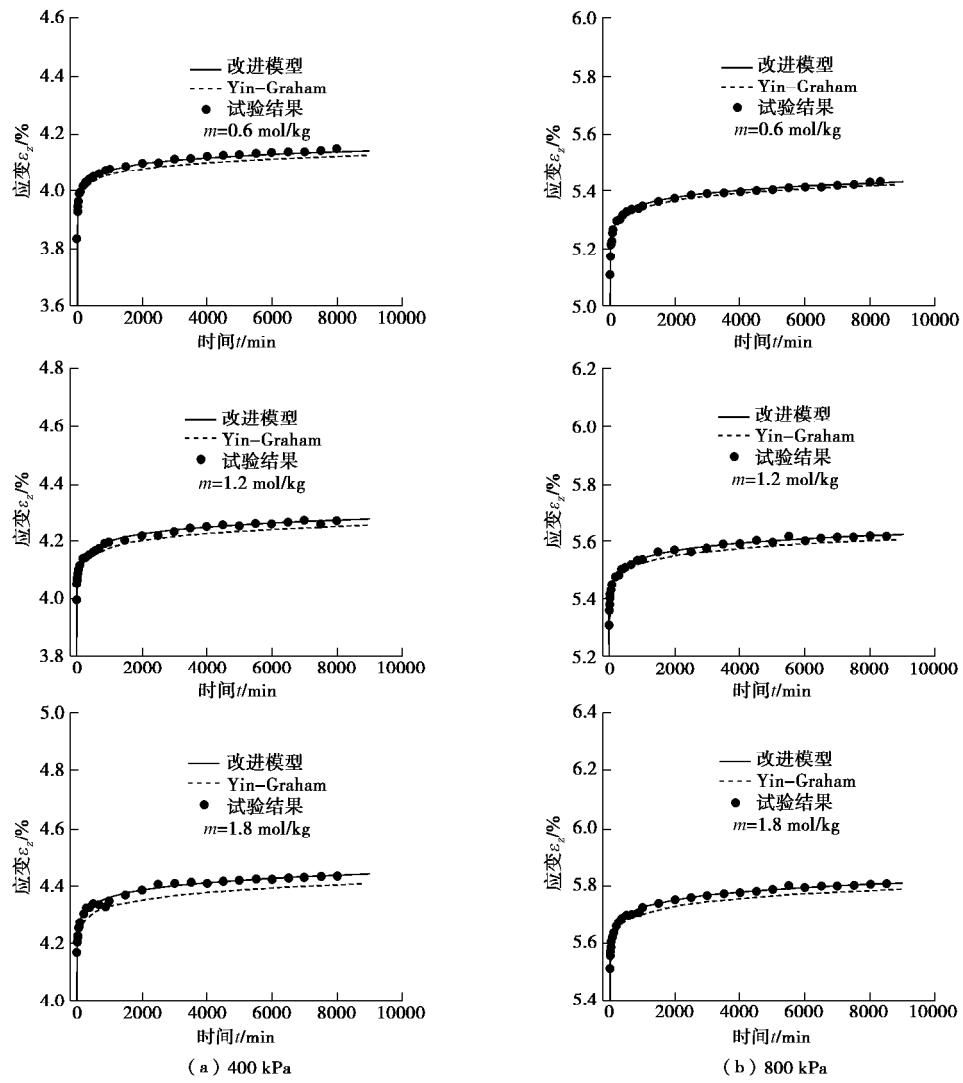


图 8 氯化钠溶液饱和下的蠕变试验与模型计算结果

Fig. 8 Creep tests and model results under saturation of sodium chloride solution

(1) 相同的土粒粒组、荷载和温度条件下, 盐渍土较非盐渍土表现出更强的蠕变性; 而硫酸盐渍土与氯盐渍土也表现出不同的固结蠕变效应, 并且在高、低浓度时的固结蠕变行为表现出相反的结果。

(2) 改进的 Van't Hoff 方程不仅能够更深层次地反映饱和盐渍土中易溶盐的离子化学性质, 也降低了使用传统 Van't Hoff 方程的计算误差; 为建立盐渍土本构模型提供了帮助。

(3) 改进后的 Yin-Graham 一维蠕变模型, 不仅能够描述饱和盐渍土中物理化学相互作用, 而且可以更加有效地反应其蠕变行为。

参考文献:

- [1] 陈耀光, 杨军, 彭芝平, 等. 饱和盐渍土地基处理孔隙水压力实测分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 2): 529 - 532. (CHEN Yao-guang, YANG Jun, PENG Zhi-ping, et al. Test analysis on pore water pressure in ground treatment to

saturated saline soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S2): 529 - 532. (in Chinese))

- [2] 牛富俊, 林战举, 鲁嘉豪, 等. 青藏铁路路桥过渡段沉降变形影响因素分析[J]. 岩土力学, 2011, 32(增刊 2): 372 - 377. (NIU Fu-jun, LIN Zhan-ju, LU Jia-hao, et al. Study of the influencing factors of roadbed settlement in embankment-bridge transition section along Qinghai-Tibet Railway[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(S2): 372 - 377. (in Chinese))
- [3] BING Hui, ZHANG Ying, MA min. Impact of desalination on physical and mechanical properties of lanzhou loess[J]. Eurasian Soil Science, 2017, 50(12): 1444 - 1449.
- [4] 张云, 薛禹群, 施小清, 等. 饱和砂性土非线性蠕变模型试验研究[J]. 岩土力学, 2005, 26(12): 1869 - 1873. (ZHANG Yun, XUE Yu-qun, SHI Xiao-qing, et al. Study on nonlinear creep model for saturated sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(12): 1869 - 1873. (in Chinese))

- [5] 袁 静, 龚晓南, 益德清. 岩土流变模型的比较研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, **20**(6): 772 – 779. (YUAN Jing, GONG Xiao-nan, YI De-qing. Comparison study on rheological constitutive models[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2001, **20**(6): 772 – 779. (in Chinese))
- [6] 尹振宇. 天然软黏土的弹黏塑性本构模型: 进展及发展[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(9): 1357 – 1369. (YIN Zhen-yu. Elastic viscoplastic models for natural soft clay: review and development[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(9): 1357 – 1369. (in Chinese))
- [7] YIN J H, GRAHAM J. Equivalent times and one-dimensional elastic viscoplastic modelling of time-dependent stress-strain behaviour of clays[J]. Revue Canadienne De Géotechnique, 1994, **31**(1): 42 – 52.
- [8] YIN J H, GRAHAM J. Elastic viscoplastic modelling of the time-dependent stress-strain behaviour of soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1999, **36**(4): 736 – 745.
- [9] YIN J H, ZHU J G, GRAHAM J. A new elastic viscoplastic model for time-dependent behaviour of normally and overconsolidated clays: theory and verification[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, **39**(1): 157 – 173.
- [10] NIXON J F, LEM G. Creep and strength testing of frozen saline fine-grained soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1984, **21**(3): 518 – 529.
- [11] OGATA N, YASUDA M, KATAOKA T. Effects of salt concentration on strength and creep behavior of artificially frozen soils[J]. Cold Regions Science & Technology, 1983, **8**(2): 139 – 153.
- [12] WIJEWERA H, JOSHI R C. Creep behavior of saline fine-grained frozen soil[J]. Journal of Cold Regions Engineering, 1993, **7**(3): 77 – 89.
- [13] WITTEVEEN, Ferrari, Laloui. An experimental and constitutive investigationon the chemo-mechanical; behaviour of a clay[J]. Géotechnique, 2013, **63**(3): 244 – 255.
- [14] 颜荣涛, 赵续月, 于明波, 等. 盐溶液饱和黏土的等向压缩特性[J]. 岩土力学, 2018, **39**(1): 129 – 138. (YAN Rong-tao, ZHAO Xu-yue, YU Ming-bo, et al. Isotropic compression characteristics of clayey soil saturated by salty solution[J]. Rock & Soil Mechanics, 2018, **39**(1): 129 – 138. (in Chinese))
- [15] BARBOUR S L, FREDLUND D G. Mechanisms of osmotic flow and volume change in clay soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1989, **26**(4): 551 – 562.
- [16] SHIVANANDA S M R P. Role of osmotic suction in swelling of salt-amended clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2005, **42**(1): 307 – 315.
- [17] RAO S M, THYAGARAJ T. Swell-compression behaviour of compacted clays under chemical gradients[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2007, **44**(5): 520 – 532.
- [18] XU Y F, XIANG G S, JIANG H, et al. Role of osmotic suction in volume change of clays in salt solution[J]. Applied Clay Science, 2014, **101**: 354 – 361.
- [19] 邝 慧, 武俊杰, 邓 津. 黄土状盐渍土洗盐前后物理力学性质的变化[J]. 冰川冻土, 2011, **33**(4): 796 – 800. (BING Hui, WU Jun-jie, DENG Jin. Variations of physical and mechanical properties of saline loess before and after desalting[J]. Journal of Glaciology & Geocryology, 2011, **33**(4): 796 – 800. (in Chinese))
- [20] 土工试验方法标准: GB/T 50123—1999[S]. 1999. (Standard for Soil Test Method: GB/T 50123—1999[S]. Beijing: China Planning Press, 1999. (in Chinese))
- [21] SUN D A, CUI H, SUN W. Swelling of compacted sand-bentonite mixtures[J]. Applied Clay Science, 2009, **43**(3/4): 485 – 492.
- [22] PITZER K S. Thermodynamics of electrolytes: I theoretical basis and general equations[J]. Journal of Physical Chemistry, 1972, **77**(2): 268 – 277.
- [23] PITZER K S, MAYORGA G. Thermodynamics of electrolytes: II activity and osmotic coefficients for strong electrolytes with one or both ions univalent[J]. Journal of Physical Chemistry, 1973, **77**(19): 2300 – 2308.
- [24] FREDLUND D G, RAHARDJO H. Soil Mechanics for Unsaturated Soils[M]. New York: John Wiley & Sons, 1993.
- [25] KIM H T, JR W J F. Evaluation of Pitzer ion interaction parameters of aqueous electrolytes at 25. Degree. C. 1. single salt parameters[J]. Journal of Chemical & Engineering Data, 1988, **33**(2): 177 – 184.

DOI: 10.11779/CJGE202001017

基于性能的重力式挡墙地震易损性分析

朱宏伟¹, 姚令侃^{2, 3}, 赖军³

(1. 西南科技大学环境与资源学院, 四川 绵阳 621010; 2. 西南交通大学高速铁路线路工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031;
3. 西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘要: 位于高烈度地震区的支挡结构时刻面临着特大震灾的严峻考验, 迄今国内外还没有人针对重力式挡墙系统地做过易损性方面的研究工作。采用增量动力分析方法, 考虑地震动输入的不确定性, 选取 PGA 为地震强度参数, 挡墙的位移指数 D_1 为性能参数, 基于振动台模型试验划分了挡墙的抗震性能水准, 利用 FLAC^{3D} 对 8 m 高的重力式挡墙进行了地震动力响应分析和地震易损性分析, 通过易损性曲线对挡墙在不同地震动作用下的易损性进行了评估和对比分析。研究表明: PGA 与挡墙的位移指数近似呈指数关系, 当地震动加速度小于 0.4g 时, 场地条件对墙体位移指数的影响不显著, 当地震动加速度大于 0.4g 时, 土质场地挡墙位移指数与岩石场地挡墙相比显著增大, 墙体位移指数受场地条件的影响显著。当 $PGA < 0.4g$ 时, 挡墙基本保持完好或以轻微损伤破坏为主; 当 $PGA > 0.6g$ 时, 挡墙已完全损伤, 发生严重损坏的概率也较大; 当 $PGA > 0.8g$ 时, 会造成挡墙的严重损坏, 甚至可能造成整体倒塌, 需要采取一定的抗震加固措施。

关键词: 重力式挡墙; 抗震性能; 增量动力分析; 地震易损性

中图分类号: TU476.4 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0150-08

作者简介: 朱宏伟(1982—), 男, 甘肃陇西人, 博士研究生, 讲师, 主要从事路基加筋土工程抗震等方面的研究与教学工作。E-mail: zhw-1-zhw@163.com.

Seismic vulnerability assessment of gravity retaining walls based on performance

ZHU Hong-wei¹, YAO Ling-kan^{2, 3}, LAI Jun³

(1. School of Environment and Resources, Southwest Science and Technology University, Mianyang 621010, China; 2. MOE Key

Laboratory of High-Speed Railway Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China; 3. School of Civil Engineering,

Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: The retaining structures in the high earthquake intensity areas face the severe tests of devastating earthquake, and so far, the seismic vulnerability of gravity retaining walls has not been studied systematically at home and abroad. The increment dynamic analysis method is used in this study. Taking into account the uncertainty of seismic input, the PGA and displacement index are selected as the seismic intensity parameter and performance parameter, respectively, and the classification of the performance level of retaining walls is determined based on shaking table tests. The seismic response and seismic vulnerability of a 8 m-high gravity retaining wall are analyzed by applying FLAC^{3D}, and the fragility curves are derived to assess and compare the seismic performances of the retaining wall under different ground motions. It is shown that the displacement index exponentially relates to the PGA. When the PGA is less than 0.4g, the displacement index increases slowly. When it exceeds 0.4g, the displacement index increases quickly, and it is greatly affected by site conditions. When the PGA is less than 0.4g, the retaining wall keeps slight damage or good situation; when it is more than 0.6g, the retaining wall is damaged completely, and the probability of severe damage increases. When the PGA is more than 0.8g, the retaining wall suffers serious damage, and even collapse is caused, and reinforcing measures should be taken to maintain the stability of the retaining wall.

Key words: gravity retaining wall; seismic performance; increment dynamic analysis; seismic vulnerability

0 引言

自 21 世纪以来, 中国曾发生过多次破坏性极强的地震, 2008 年的汶川大地震使得灾区的地面建筑物及交通基础设施遭受严重破坏, 给震后救援和灾后重建

带来了极大的困难。挡墙作为一种重要的路基支挡结

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2016YFC0802206); 国家自然科学基金项目 (41571004)

收稿日期: 2018-10-08

构, 在交通土建领域应用十分广泛, 随着越来越多的交通基础设施在高烈度地震区的修建, 挡土墙将无时无刻不面临特大震灾的严峻考验。通过对汶川大地震中遭受地震破坏的挡墙震害调查, 发现挡墙倒塌后会造成交通中断, 给灾后救援工作带来了巨大的困难, 进而加剧人员伤亡及财产损失^[1]。因此, 对高烈度地震区的挡墙进行地震风险评价并进行可靠的抗震设计是摆在土木工程师面前的一项挑战和艰巨任务。

地震易损性指结构在不同地震动强度下发生相应不同程度损伤的超越概率, 是进行结构地震风险评价的基础, 也是预测地震破坏和损失的关键技术。Shinozuka 等^[2]分别用动力时程分析和能力谱方法分析了混凝土桥梁结构的地震易损性。Nilson 等^[3]对钢筋混凝土框架结构时变系统可靠度问题的地震易损性进行了分析。于晓辉等^[4]通过建立结构构件的 Bayesian 概率能力模型, 绘制了某低层钢筋混凝土框架结构的震害易损性曲线并进行了震害经济损失评估。Hwang 等^[5]对受 New Madrid 地震带影响的高速公路混凝土连续梁桥进行了震害易损性评价。孔宪京^[6]采用坝体地震震后变形、坝坡稳定性、面板防渗体安全为抗震性能评价指标, 通过大量非线性有限元计算, 得到各性能参数的地震易损性曲线。尹超^[7]基于 IDA 方法对高速公路路堤的地震易损性进行了风险评价, 在此基础上提出了路堤震害风险管理方法。可见, 易损性分析方法在房屋建筑、桥梁工程和堤坝工程等重要领域得到了应用和发展, 并取得了许多对抗震设计有实际意义的成果, 但迄今为止国内外还没有人针对挡土墙等支挡结构系统地做过这方面的研究工作。

鉴于此, 本文采用增量动力分析法 (IDA), 考虑地震动输入的不确定性, 选取地震峰值加速度 PGA 为地震强度参数, 挡墙的位移指数 D_I (墙顶最大位移与墙高的比值) 为性能参数, 基于振动台模型试验和震害调查结果划分了挡墙的抗震性能水准, 对一座 8 m 高的重力式挡墙进行地震动力响应分析和易损性分析, 得出基于不同性能指标的各破坏等级易损性曲线和概率, 此项研究工作可为挡墙基于性能的抗震设计和地震安全风险评价提供参考。

1 挡墙抗震性能参数的选取

基于位移的抗震设计方法是实现基于性能的抗震设计的一种重要方法, 与传统的基于强度的抗震设计方法相比, 其量化的位移设计指标来控制建筑物的抗震性能。在岩土工程抗震设计中, 国内外研究者也已充分认识到, 在不影响公路、铁路使用功能的情况下, 应允许支挡结构有一定的位移量。如欧洲的抗

震设计规范 Eurocode 8 规定: 挡墙在地震作用下的永久性位移包括滑移位移和倾覆位移, 为了不影响墙体的美观和正常功能的发挥, 必须使其震后的位移控制在合理的范围内^[9]; 日本铁路规范建议用垂直差异沉降来评价挡墙的地震稳定性; 为确保挡墙发生变形时不引起相邻结构的破坏, 《新西兰桥梁手册》规定^[10]: 在设计地震下, 可允许支挡结构保持弹性状态, 在强地震下, 可允许支挡结构具备有限的永久性位移, 例如, 对于刚性支挡结构, 允许的墙体位移是 100 mm。

挡墙的破坏模式一般可分为滑移、绕墙趾转动和绕墙顶转动。根据《公路工程抗震规范》(JTG B02—2013)^[11], 在地震作用下挡墙的抗滑稳定系数 $K_c \geq 1.1$, 抗倾稳定系数 $K_0 \geq 1.2$ 。并且, 大量的工程设计实例表明, 挡墙在地震作用下的稳定性主要受抗滑稳定系数控制, 也就是说在地震作用下, 挡墙更多地会发生滑动破坏而非倾覆破坏。然而, 在汶川地震中, 大量的挡墙破坏属于倾覆破坏, 仅少数挡墙发生滑动, 且滑移量很小。例如, 在对 G213 线都江堰—映秀段的 49 处重力式挡墙的震害调查发现, 发生倾覆破坏的挡墙为 36 座, 占挡墙总数的 73.4%。这表明就最常见的重力式挡土墙而言, 倾覆位移可作为衡量挡墙抗震性能的指标。

鉴于此, 本文依据已有的研究成果, 选取位移指数 D_I (定义为震后墙顶最大位移与墙高比值) 作为衡量挡墙抗震性能的量化参数:

$$D_I = d_{\max} / H \quad , \quad (1)$$

式中, d_{\max} 为挡墙顶面最大位移, H 为挡墙高度, 如图 1 所示。

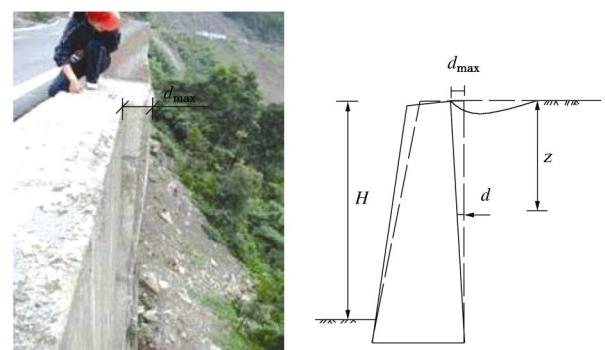


图 1 挡墙在地震作用下发生倾斜

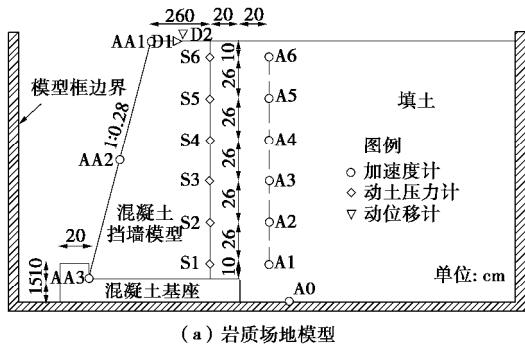
Fig. 1 Inclination deformation of retaining wall under earthquake

位移指数可作为直观反映挡墙震后性能状态的重要指标, 不仅便于计算, 还宏观地反映了震后挡墙的性能状态, 位移指数越大挡墙的抗震性能越差, 位移指数越小挡墙的抗震性能优越。挡墙在不同性能状态下的位移指数可通过开展振动台模型试验和对挡墙震害资料的分析和评估来获取。

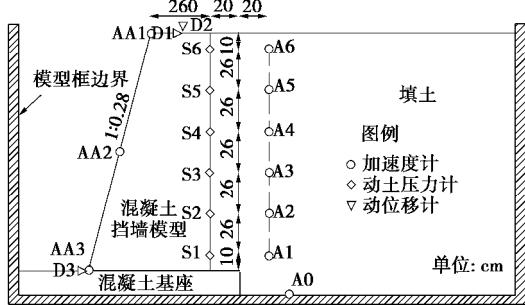
2 挡墙抗震性能水准的划分

2.1 振动台模型试验

试验在高速铁路线路工程教育部重点实验室的单向电液伺服驱动式大型振动台上进行。系统的最大加速度为 $1.2g$ ，水平向振动有效负荷质量为 25 t，最大振幅为 ± 10 cm。试验采用的钢制模型箱尺寸为 3.5 m (长) $\times 1.5\text{ m}$ (宽) $\times 2.1\text{ m}$ (高)，自重约为 27 kN。为了对比不同地基条件下重力式挡墙地震动力特性，分别制作了岩石地基和土质地基两种场地形式的试验模型。为了模拟嵌岩地基挡墙，采用钢筋混凝土制作了厚 15 cm，前部带 10 cm 高凸坎的基座，基座可以整体吊装进入模型框，再在基座上吊装挡土墙模型（图 2 (a)）；土质地基挡墙的模拟是将挡墙模型直接置于混凝土基座（无凸坎）上，挡墙和基座之间铺有 5 cm 厚的细砂（图 2 (b)）。



(a) 岩质场地模型



(b) 土质场地模型

图 2 振动台模型试验设计

Fig. 2 Model design of shaking table tests

(1) 试验模型的制作及监测点布置

重力式挡墙模型的截面为直角梯形，墙背直立，墙面坡率为 $1:0.28$ ，墙顶和墙底宽度分别为 0.26, 0.68 m，墙身沿走向长 1.45 m。按墙背填土水平考虑，为保证墙后土体“第一滑裂面”交于填土面及保留适当动力边界距离，按内摩擦角 35° 测算，拟定模型挡墙的高度为 1.5 m。为便于墙背土压力盒装设，在墙背土压力测点位置预留与土压力盒同直径的凹坑，深度需保证土压力盒安装后顶面能突出 2 mm 左右，如图 3 所示。模型填料为碎石土，综合内摩擦角为 35° ，

无黏聚力，非均匀系数为 6.8，曲率系数为 1.3，最大干密度为 2.15 g/cm^3 ，最优含水率为 5.4%。



图 3 振动台试验模型

Fig. 3 Shaking table test model

测试元件包括加速度传感器、动土压力盒和动位移计以及位移百分表，布置简图如图 2 所示。其中，墙背沿中轴线布设 6 个动土压力盒 (S1~S6)，盒间垂直距离 26 cm，距墙背 40 cm 的填土中与动土压力盒同高程布置 6 个加速度传感器 (A1~A6，量程由下至上分别为 2 个 $1g$ ，2 个 $2g$ 和 2 个 $5g$)，墙顶和距墙背 20 cm 的填土面上各设置水平和垂直动位移计 (D1~D3) 及百分表。墙底的加速度由台面主控加速度传感器量测 (A0，控制台开环控制测点)。在墙顶、墙底和 $1/2$ 墙高处设置加速度传感器以量测墙体地震加速度 (AA1~AA3)。按照图 2 所示模型设计及布置进行模型填筑与测试元件的安装。墙背填土根据大型相对密度试验结果，以压实度不低于 95% 进行人工填筑并夯实。

(2) 模型试验的相似关系及加载制度

为模拟墙高分别为 12, 8, 4 m 的原型挡墙，将几何相似比拟定为 8.0, 5.333, 2.667。根据 Bockingham π 定理导出了各物理量之间的相似关系^[12]，模型试验的主要相似参数见表 1。

表 1 模型试验主要相似常数

Table 1 Primary similitude coefficients of model

物理量	相似关系	相似常数		
		12 m	8 m	4 m
长度 L	C_l	8.000	5.333	2.667
密度 ρ	C_ρ	1	1	1
加速度 a	C_a	1	1	1
速度 v	$C_v = C_\rho^{1/4} C_l^{3/4}$	4.75	3.51	2.09
位移 u	$C_u = C_\rho^{1/2} C_l^{3/2}$	22.63	12.32	4.36
黏聚力 c	$C_c = C_\rho C_l$	8.00	5.33	2.67
内摩擦角 φ	$C_\varphi = 1$	1	1	1
时间 t	$C_t = C_\rho^{1/4} C_l^{3/4}$	4.75	3.51	2.09
频率 ω	$C_\omega = C_\rho^{-1/4} C_l^{-3/4}$	0.210	0.285	0.479

选取汶川地震中卧龙强震台站所记录到的东西向地震波作为输入波形 (代号 WL)，如图 4 所示。试验

采用单向输入激励, 台面输入的加速度峰值按 $0.1g$, $0.2g$, $0.3g$, $0.4g$, $0.5g$, $0.6g$, $0.7g$, $0.8g$, $0.9g$, $1.0g$ 的量级逐级递增, 直至模型发生破坏为止。在试验过程中, 穿插时间长度不小于 30 s 的高斯平稳白噪声(代号 WN) 激励的微振试验(加速度峰值约 $0.04g$), 观察模型动力特性的变化情况。

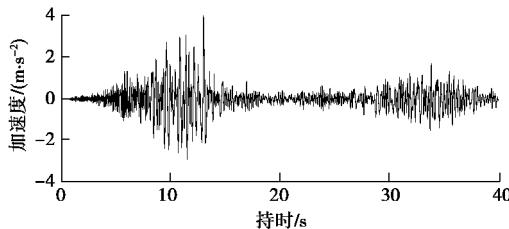


图 4 汶川波波形

Fig. 4 Wenchuan earthquake waves

2.2 抗震性能水准的定义与划分

图5反映了在 $0.4g$ 的地震作用下, 墙顶的动位移计(D1)监测到的挡墙位移随时间的变化规律。可以看出, 位移在 $t=13$ s 时发生了较大的突变, 与汶川波主波的峰值加速度时刻相对应, 突变后, 相对位移继续增大, 但增加的幅度放缓, 直至 $t=33$ s 时相对位移才出现了陡增, 此时输入的地震波正好达到次波正峰值。

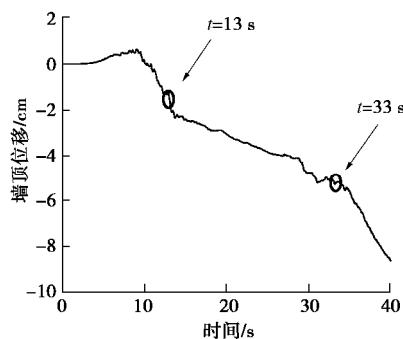


图 5 挡墙墙顶的位移变化

Fig. 5 Displacement curve of retaining wall top

图 6 显示了不同的场地条件下挡墙位移指数变化规律, 可以看出: 相同的地震动强度下, 土质场地挡墙位移指数明显大于岩石场地挡墙位移指数, 场地条件对位移指数的影响程度随地震动峰值(PGA)的增加而增大。当地震峰值加速度小于 $0.4g$ 时, 场地条件对墙体位移指数的影响不显著, 这说明在地震烈度为 IX 度及以下的区域进行挡墙抗震设计时, 场地条件对墙体位移的影响很小, 可以忽略。当地震峰值加速度大于 $0.4g$ 时, 土质场地挡墙位移指数与岩石场地挡墙相比显著增大, 墙体位移指数受场地条件的影响显著, 因而在 IX 度区以上进行挡墙抗震设计时, 应重视场地条件对墙体位移的影响, 软硬程度不同的场地土应分别考虑。

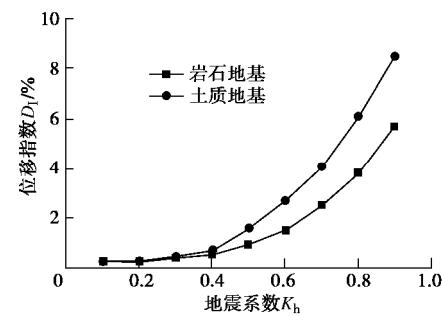


图 6 位移指数随地震系数变化

Fig. 6 Change of displacement indexes under different intensity earthquakes

挡墙的抗震性能水准描述了其在相应设防地震强度下的最大破坏程度, 但如何对抗震性能水准进行量化是挡墙地震易损性研究的难点和关键。张建经等^[13]对支挡结构的震害调查, 提出了不同性能要求的挡墙位移控制标准。分述如下: ①墙体不损坏或轻微损坏, 能够保持正常使用功能, 位移指数在 1% 以内; ②墙体可能出现局部损坏, 需修补, 短期内可以恢复正常使用功能, 位移指数在 3.5% 以内; ③墙体出现较大变形, 但不出现整体倒塌, 经抢修后可以使用, 位移指数在 6% 以内。

根据韩鹏飞^[14]的振动台试验研究结果表明, 当重力式挡墙的位移指数 7.5% 时, 墙体出现显著的倾斜变形, 墙后填料大面积沉陷, 如图 7 所示。



图 7 挡墙震后变形图(韩鹏飞^[14])

Fig. 7 Deformation pattern of retaining wall under earthquake

笔者^[15]曾对汶川震区内基本完好、损伤以及严重损伤的 49 座重力式挡墙进行了震害调查, 并进行了统计分析, 发现基本完好或损伤的挡墙其位移指数均在 4% 以下(覆盖率 88.2%), 如图 8 所示。

《生命线工程地震破坏等级划分》(GB/T 24336—2009) 将公路震害分为基本完好、轻微损伤、中等破坏、严重破坏和毁坏 5 级, 并描述了各级震害对应的破坏程度^[8]。美国联邦应急管理局定义了公路桥梁破坏的 5 种状态, 即没有损伤、轻微损伤、中等损伤、严重损伤和完全破坏。日本将高速公路震害分为严重、较重、中等、轻微和非常轻微 5 级, 并认为严重、较重、

中等震害可能导致交通中断。为了与三级抗震设防原则相对应, 本文根据挡墙的震害程度, 将其抗震性能水准分别定义为完好、基本完好、损伤、严重损坏和毁坏, 并结合以上研究成果, 确立了挡墙的各性能水准对应的性能参数大小, 如表2所示。

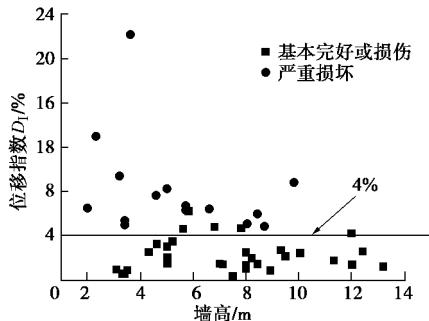


图 8 位移指数与墙高的关系

Fig. 8 Relationship between deformed exponent and wall height

表 2 挡墙抗震性能水准的划分

Table 2 Quantitative indexes of seismic performance of retaining wall

性能水准	损伤描述	评判标准	功能状态描述	位移指数 D_l
I	完好	无明显震害	可正常使用	$0 \leq D_l < 1\%$
II	基本完好	出现裂缝或轻微变形	按常规方法养护后使用	$1\% \leq D_l < 2\%$
III	损伤	有明显变形, 但主体结构保持完好	在后期运营中逐步修复	$2\% \leq D_l < 4\%$
IV	严重损坏	出现过大变形或局部破坏, 但未倒塌	必须采取紧急加固措施	$4\% \leq D_l < 6\%$
V	毁坏	倒塌	重建	$D_l > 6\%$

3 基于 IDA 的重力式挡墙易损性分析

增量动力分析法 (IDA) 是一种基于非线性动力时程响应分析的地震易损性分析方法, 可以全面深入地分析结构在不同强度地震作用下的动力响应特性^[15]。分析步骤如下: ①选择地震动记录, 确定地震动强度参数 (intensity measure, IM, 如峰值加速度 PGA 或相应于结构基本周期的谱加速度 S_a); ②通过调整地震动参数 (如峰值加速度 PGA, 峰值速度 PGV 等), 将原始的地震记录转化成一组不同强度的地震动; ③选取描述结构响应的性能参数 DM (如最大位移); ④输入不同强度的地震动, 分别对结构进行非线性动力时程分析, 得到一系列 (IM, DM) 坐标点, 绘制 IDA 曲线; ⑤通过对 IDA 曲线的趋势、离散状态进行统计分析, 可以了解结构在地震动强度逐渐增强的情况下

性能劣化失效的全过程。

3.1 计算模型的建立与地震记录的选取

本文利用 FLAC^{3D} 建立了重力式挡墙的三维非线性动力分析模型, 计算模型由挡墙、墙后接触面、回填土和基岩等 4 部分组成。挡墙墙高为 8 m, 计算范围长 40 m, 厚度 (沿挡墙走向) 取 10 m, 基岩取 4 m 厚, 4 m 以上为挡墙及填土。为了提高计算精度, 网格划分时, 挡墙和离墙体较近的部分网格边长取为 0.5 m, 外围部分取 1 m。为了更好地模拟挡墙与墙后填土的相互动力作用, 在挡墙与填土以及挡墙与基岩之间分别设置了接触面, 计算模型如图 9 所示。

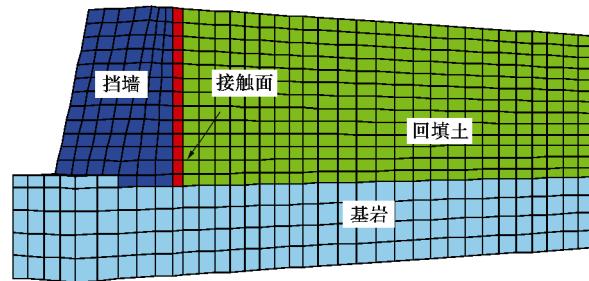


图 9 数值计算模型

Fig. 9 Numerical model

墙-土接触面用非线性的 Goodman 接触面单元来模拟, 该单元是一种无厚度而只有长度和宽度的特殊单元, 其本构模型为 Coulomb 剪切模型。挡墙与填土接触面的法向刚度和切向刚度取 444 MPa, 内摩擦角取 26.6° 。填料采用碎石土, 采用服从 Mohr-Coulomb 破坏准则与非关联流动法则的理想弹塑性模型, 剪胀角 $\psi = \phi/2 = 17.5^\circ$ ^[16], 墙体和基岩采用各向同性弹性模型。各材料的物理力学参数如表 3 所示。

表 3 各材料的物理力学参数

Table 3 Physical and mechanical parameters of materials

材料	干密度 / $(\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$	体积模量 /MPa	剪切模量 /MPa	泊松比	内摩擦角 / $(^\circ)$
填土	2150	50	23.1	0.31	35
挡墙	2300	10500	10500	0.17	—
基岩	2400	17900	12300	0.17	—

3.2 地震记录的选取

地震动的选取是结构进行易损性分析的关键, 由于受震中距、地震波传播路径和场地条件的影响, 实际记录地震动的 PGA、卓越周期和持时高度离散, 相应的结构地震响应也存在较大差异^[17]。

在增量动力分析方法中, 由于强度峰值在分析中可以进行调整, 因此选择地震波时主要考虑频谱特性、持续时间和地震波数量。根据 Vamvatsiko 等的建议, 10~20 条地震波即能满足增量动力分析的精度要求^[18]。因此, 以混凝土抗震设计规范规定的地震动设计反应谱为目标谱, 从 PEER 中选取 20 条地震动记录, 本文

所选取的地震动震中距均大于 30 km, 排除了近场地地震记录中高能量脉冲对结构响应的影响。如表 4 所示。

表 4 地震动记录

Table 4 Far-field seismic information

序号	地震记录	地震名称	记录台站	PGA/g
1	NGA#15	Kern County	Taft Lincoln School	0.159
2	NGA#175	Imperial Valley-06	Delta	0.237
3	NGA#176	Imperial Valley-06	EL Centro Array #12 Hills-Mulhol EL Centro	0.145
4	NGA#266	Imperial Valley-06	Array #12Country-W LC	0.229
5	NGA#326	Northridge	Camarillo	0.198
6	NGA#522	Hector Mine	Hector	0.231
7	NGA#582	Hector Mine	Mecca-CVWD Yard	0.236
8	NGA#729	Chi-Chi, Taiwan	CHY041	0.149
9	NGA#737	Chi-Chi, Taiwan	CHY031	0.158
10	NGA#778	Chi-Chi, Taiwan	CHY028	0.143
11	NGA#884	Chi-Chi, Taiwan	CHY080	0.968
12	NGA#985	Manjil-Iran	Rudsar	0.167
13	NGA#978	Imperial Valley	EI Centro Array #11 54171 LADWP	0.367
14	NGA#1000	Chalfont Valley	Capotola	0.143
15	NGA#1116	Loma Prieta	Agnews State Hospital	0.227
16	NGA#1637	Loma Prieta	1661 Mc Gee	0.225
17	NGA#1762	Bishop Rnd Val	Shin-Osaka	0.128
18	NGA#1810	Kobe, Japan	Chihuahua	0.267
19	NGA#1823	Victoria-Mexico	Indio	0.387
20	NGA#3265	N. Palm Springs		0.365

对选取的 20 条地震波均按 PGA 进行等值调幅, 调幅级差为 0.2g, 调幅后的 PGA 分别为 0.2g, 0.4g, 0.6g, 0.8g, 1.0g, 1.2g。根据震害调查的结果, 发现挡墙的震害主要是因水平地震作用所致^[19], 故在计算时只将地震波沿水平向单向输入, 不考虑竖向地震的作用。

4 计算结果的验证及易损性分析结果

4.1 计算结果的验证

图 10 为在 0.4g 的汶川波作用下挡墙的位移云图, 可以看出, 挡墙的位移沿墙高逐渐增大, 最大位移出现在墙顶, 即挡墙在地震作用下主要发生绕墙底的转动变形, 这与震害调查的结果是一致的。并且, 随着地震动强度的增大, 挡墙顶部的位移也将相应增加, 从而说明, 将位移指数作为衡量挡墙震后抗震性能的量化指标是合理的, 位移指数越大挡墙的抗震性能越差, 反之, 挡墙的抗震性能越好。

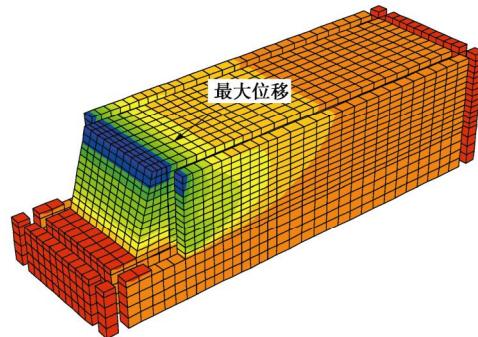


图 10 地震作用下挡墙的位移云图
Fig. 10 Displacement nephogram of retaining wall under earthquake

为了验证计算结果的正确性, 将数值模拟的结果和前期开展的振动台试验结果进行了对比^[15]。从图 11 可以看出, 在不同强度的汶川波作用下, 挡墙位移指数的计算值和试验值吻合得较好, 说明本文建立的数值分析模型能够准确可靠地反映挡墙在地震作用下真实的动力响应特性。

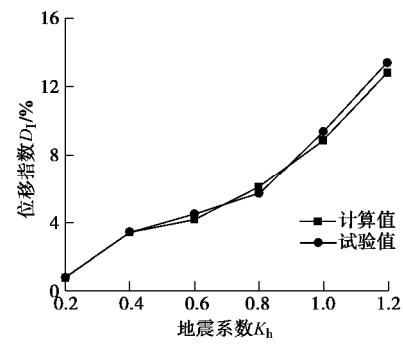


图 11 试验值和计算值的比较
Fig. 11 Comparison of test and calculated values

4.2 IDA 分析

将各地震动记录输入所建立的挡墙数值计算模型, 进行 120 次的动力响应分析, 首先得到各地震动作用下挡墙墙顶的最大位移值 d_{max} , 再按式 (1) 求得挡墙在不同地震强度下的位移指数。图 12 所示的是位移指数随着地震动强度变化的关系曲线, 可以看出, 挡墙的位移指数随着地震动强度的增大而近似线性增加, 并且, 地震波的类型对位移指数计算结果的影响并不大。

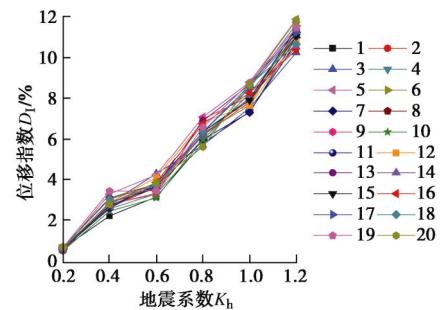


图 12 不同强度的地震作用下的位移指数变化
Fig. 12 Change of displacement indexes under different intensity earthquakes

以地震系数的自然对数为横坐标, 位移指数的均值的自然对数作为纵坐标进行线性回归分析, 得到回归直线, 如图 13 所示。可以看出, 散点较好地围绕在回归函数直线附近, 说明回归函数可以较好地反映挡墙的位移指数与地震动参数之间的关系。

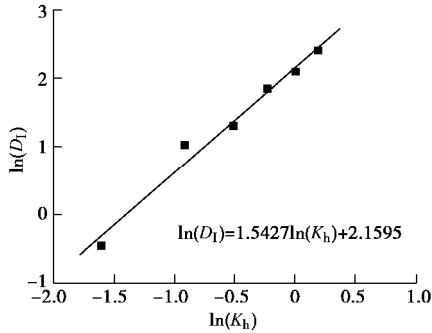


图 13 回归拟合直线

Fig. 13 Regression fitting curve

4.3 概率地震需求分析

挡墙在地震作用下超越第 k 级震害的概率, 即发生第 k 级或比第 k 级更严重震害的概率 P_k 为

$$P_k = P(R_k / S \leq 1) \quad (2)$$

式中 $k=2$ 表示基本完好, $k=3$ 表示损伤, $k=4$ 表示严重损坏, $k=5$ 表示毁坏; P_k 为挡土墙超越第 k 级震害的概率; R_k 为第 k 级震害对应的取值下限; S 为地震造成的挡墙震害损伤, 即位移指数 DI 的实际取值。根据文献 $\ln R_k$ 与 $\ln S$ 均服从正态分布^[20], 则式 (2) 可改写为

$$P_k = f\left[\frac{\ln(R_k / S)}{d}\right] \quad (3)$$

式中, δ 为挡墙震害损伤对地震动强度的离散程度, 表达式为

$$d = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N [\ln R_k - \ln(a M_i^b)]^2}{N-1}} \quad (4)$$

式中, a 和 b 均为待估参数, M_i 为地震动记录确定时各地震动调幅后的取值, 即 $M_1=0.2g$, $M_2=0.4g$, $M_3=0.6g$, $M_4=0.8g$, $M_5=1.0g$, $M_6=1.2g$ 。

通过图 13 结合 IDA 结果对 a 和 b 进行回归分析, 得到: $a=8.752$, $b=1.542$, 代入式 (4) 可以计算得到 $d=0.342$ 。

由于 $\ln R_k$ 和 $\ln S$ 均服从标准正态分布, 则 f 亦服从标准正态分布, 根据式 (3) 计算出不同地震动作用下超越某震害等级的概率, 并绘制地震易损性曲线如图 14 所示。

由图 14 可以看出, 在较少量级的地震作用下 ($PGA < 0.4g$), 挡墙基本保持完好或以轻微损伤破坏为主; 在较大量级的地震作用下 ($PGA=0.6g$), 挡墙已完全损伤, 发生严重损坏的概率为 46.72%; 当

$PGA=0.8g$ 时, 挡墙已基本严重损坏, 破坏概率达 99.63%, 发生毁坏的概率也较大, 为 30.45%; 当 $PGA=1.0g$ 时, 挡墙毁坏的概率进一步增加, 为 76.35%。综合分析挡墙的地震易损性曲线可以得出, 对于 $0.8g$ 及以上的强震, 会造成挡墙的严重损坏, 甚至可能造成整体倒塌, 从而导致道路中断, 严重影响抢险救灾。

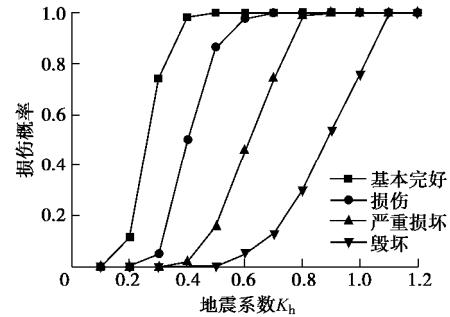


图 14 挡墙的地震易损性曲线

Fig. 14 Seismic fragility curves of retaining wall

5 结 论

(1) 基于对挡墙震害资料的分析, 将挡墙的抗震性能水准划分为完好、基本完好、损伤、严重损坏和毁坏等五个等级。选取位移指数(震后挡墙顶部最大位移与墙高的比值)作为抗震性能参数, 并根据振动台模型试验和对震害资料的分析评估确立了重力式挡墙的抗震性能量化指标。

(2) 试验表明, 当地震动加速度小于 $0.4g$ 时, 场地条件对墙体位移指数的影响不显著; 当地震动加速度大于 $0.4g$ 时, 土质场地挡墙位移指数与岩石场地挡墙相比显著增大, 墙体位移指数受场地条件的影响显著, 因而在 IX 度区以上进行挡墙抗震设计时, 应重视场地条件对墙体位移的影响。

(3) 通过易损性曲线可以看出, 当 PGA 小于 $0.4g$ 时, 挡墙基本保持完好或以轻微损伤破坏为主; 当 PGA 在 $0.6g$ 以上时, 挡墙已完全损伤, 发生严重损坏的概率也较大; 当 PGA 在 $0.8g$ 以上时, 会造成挡墙的严重损坏, 甚至整体倒塌, 需要采取一定的抗震加固措施。

参 考 文 献:

- [1] 朱宏伟, 姚令侃, 张绪海. 两种加筋土挡墙的动力特性比较及抗震设计建议[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(11): 2072-2080. (ZHU Hong-wei, YAO Ling-kan, ZHANG Xu-hai. Comparison of dynamic characteristics between netted and packaged reinforced soil retaining walls and recommendations for seismic design[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(11): 2072-2080. (in

- Chinese))
- [2] SHINOZUKA M, FENG M Q, LEE J, et al. Statistical analysis of fragility curves[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2000, **126**(2): 1224 – 1231.
- [3] NIILSON B G, DESROCHES R. Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the central and southeastern United States[J]. *Earthquake Spectra*, 2007, **23**(3): 615 – 633.
- [4] 于晓辉, 吕大刚, 王光远. 土木工程结构地震易损性分析的研究进展[C]// 第二届结构工程新进展国际论坛论文集. 大连, 2008: 763 – 774. (YU Xiao-hui, LU Da-gang, WANG Guang-yuan. Seismic fragility analysis of civil engineering structures:state-of-the-art[C]// Proceedings of 2nd International Forum on Advances in Structure Engineering. Dalian, 2008. (in Chinese))
- [5] HWANG H, LIU J, CHIU Y. Seismic fragility analysis of highway bridges[R]. Champaign: The University of Memphis of Center for Earthquake Research and Information, 2001: 1 – 117.
- [6] 孔宪京. 混凝土面板堆石坝抗震性能[M]. 北京: 科学出版社, 2015. (KONG Xian-jing. Seismic Performance of Concrete-faced Rockfill Dam[M] Beijing: Science Press, 2015. (in Chinese))
- [7] 尹超. 平原区路堤地震灾害风险评价研究[D]. 西安: 长安大学, 2015. (YIN Chao. Study on Seismic Risk Assessment of Embankment in Plain Areas[D]. Xi'an: Changan University. 2015. (in Chinese))
- [8] 生命线工程地震破坏等级划分: GB/T24336—2009[S]. 2009. (Seismic Damage Hierarchies of Lifeline Engineering: GB/T24336—2009 [S]. 2009. (in Chinese))
- [9] Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects: EUROCODE 8. 2003.[S]. 2003.
- [10] Transit New Zealand. Bridge Manual Plus Amendment No.1[S]. Wellington: Transit New Zealand, 1995.
- [11] 公路工程抗震规范: JTG B02 — 2013 [S]. 2006. (Specification of Seismic Design for Highway Engineering: JTG B02—2013[S]. 2013. (in Chinese))
- [12] 蒋良潍, 姚令侃, 王建. 基于振动性态和破坏相似的边坡振动台模型实验相似律[J]. 交通科学与工程, 2009, **25**(2): 1 – 7. (JIANG Liang-wei, YAO Ling-kan, WANG Jian. Similitude for shaking table model test on side slope relating to dynamic characteristics and strength[J]. *Journal of Transport Science and Engineering*, 2009, **25**(2): 1 – 7. (in Chinese))
- [13] 张建经, 冯君, 肖世国. 支挡结构抗震设计中的 2 个关键技术问题[J]. 西南交通大学学报, 2009, **44**(6): 321 – 325. (ZHANG Jian-jing, FENG Jun, XIAO Shi-guo. Discussions on two key technical problems for seismic design of retaining wall[J]. *Journal of Southwest Jiaotong University*, 2009, **44**(6): 321 – 325. (in Chinese))
- [14] 韩鹏飞. 重力式挡墙大型振动台模型试验与基于性能的抗震设计方法研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2011. (HAN Peng-fei. Performance-based Seismic Design of Gravity Retaining Wall Based on Large Shaling Table Test[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2011. (in Chinese))
- [15] 朱宏伟, 姚令侃, 蒋良潍. 考虑变形影响的重力式挡墙地震压力分布[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(6): 1035 – 1044. (ZHU Hong-wei, YAO Ling-kan, JIANG Liang-wei. Distribution of seismic earth pressure on gravity retaining walls considering influence of deformation[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2013, **35**(6): 1035 – 1044. (in Chinese))
- [16] 孔位学, 范勇勤, 董宝弟. 岩土材料在非关联流动法则下剪胀角选取探讨[J]. 岩土力学, 2009, **30**(11): 3278 – 3282. (KONG Wei-xue, RUI Yong-qin, DONG Bao-di. Determination of dilatancy angle for geomaterials under non-associated flow rule[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2009, **30**(11): 3278 – 3282. (in Chinese))
- [17] ATC-63 Methodology for Evaluating Seismic Collapse Safety of Archetype Buildings[R]. Redwood City, CA: ATC, 1996.
- [18] VAMVATSIKOS D. Seismic Performance, Capacity and Reliability of Structures As Seen Through Incremental Dynamic Analysis[D]. Stanford: Stanford University, 2002.
- [19] 廖燚. 汶川地震公路路基震害调查分析及易损性研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2012. (LIAO Yi. Analysis of Seismic Hazard Investigation and Study on Vulnerability of Highway Subgrades in Wenchuan Earthquake[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2012. (in Chinese))
- [20] WU D, TESFAMARIAM S, STIEMER S F, et al. Seismic fragility assessment of RC frame structure designed according to modern Chinese code for seismic design of buildings[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2012, **11**(3): 331 – 342.

DOI: 10.11779/CJGE202001018

单螺旋锚桩水平承载机理试验与理论研究

胡伟^{1,2}, 孟建伟^{1,2}, 刘顺凯³, 龙诚璧^{1,2}, 姚琛^{1,2}, 高文华^{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. 中南大学土木工程学院, 湖南 长沙 430083)

摘要: 目前螺旋锚桩水平拉拔承载设计计算的相关规范存在不足, 理论研究中对锚片表面土压力分布的认识不统一。基于自制大型试验砂箱, 开展了单螺旋锚桩的水平拉拔模型试验, 直接量测分析了水平拉拔过程中锚片上下表面的土压力分布变化规律。引入考虑位移影响的锚片表面土压力近似计算方法, 结合桩侧阻力 $p-y$ 曲线, 构建了砂土中单螺旋锚桩的水平拉拔力学模型, 推导了位移相关的水平承载力计算理论。试验与计算结果表明: 水平拉拔过程中, 锚片表面土压力分布与测点到锚片中性轴的距离呈非线性关系, 计算土压力时需考虑位移的影响; 所构建的单螺旋锚桩水平承载力学模型以及基于力学平衡分析推导得出的单螺旋锚桩水平拉拔位移相关承载力计算理论在对比验证中取得了较好效果; 对于工程中常用的单螺旋锚桩(桩锚直径比 $d/D \leq 5$), 当埋深比大于 4 后, 可不考虑锚片的作用, 按照等直径的裸桩来计算其水平承载力。

关键词: 单螺旋锚桩; 水平拉拔; 模型试验; 土压力; 承载力

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0158-10

作者简介: 胡伟(1982—), 男, 博士, 教授, 主要从事地基与基础工程及岩土工程减灾方面的研究工作。E-mail: yilukuangben1982@163.com。

Experimental and theoretical researches on horizontal bearing mechanism of single screw anchor pile

HU Wei^{1,2}, MENG Jian-wei^{1,2}, LIU Shun-kai³, LONG Cheng-bi^{1,2}, YAO Chen^{1,2}, GAO Wen-hua^{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 Engineering, Central South University, Changsha 430083, China)

Abstract: The design codes for screw anchor piles have shortcomings in calculation of the horizontal drawing capacity, and the understanding of soil pressure distribution on the anchorage surface is not unified in theoretical researches. A self-made large test sand box is used to carry out the horizontal drawing model tests on a single screw anchor pile. The soil pressures on the upper and lower surfaces of the anchor blade are directly measured to analyze the distribution rules. The displacement-related method is introduced to approximatively calculate the soil pressures, and based on the $p-y$ curve of lateral resistance, a horizontal drawing mechanical model for the single screw anchor pile in sand is established, and the displacement-related theory is deduced to calculate the horizontal bearing capacity at last. The results show that in the horizontal drawing process, the soil pressure distribution on the surface of the anchor has non-linear relationship with the distance from the measuring point to the central axis of the anchor, and the displacement should be considered in the calculation of soil pressures. The mechanical model and displacement-related capacity theory based on the mechanical equilibrium analysis have good effectiveness in the comparison validation. For the normally used single screw anchor pile (diameter ratio of bar to anchor $d/D \leq 5$), when the buried depth ratio is greater than 4, the horizontal capacity can be calculated according to the equal diameter naked pile directly, neglecting the effects of anchors.

Key words: single screw anchor pile; horizontal drawing; mode test; soil pressure; bearing capacity

0 引言

螺旋锚桩的工程应用已涉及电力、交通、水利、石油、建筑等诸多领域, 汪滨^[1]对此进行了较为系统

基金项目: 国家自然科学基金项目(51508141, 51878270); 湖南省教育厅优秀青年基金项目(18B203); 湖南科技大学科研启动基金项目(E51857/KJ1917)

收稿日期: 2018-10-01

的总结。但近几年来, 伴随着海洋风电逐渐走向深水区, 作用在风电基础上的荷载显著放大且更加复杂, 这包括风机本身的自重、作用在风机上的水平荷载及由此带来的巨大倾覆力矩, 再加上波浪和洋流荷载, 这给基础的设计提出了巨大挑战。以 3.5~5 MW 风机为例, 当水深从 20 m 增加到 50 m 时, 极限水平荷载最大将超过竖向荷载的 60% 以上, 而一般海洋结构如海洋油气平台, 这一比例很少超过 15%。因此, 对于深水区的海洋风电基础设计而言, 水平荷载和倾覆力矩将更加重要^[2]。Spagnoli 等^[3-4]指出: 欧洲海上风电场的建设正逐步走向深水区域, 传统的大直径单桩基础解决方案正逐渐丧失其优势, 而螺旋锚桩则是可行的替代方案; Byrne 等^[5]也针对英国深水区海上风力发电机的基础结构设计指出: 水平受荷将成为这些迎风结构基础设计的一个关键工况, 并推荐应用螺旋锚桩基础。

传统螺旋锚桩的工程实践一般是以提供竖向抗压和抗拔承载力为主^[6-7], 相关研究也围绕竖向受荷展开^[8-11], 水平受荷方面的研究成果则较少^[12-13]。但对于海上风电的多足基础结构如三角架基础, 当水平荷载达到一定程度, 其产生的倾覆力矩将使得部分基桩承受的竖向压荷载非常小甚至为零, 此时基桩可视为仅仅受水平荷载的作用, 桩身在弯剪组合作用下发生位移变形。对于此种工况, Mittal 等^[14]建立了砂土中螺旋锚桩水平极限拉拔下的静力平衡方程, 对桩侧水平抗力采用 m 法模型, 锚片土压力则假定为均匀分布, 且不考虑锚片-土间的摩阻力^[14]。Prasad 等^[15]采用类似于 k 法的桩侧水平抗力模型, 基于仅在锚片-土相互挤压区域分布三角形线性增大的土压力和相应锚片-土摩阻力的假定, 建立了饱和黏土中螺旋锚桩水平拉拔的力学模型, 并进行了水平极限承载力的理论推导。上述理论研究的假定存在显著差异, 尤其是关于锚片上土压力的分布, 而目前尚未有试验直接测量出螺旋锚桩锚片上的土压力分布。较少的研究成果导致相关规范对螺旋锚桩水平承载力的验算也不甚明确。《架空输电线路螺旋锚桩基础设计技术规范》(Q/GDW 584—2011) 只考虑了水平荷载对竖向抗拔承载力的影响, 而没有单独对水平受荷工况进行验算, 也没有提供相应的水平承载力计算方法^[16]; 《太阳能发电站支架基础技术规范》(GB 51101—2016) 则认为螺旋锚桩在锚片较小且较为靠下时可以不考虑锚片的影响, 直接按照裸桩来进行计算; 而具体什么情况下才需要考虑锚片的影响以及如何考虑则并未明确^[17]。

综上, 国内外对螺旋锚桩水平承载特性的研究还不够全面和深入, 尚未有成熟可靠的计算力学模型和

相应理论方法, 无法满足螺旋锚桩工程实践新领域的需要。为此, 本文拟用自制单螺旋锚桩和大型试验砂箱, 进行单螺旋锚桩的水平拉拔试验。通过在锚片上下表面内嵌微型土压力盒直接测量并分析水平拉拔过程中锚片上下表面土压力的分布变化规律, 并提出土压力分布计算假定; 结合桩侧阻力 $p-y$ 曲线, 研究构建单螺旋锚桩的水平拉拔位移相关承载力学模型, 推导相应的承载力理论解, 与既有模型试验结果进行对比验证, 并进一步开展影响因素的规律性分析。

1 水平拉拔试验与结果分析

1.1 水平拉拔试验

本次单螺旋锚桩水平拉拔试验所用大型试验砂箱尺寸 (2400 mm×2400 mm×1500 mm)、地基土来源及装填方式、土压力盒的内嵌方式、桩体的旋入过程等和文献[18]中竖向拉拔试验保持一致。单螺旋锚桩尺寸和加载方式则有所不同, 具体如下: Q235 钢管桩长 (含导程) $l=1000$ mm, 圆环形截面, 外径 d 为 60 mm, 内径 d' 为 54.5 mm; 导程焊接在桩底部, 其长 l' 为 100 mm; 锚片直径 D 为 300 mm, 厚度 s 为 10 mm, 倾角 θ 为 10°, 顺时针螺旋向下, 螺距为 52.5 mm; 桩顶端焊接法兰盘以连接扭矩测量仪, 并通过螺栓与旋入装置连接; 人工旋桩至设定深度位置, 静置 24 h 后再进行水平拉拔试验。单螺旋锚桩整体 (含土压力盒) 质量约为 25 kg, 如图 1 所示。

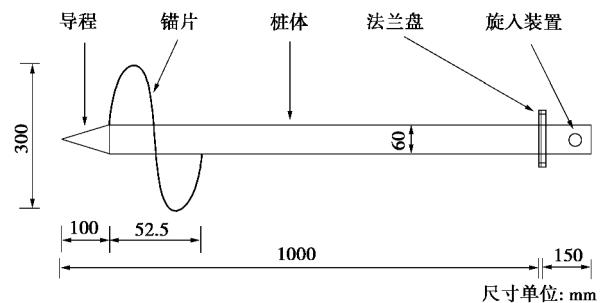


图 1 单螺旋锚桩模型

Fig. 1 Single screw anchor pile model

加载量测系统: 如图 2 所示, 加载系统采用钢丝绳+定滑轮+砝码组合方式。桩身与加载托盘通过钢丝绳相连, 定滑轮将砝码重力转化为水平拉力, 并由电阻应变式拉力传感器进行测定。桩顶位移测量系统由百分表、磁性表座和基准梁组成, 基准梁采用槽钢, 试验过程中保证基准梁无扰动且不受试验桩的影响。试验中需按可忽略边界效应影响的条件来考虑旋桩位置^[19], 并确保桩体、定滑轮组在同一竖直平面内。

试验用中砂基本物理力学指标如表 1 所示。

表 1 试验用砂物理力学指标

Table 1 Physical and mechanical indexes of test sand

类型	G_s	C_u	C_c	φ ($^{\circ}$)	ρ_d (g/cm^3)	D_r	w (%)
中砂	2.63	2.95	0.95	39	1.70	0.48	9.6

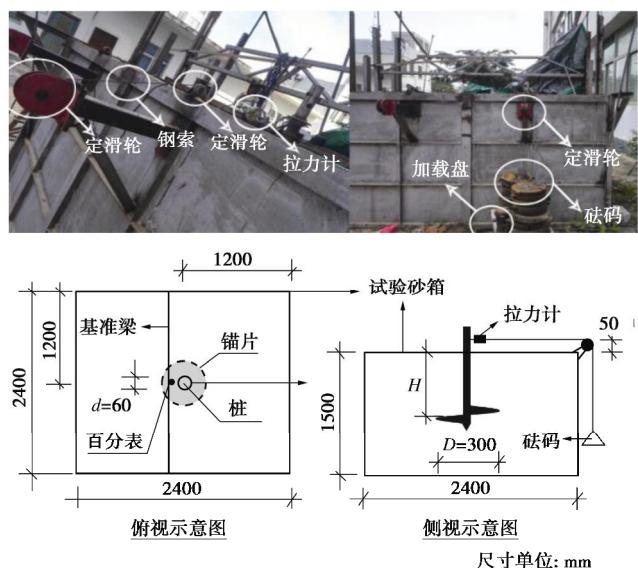


图 2 试验加载系统

Fig. 2 Loading test system

1.2 极限承载力

试验设置 5 个埋深 ($H=D$, $1.5D$, $2.0D$, $2.5D$, $3.0D$), 每个埋深进行一个预加载试验和 3 个平行试验, 共计 20 组。通过预加载试验初步确定不同埋深下的拉拔极限荷载, 然后在 3 个平行试验中以上述极限荷载的 $1/10 \sim 1/15$ 作为分级加载增量, 采用慢速加载法以分级等量方式进行加载; 每级加载后, 每第 5 分钟、第 10 分钟、第 15 分钟时各测读一次, 以后每隔 15 min 读一次, 累计 1 h 后每隔 30 分钟读一次; 在每级荷载下, 桩顶水平位移连续两次在每小时内小于 0.1 mm 时视为稳定, 而后施加下一级荷载; 当出现水平位移急剧增加或总的水平位移超过 40 mm 时, 终止加载。试验获得的单螺旋模型桩代表性荷载-位移曲线如图 3 所示。

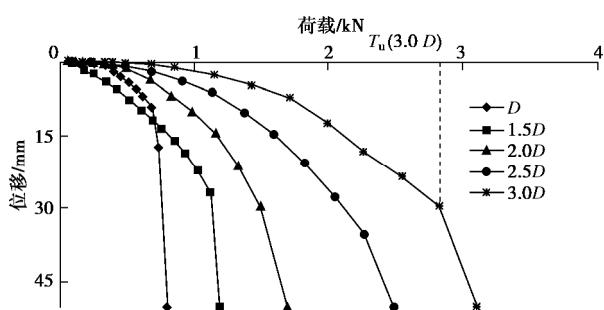


图 3 荷载-位移曲线

Fig. 3 Load-displacement curves

图 3 表明: 本次试验条件下, 模型桩位移-水平荷载曲线在埋深浅时呈陡降型, 埋深增大, 缓变特征增强。取明显陡降的前一级荷载为极限承载力, 如图中埋深 $3.0D$ 时即为停止加载时的上一级荷载。对平行试验取平均值后, 得到不同埋深下极限承载力的变化如图 4 所示。可以看出, 在本次试验设定的埋深比范围内, 单螺旋锚桩水平拉拔极限承载力随埋深比基本呈线性增大趋势, 这与模型桩具有较大的刚度有直接关系。

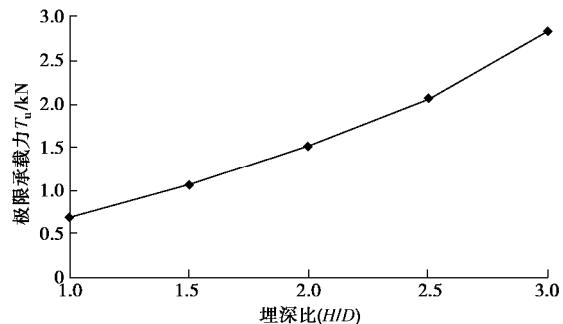


图 4 极限承载力-埋深比曲线

Fig. 4 Ultimate bearing capacity-burried ratio curve

1.3 锚片表面土压力量测与分布规律

(1) 锚片表面土压力量测

单螺旋锚桩拉拔过程存在复杂的锚土相互作用, 故锚片表面的土压力分布变化对其水平承载机理的研究具有重要意义。试验中锚片表面土压力的分布变化通过内嵌在其表面的 24 个电阻应变微型土压力盒来监测。

根据锚片开口方向和螺旋方向, 将锚片上下表面各分成 4 个区域, 分别为 I_{\pm} 、 II_{\pm} 、 III_{\pm} 、 IV_{\pm} 和 I_{\mp} 、 II_{\mp} 、 III_{\mp} 、 IV_{\mp} 。其中 I 区和 II 区处于螺旋上升区, III 区和 IV 区处于螺旋下降区, 分别如图 5 (a), (b) 所示。结合荷载方向, 上述分区中 I_{\pm} 、 II_{\pm} 、 III_{\pm} 、 IV_{\pm} 四个区域在拉拔过程中表现为锚土相互挤压, 锚片表面土压力趋向于被动土压力发展, 其中 I_{\mp} 和 IV_{\mp} 近似对称, II_{\pm} 和 III_{\pm} 近似对称; I_{\pm} 、 II_{\mp} 、 III_{\mp} 、 IV_{\pm} 在拉拔过程中则表现为锚土相互分离, 锚片表面土压力趋向于主动土压力发展, 其中 I_{\pm} 和 IV_{\pm} 近似对称, II_{\mp} 和 III_{\mp} 近似对称。根据上述特征, 24 只土压力盒中的 #1~#6 分布在 I_{\mp} 区域, #7~#12 分布在 II_{\pm} 区域, #13~#18 分布在 III_{\mp} 区域, #19~#24 则分布在 IV_{\pm} 区域, 分别用于测量锚片下表面挤压区域、上表面挤压区域、下表面分离区域和上表面分离区域的土压力, 如图 6 所示。

(2) 锚片表面土压力分布规律

不同试验工况下, 始终保持锚片开口方向与荷载方向在同一竖直平面内。土压力通过 DH3816 静态应变采集仪进行采集。拉拔试验前对土压力盒读数进行

了归零, 所以试验中土压力盒的读数是水平荷载作用下土压力相较于拉拔前的变化值。以埋深比 $H/D=2$ 为例, 挤压区 $I_{\text{下}}$ 和分离区 $IV_{\text{上}}$ 的土压力增量随拉拔位移的变化情况如图 7 所示。图 7 中纵坐标正值表明土压力增加, 增量为正, 锚土相互挤压; 负值则表示土压力减小, 增量为负, 锚土相互分离。实测挤压区土压力增量($\#1 \sim \#12$)基本为正; 分离区土压力增量($\#13 \sim \#24$)均为负, 这符合土压力变化的基本规律。

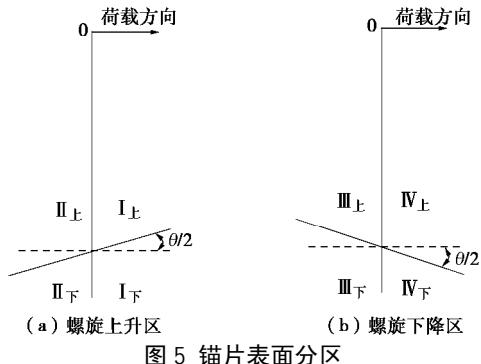


Fig. 5 Partition of anchor blade surface

Fig. 5 Partition of anchor blade surface

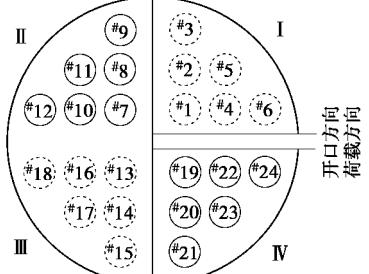


图 6 锚片表面土压力盒分布

Fig. 6 Distribution of soil pressure box

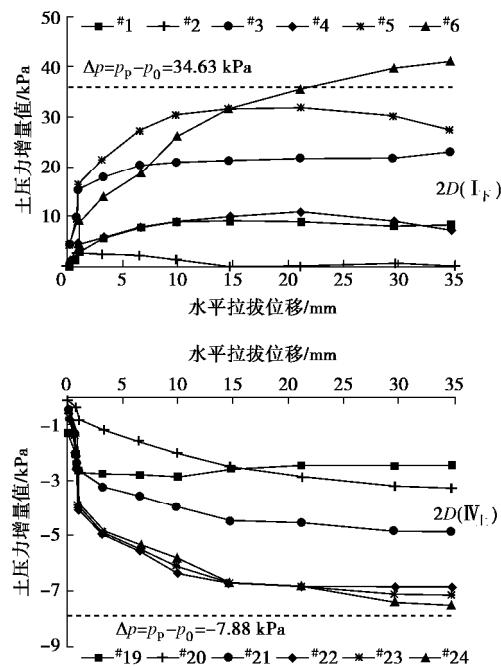


图 7 土压力增量 - 拉拔位移变化

Fig. 7 Soil pressure increment versus pulling displacement

结合图 6 中土压力盒分布和图 7 中土压力随拉拔位移的变化趋势来看, 水平载荷下, 随着拉拔位移的增加, $I_{\text{下}}$ 区域的土压力增量呈非线性增大, 前期增长速率较快, 拉拔位移超过 10 mm 后, 各土压力盒读数则逐渐趋于稳定。此外, 当拉拔达到极限状态后, 此区域仅有最外缘的 $\#6$ 土压力盒读数超过了被动土压力与自重应力的差值, 即只有该土压力盒所在区域的土压力达到了被动土压力, 且实测值已超过了被动土压力, 这可能与螺旋锚桩旋入过程挤压下侧土体导致其初始应力大于自重应力的原因所致。随着土压力盒位置靠近锚片中性轴, 所测的土压力增量也逐渐减小, 离中性轴距离最近的 $\#1$ 土压力盒后期土压力增量几乎为零。和 $I_{\text{下}}$ 相反, $IV_{\text{上}}$ 土压力盒测得的土压力增量为负, 随着拉拔位移的增加, 土压力增量也呈非线性增大, 前期增长速率较快, 拉拔位移超过 15 mm 后, 各土压力盒读数则逐渐趋于稳定。当拉拔达到极限状态时, 离锚片中性轴较远的 $\#22$, $\#23$, $\#24$ 均已非常接近主动土压力与自重应力的差值, 这意味着 3 个土压力盒所在区域土压力此时都已接近达到主动土压力值。总的来看, 可以大致认为, 随着拉拔的进行, 锚片挤压区土压力朝着被动土压力发展; 分离区则朝着主动土压力发展。但当拉拔达到极限状态, 不论是挤压区还是分离区, 都只有远离中性轴的区域达到了相应的极限土压力, 其他区域则介于自重应力和极限土压力之间。

(3) 与几种特殊土压力值对比分析

当前对螺旋锚桩极限承载力的理论分析中, 对于锚片上的土压力分布一般假定按某一特殊土压力值(挤压区为被动土压力、分离区为主动土压力)均匀分布^[14]或者采用锚片边缘到锚片中心按线性变化分布的假定^[15]。现同样以埋深比 $H/D=2$ 为例, 将极限拉拔状态时挤压区 $I_{\text{下}}$ 和分离区 $IV_{\text{上}}$ 的土压力值与几类特殊土压力值进行比较, 其结果如图 8 所示。

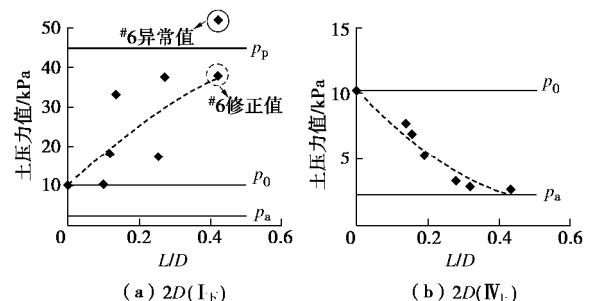


图 8 土压力值随距离比变化规律

Fig. 8 Variation of soil pressure with distance ratio

从图 8 中可以看出, $I_{\text{下}}$ 区域离中性轴最远的 $\#6$ 土压力盒测试值已经超过了朗肯被动土压力值, 其他

土压力盒测试值则都在被动土压力和自重应力之间, 虽然离散性比较大, 但大致上满足从边缘到中性轴逐渐减小的趋势。根据这一规律, 则 I_下区域边缘上应出现最大土压力, 假定其大小为朗肯被动土压力。在此基础上结合⁶土压力盒距中性轴的距离对其测试值进行修正, 拟合修正后的数据点如图 8 (a) 所示。土压力值与距离比 (测点距锚片中性轴的距离与锚片直径之比 L/D) 呈现非线性关系。对于锚土分离区 IV_上, 和挤压区 I_下刚好相反, 锚片表面土压力从靠近锚片中性轴附近的自重应力向边缘处逐渐减小, 即土压力随着距离比的增大而降低, 速率减缓, 并向朗肯主动土压力值趋近。拟合曲线表明土压力值同样与距离比呈现明显的非线性关系, 如图 8 (b) 所示。综合挤压区和分离区的土压力变化规律表明: 单纯假定锚片上的土压力按某一特殊土压力均匀分布或者采用锚片边缘到锚片中心按线性变化分布的假定均是不甚合理的。

2 单螺旋锚桩水平拉拔承载力理论分析

2.1 锚片表面土压力分布假定

上述试验结果表明: 单螺旋锚桩水平荷载作用下, 锚片表面土压力分布受桩体位移的直接影响, 即与锚片表面每一点的位移相关, 且二者的关系表现为非线性。本文引入位移影响的土压力近似计算方法来考虑这一规律^[20]。该方法认为只有当挡土墙挤压或分离土体达到一定位移 (极限平衡状态) 程度时, 作用在挡土墙上的土压力才表现为被动 (主动) 土压力。当两者的相对位移 s 未达到极限平衡状态时, 作用于挡土墙上某点的土压力 p 是一个关于该点位移的函数 $p(s)$, 其表达式为

$$p(s) = \frac{K_0 g H}{2} \left[\frac{4 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{j}{2} \right) - 4}{1 - \sin j'} - \frac{4 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{j}{2} \right) - 8}{1 + e^{s \ln A / s_a}} \right], \quad (1)$$

$$A = \frac{\tan^2(45^\circ + j/2) - \tan^2(45^\circ - j/2)}{\tan^2(45^\circ + j/2) - 2(1 - \sin j') + \tan^2(45^\circ - j/2)} \circ. \quad (2)$$

式中 K_0 为静止土压力系数, 采用 $1 - \sin j'$ 进行计算; j' 和 j 分别为土的有效内摩擦角和内摩擦角; g 为土的重度; H 为计算点距地面的距离; s 为计算点的位移 (以挤压土体为正), s_a 为主动土压力对应的位移量, 取挡墙高度的 0.14%~0.16%^[21]。

水平荷载作用下, 单螺旋锚桩将绕某一点发生转动, 锚片随之发生位移, 并与锚周土体发生挤压和分离。将锚片类比挡土墙, 其直径视为挡墙高度。因锚片上各点离转动中性轴的距离不同, 锚土相互挤压 (分

离) 的位移也存在差异。根据桩顶位移和转动中心位置即可计算出锚片上任意一点的锚土相对位移量。由于锚片存在倾角, 锚片上不同区域的位移计算稍有差别, 但原理相同。现以 I_上区域中一点为例, 如图 9 所示, 位移推导如下。假定拉拔点水平位移为 y , 拉拔点距地表距离为 e , 转动中心距地表距离为 x , 锚片中心埋深为 H , 则转动中心距锚片中心点的距离为 $H - x$, 计算点到锚片中性轴距离为 l 。根据图 9 中各距离、角度和相互之间的三角函数关系可得计算点位移 s 公式如下:

$$s = n \times \sin \alpha \quad , \quad (3)$$

$$n = 2m \times \sin(\delta/2) \quad , \quad (4)$$

$$m^2 = (H - x)^2 + l^2 - 2l(H - x) \cos w \quad , \quad (5)$$

$$w = \pi/2 \pm q \quad , \quad (6)$$

$$d = \arctan[y/(x + e)] \quad , \quad (7)$$

$$\alpha = \pi - e - y \quad , \quad (8)$$

$$y = (\pi - d)/2 \quad , \quad (9)$$

$$\cos e = \frac{m^2 + l^2 - (H - x)^2}{2ml} \quad . \quad (10)$$

式中 θ 为锚片倾角的一半, 本次试验中取 5°; ω 为桩体与锚片的夹角; n 为计算点位移前后间的直线距离; m 为转动中心到计算点的距离; δ 为单螺旋锚桩拉拔后桩体的转角; ψ 为计算点前后位置连线和转动后转动中心与计算点之间连线的夹角; α 为计算点前后位置连线与转动后锚片的夹角; e 为转动中心和计算点连线与锚片的夹角。当计算点在 I 区 (含上下表面, 下同) 和 III 区时式 (6) 中取负号; 当该点在 II 区和 IV 区时式 (6) 中取正号, 其它算法一样。

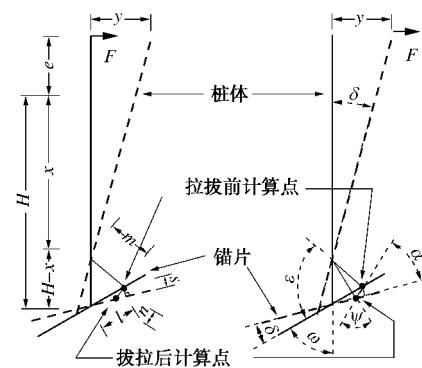


图 9 锚片上任意点位移计算

Fig. 9 Calculation of point displacement on anchor blade

假定锚片上各点的土压力满足函数 $p(s)$, 在给定拉拔点位移 y 和转动中心位置 x 时, 联立式 (3)~(10) 可解出锚片上任意一点的位移 s (根据各区域与土体的相互作用, 以挤压土体为正, 分离土体为负), 将其代入式 (1) 中即可求出该点的土压力值。

2.2 锚片受力计算

(1) 锚片上总的土压力

根据前述公式可获得锚片表面的土压力分布, 对其求和即可得到锚片上总的土压力值。另外, 因土压力与位移直接相关, 故对于锚片上某区域内位移相同的点, 其土压力也相同。在锚片上沿拉拔方向取距离锚片转动中性轴 l , 垂直于拉拔方向宽度为 dl 的微元段, 该微元段长度为 b , 如图 10 所示阴影区。该阴影区内锚片上各点的土压力相同, 则阴影区总的土压力微量计算如下。

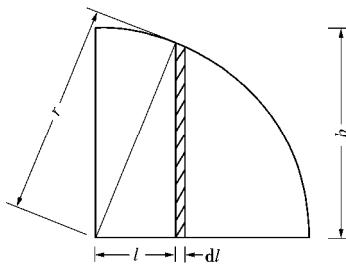


图 10 锚片上土压力计算

Fig. 10 Calculation of soil pressures on anchor blade

$$dF(l) = pbdl \quad , \quad (11)$$

$$b = \sqrt{r^2 - l^2} \quad . \quad (12)$$

对式 (11) 在区域内进行积分即得该区域内总的土压力 F :

$$F = \int_0^r dF(l) = \int_0^r pbdl \quad , \quad (13)$$

式中, 锚片半径 $r=D/2$ 。根据前面的分区, 定义锚片各区域总的土压力大小分别为 $F_{I上}$, $F_{II上}$, $F_{III上}$, $F_{IV上}$, $F_{I下}$, $F_{II下}$, $F_{III下}$ 和 $F_{IV下}$ 。

(2) 锚片上摩阻力

各区域内摩擦力大小计算如下:

$$f = \mu F \quad , \quad (14)$$

式中, 锚片 - 土之间摩擦因数 μ 的取值参考库仑土压力理论的取值方法, 定义 $\mu=\tan(\phi/3)$ 。同样, 各区域内摩擦力的大小分别定义为 $f_{I上}$, $f_{II上}$, $f_{III上}$, $f_{IV上}$, $f_{I下}$, $f_{II下}$, $f_{III下}$ 和 $f_{IV下}$ 。

2.3 桩体侧阻力计算

本文采用 $p-y$ 曲线法来计算水平拉拔时桩体所承受的侧阻力。但当前不同 $p-y$ 曲线中各类参数取值标准的不统一, 导致同一工况用不同曲线的计算结果差别较大^[22]。此外, 单位桩长上地基水平极限侧阻力标准值 p_u 的计算方法也有多种。为了检验不同 $p-y$ 曲线模型的适用性, 本文分别采用 API 规范模型^[22]、Kallehave 等改进模型^[23]和王国粹等^[24]的归一化模型来进行计算对比。

据图9所示几何关系, 当拉拔点位移为 y , 转动中心距地表为 x 时, 埋深 z 处桩体位移 y' 为

$$y' = (x-z)y/(x+e) \quad . \quad (15)$$

桩上所受总的侧阻力大小为

$$P = \int_0^{H'} pdz \quad , \quad (16)$$

式中, p 为埋深 z 处的地基侧阻力, H' 为从地表到导程中部的距离。

将各模型中土的侧阻力计算公式代入式 (16) 即可求出桩上所受的总的土侧阻力。

2.4 力矩计算

根据前文的分析和计算可知, 单螺旋锚桩在水平荷载作用下主要受水平拉力 T_A 、桩侧阻力 P 、锚片上压力 F 和摩擦力 f 、自身重力 G , 其受力情况如图 11 所示 (以 I 、 II 区为例)。

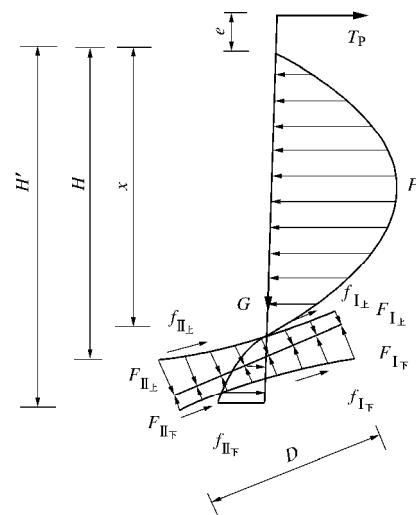


图 11 单螺旋锚桩受力分析

Fig.11 Force analysis of single screw anchor pile

根据图中所示力的分布, 现将所有力分别对桩体与地表交点取矩 (顺时针为正)。

(1) 水平承载力 T_A 取矩

$$M_T = T_A e \quad . \quad (17)$$

(2) 桩侧阻力取矩

$$M_P = \int_0^{H'} pzdz \quad . \quad (18)$$

(3) 锚片上土压力取矩

$$M_F(I+II) = \int_{-r}^r pb \left[H \cos\left(\frac{\pi-q}{2}\right) + l \right] dl, \quad (19)$$

$$M_F(III+IV) = \int_{-r}^r pb \left[H \cos\left(\frac{q-\pi}{2}\right) + l \right] dl. \quad (20)$$

式中, $M_F(I+II)$ 、 $M_F(III+IV)$ 分别表示 I 区、II 区的土压力合力矩和 III 区和 IV 区的土压力合力矩, 上表面取 “-”, 下表面取 “+”。

(4) 锚片上摩擦力取矩

$$M_f = -fH \sin\left(\frac{\pi-q}{2}\right) \quad . \quad (21)$$

(5) 自身重力取矩

$$M_G = -Gl' \quad , \quad (22)$$

式中, l' 可首先根据单螺旋锚桩形状确定其形心距地表距离, 而后根据式 (15) 计算其对取距点的力臂。

2.5 力的求解

根据前面所求各力和力矩公式, 建立水平方向力的平衡方程和对地表的力矩平衡方程组如下:

$$T_A - P + f \cos w + F(I_{\text{上}} + II_{\text{上}} + III_{\text{上}} + IV_{\text{上}} - I_{\text{下}} - II_{\text{下}} - III_{\text{下}} - IV_{\text{下}}) \sin w = 0, \quad (23)$$

$$M_{T_A} + M_P + M_F(I + II) + M_F(III + IV) + M_F + M_G = 0. \quad (24)$$

将前面各式代入式 (23) 和 (24) 中, 在已知拉拔位移的情况下, 只有水平承载力 T_A 和转动中心点位置参数 x 是未知数, 联立式 (23), (24) 则可进行求解。

3 计算验证

为了验证上述理论的合理性, 以下将首先对锚片上土压力进行检验, 土压力理论计算值是否符合本文实验规律; 而后将结合两个实验案例, 对单螺旋锚桩水平拉拔极限承载力理论进行验证和对比分析。

3.1 土压力验证

同样以埋深比 $H/D=2$ 为例, 按上述理论分别计算极限拉拔状态下挤压区 $I_{\text{下}}$ 和分离区 $IV_{\text{上}}$ 的土压力值, 并与实验实测值进行比较, 如图 12 所示。从图中可以看出: 对于挤压区较靠近中性轴的 #1, #2, #3 土压力盒, 其土压力计算值小于实测值; 而距中性轴较远的 #4, #5, #6 土压力盒的计算值则大于实测值; 和实测值一样, 靠近边缘处 #6 土压力盒的土压力计算值也大于朗肯被动土压力。对于分离区距中性轴较近的 #19, #20, #21 土压力盒, 其土压力计算值和实测值几乎一致, 但随着离中心轴距离的增加, 计算土压力值较实测值下降幅度偏小, 使得远离中性轴的 #22, #23, #24 土压力盒的土压力计算值高于实测值。总体上, 本文理论计算所得锚片上的土压力值与实测值较为吻合, 规律一致, 与到中性轴的距离呈非线性关系。

3.2 试验案例

分别采用 $p-y$ 曲线的 API 规范模型和 Kallehave 等人改进模型及王国粹的归一化模型, 利用上述单螺旋锚桩水平承载力计算理论对本文试验结果及数据较为完备的 Mittal 试验进行验算对比^[14]。两个案例中, 本文试验拉拔点距地表距离 e 为 50 mm, 而 Mittal 试

验中对于每个埋深都有 3 个不同的 e 值, 分别为 90, 120, 150 mm。其它相关物理力学性质和计算参数取值如表 2 所示。经计算, 本文试验中, 埋深比为 1.0, 1.5, 2.0 时, 模型桩 $al < 2.5$, 为刚性短桩; 埋深比为 2.5 和 3.0 时有 $2.5 < al < 4.0$, 模型桩为弹性中长桩; 埋深比大于 4.0 后, $al > 4.0$, 模型桩则为弹性长桩; Mittal 试验中的模型桩均满足 $al < 2.5$, 表现为刚性短桩。

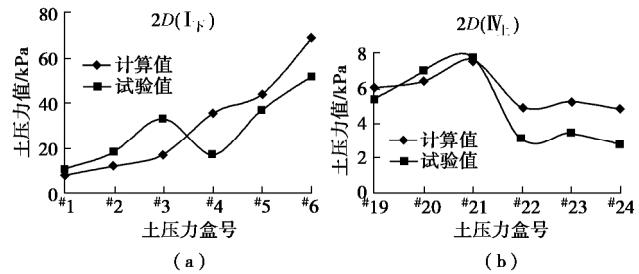


图 12 土压力计算值与实测值对比

Fig. 12 Comparison between calculated and measured soil pressures

3.3 对比分析

本文案例的计算值 T_A 与试验值 T_u 之比如表 3 所示。从表 3 中可看出, API 模型下计算值与试验值的比值从埋深比为 1.0 时的 0.583 逐渐增长到埋深比 3.0 时的 1.344, 变化幅度较大、速率较快, 意味着在一定埋深后计算结果可能偏于危险。Kallehave 改进模型下的比值呈现波动状态, 埋深比在 2.0 前较小, 位于 0.402~0.658, 而埋深比为 2.5 和 3.0 时比值则位于 0.938~1.024。王国粹归一化模型下的比值从埋深为 1.0 时的 0.645 逐渐增长到 3.0 时的 0.969, 且埋深比大于 2.5 后, 增速速率放缓, 计算值随埋深的增加逐渐靠近试验值。整体来看, 基于 Kallehave 改进模型和王国粹归一化模型的计算结果要好于 API 模型, 但由于王国粹归一化模型的计算结果更加接近于实测值, 且符合承载力增长的一般规律, 故王国粹归一化模型的计算表现最好。

Mittal 案例的计算值 T_A 与试验值 T_u 之比如表 4 所示。结果表明, Kallehave 改进模型对应的比值变化区间较大, 从埋深比为 4.48 的 0.207 变化到埋深比为 7.04 的 0.848, 且大部分比值位于 0.207~0.551, 只有在埋深比为 7.04 时才达到了 0.8 左右, 整体表现偏保

表 2 相关物理力学参数

Table 2 Related physical and mechanical parameters

案例	内摩擦角 $\varphi/(\circ)$	桩体直径 d/mm	锚叶直径 D/mm	重度 g $/(\text{kN}\cdot\text{m}^3)$	主动位移 s_a/mm	摩擦因数 μ	极限侧阻系数 N_g	极限抗力形状参数 m	等效土体深度 a_0	地基反力模量 n_h/MPa
本文案例	39	60	300	17	0.45	0.231	k_p^2	1.7	0	39
Mittal 案例	40	16	50	15.15	0.075	0.237	k_p^2	1.7	0	66

守。API 模型计算比值位于 0.437~0.656, 变化范围较窄, 较为稳定, 但仍然偏于保守。而王国粹归一化模型的计算比值则位于 0.957~1.274, 且在 3 个埋深之间呈波动状态, 在 1:1 线两侧分布较为均匀, 计算效果要明显好于前两者。

表 3 本文试验值与计算值之比

Table 3 Ratios of test results to calculated values

文献来源	埋深比				
	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
API ^[23]	0.583	0.724	0.929	1.164	1.344
Kallehave 等 ^[24]	0.510	0.402	0.658	1.024	0.938
王国粹等 ^[25]	0.645	0.730	0.834	0.931	0.969

表 4 Mittal 试验值与计算值之比

Table 4 Ratios of Mittal's test results to calculated values

埋深比	文献来源	拉拔点距地面距离 e/mm		
		90	120	150
4.48D	API ^[23]	0.437	0.450	0.503
	Kallehave 等 ^[24]	0.467	0.230	0.238
	王国粹等 ^[25]	1.050	1.087	1.222
5.76D	API ^[23]	0.448	0.443	0.453
	Kallehave 等 ^[24]	0.551	0.209	0.210
	王国粹等 ^[25]	0.962	0.957	0.987
7.04D	API ^[23]	0.620	0.656	0.642
	Kallehave 等 ^[24]	0.794	0.848	0.837
	王国粹等 ^[25]	1.199	1.274	1.253

上述各模型对本文试验和 Mittal 试验计算结果表明: API 模型对两种工况的计算效果都不甚理想, 王国粹归一化模型和 Kallehave 改进模型在本文试验工况条件下计算结果与试验值吻合较好, 但后者在对 Mittal 试验工况的验算效果不如前者。综合可得, 基于王国粹的归一化 $p-y$ 曲线模型, 应用本文所推导的计算理论对单螺旋锚桩水平承载力的计算效果较好。

3.4 与裸桩对比

相关规范中认为单螺旋锚桩在锚片直径较小且较为靠下时可不考虑锚片的影响, 直接按照等直径裸桩进行水平承载力的计算^[17]。但规范中并未对“锚片较小”“较为靠下”进行定量描述, 概念上较为模糊。以下将采用上述模型和理论方法对单螺旋锚桩和裸桩的水平承载力进行计算对比, 建立两者水平承载力随埋深比 (H/D) 的变化规律, 以有助于对上述二者概念

进行明确。表 5 对本文试验所用单螺旋锚桩和相应裸桩进行了不同埋深比下水平承载力及两者比值的计算。

从表 5 中可以看出, 在本文工况下, 裸桩水平极限承载力 T_u 与单螺旋锚桩极限承载力 T_{Au} 的比值随着埋深比的增加逐渐趋近于 1, 当埋深比较小 ($H/D=1\sim 3$) 时, 两者相差 10% 以上, 最大达到 45% (1.0D), 说明这个埋深比范围内锚片的作用不能忽略, 单螺旋锚桩水平承载力需考虑锚片的贡献。当埋深比达到 4 以后, 裸桩的极限承载力计算值已占到了单螺旋锚桩的 95% 以上, 说明此时锚片对单螺旋锚桩水平承载力的贡献已经不太明显, 可以忽略, 直接参考规范按等直径的裸桩进行计算。

桩锚直径比分别取 $d/D=1/3, 1/5, 1/10$, 图 13 基于本文试验进一步考虑桩锚直径比的变化对两者水平承载力进行了计算。结果表明, 当桩锚直径比 (d/D) 不同时, 裸桩与单螺旋锚桩水平极限承载力计算值之比趋近于 1 的速度也不相同。当 $d/D=1/3$ 时, 两者比值在埋深比为 3.0 时就已达到了 0.95 左右, 同样比值 $d/D=1/5$ 要埋深比为 4 时才能达到, $d/D=1/10$ 时埋深比大于 5 时两者比值才能超过 0.95。桩锚直径比越小, 即锚片直径相对越大, 可不考虑其影响的埋深比就相应越大。结合工程上常用的单螺旋锚桩桩锚直径比范围^[1, 6], 并从上述桩锚直径比和临界埋深比的变化速率来看, 可以认为, 埋深比大于 4 以后, 工程中可不考虑锚片对单螺旋锚桩水平承载力的贡献。

从上述承载力推到过程来看, 除桩锚直径及其比值和埋深比对承载力影响较大外, 砂土内摩擦角 φ 也是重要影响因素。其他参数条件不变, 变化砂土内摩擦角, 图 14 分析计算了 $\varphi=20^\circ, 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ, 45^\circ$ 下裸桩和单螺旋锚桩水平承载力的比值随埋深比的变化情况。从图 4 可以看出, 当砂土内摩擦角 φ 值大于 20° 后, 各工况的裸桩与单螺旋锚桩的水平极限承载力比值随埋深比的变化曲线基本一致, 且只有当埋深比很小时 ($H/D \leq 2.0$), 内摩擦角的影响才表现较为明显。因此可以认为, 如图中所示, 当锚片埋深比大于 4.0 以后, 可不考虑砂土力学指标 (内摩擦角) 的影响, 按规范采用等直径裸桩来计算单螺旋锚桩的水平承载力。

表 5 裸桩与单螺旋锚桩的极限承载力之比

Table 5 Ratios of ultimate capacity between bare bar and single screw anchor pile

埋深比	1	1.5	2	2.5	3	4	5	6	7	8	9	10
裸桩/kN	0.24	0.57	1.06	1.72	2.56	4.79	7.77	11.5	16.1	21.5	27.7	33.5
单螺旋锚桩/kN	0.43	0.77	1.26	1.91	2.75	4.98	7.97	11.8	16.4	21.8	28.0	33.8
比值	0.55	0.74	0.84	0.90	0.93	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99

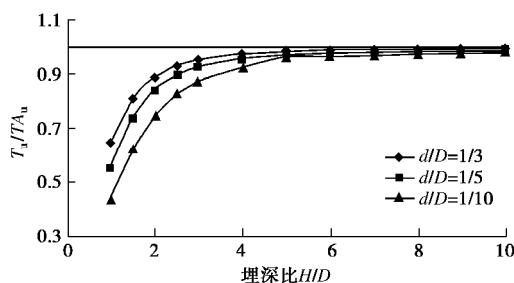


图 13 裸桩与单螺旋锚桩承载力比值随 d/D 的变化

Fig. 13 Variation of ratios of bearing capacity between naked pile and screw anchor pile with d/D

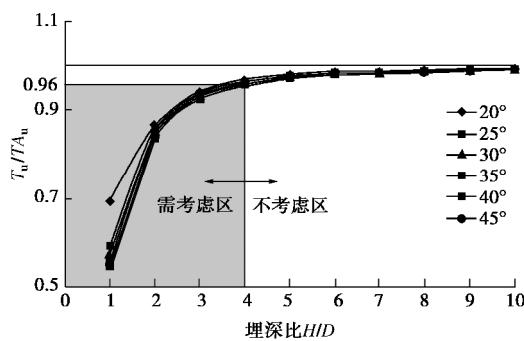


图 14 裸桩与单螺旋锚桩承载力比值随 φ 的变化

Fig. 14 Variation of ratios of bearing capacity between naked pile and screw anchor pile with φ

4 结 论

本文利用自制大型试验砂箱, 进行了单螺旋锚桩的水平拉拔模型试验, 通过锚片上下表面内嵌的微型土压力盒直接测量并记录了水平拉拔过程中锚片上下表面的土压力变化, 并分析了其分布规律。引入考虑位移影响的锚片表面土压力近似计算方法, 结合桩侧阻力 $p-y$ 曲线, 构建了单螺旋锚桩水平拉拔位移相关力学模型, 推导了位移相关的水平承载力计算理论, 与既有试验结果进行了对比验证, 并进行了影响因素的规律性分析, 得到以下 3 点结论。

(1) 水平拉拔过程中, 锚片表面挤压区土压力逐渐增大, 在自重应力和被动土压力之间变化; 分离区土压力逐渐减小, 在自重应力和主动土压力之间变化。土压力分布与测点到锚片转动中性轴的距离呈非线性关系, 单纯假定锚片上的土压值按某一特殊土压力均匀分布或者按锚片边缘到锚片中心采用线性变化分布的假定是甚不合理的。锚片表面土压力的分布计算需考虑拉拔过程中锚片表面各点位移的变化。

(2) 引入位移影响的土压力近似计算方法, 运用王国粹的归一化 $p-y$ 曲线模型可建立了单螺旋锚桩的水平承载力学模型, 基于力学平衡分析推导得出的单螺旋锚桩水平拉拔位移相关承载力计算理论对于案

例中的试验工况计算效果较好。

(3) 对于工程中常用的单螺旋锚桩 ($d/D \leq 5.0$), 当锚片埋深比达到 4.0 以后, 裸桩的承载力已占到了单螺旋锚桩的 95% 以上, 不需考虑桩锚直径比、砂土内摩擦角的影响, 可直接按照等直径的裸桩来对单螺旋锚桩的水平承载力进行计算。

参 考 文 献:

- [1] 汪 滨. 螺旋桩技术及其在工程中的应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2005. (WANG Bin. Screw Anchor Technique and its Application in Engineering[M]. Beijing: China Water & Power Press, 2005. (in Chinese))
- [2] BYRNE B W, HOULSBY G T. Helical piles: an innovative foundation design option for offshore wind turbines[J]. Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences, 2015, 373(2035). Doi: 10.1098/rsta.2014.0081.
- [3] SPAGNOLI G, GAVIN K. Helical piles as a novel foundation system for offshore piled facilities[C]// Abu Dhabi International Petroleum Exhibition and Conference. Abu Dhabi, 2015. Doi: 10.2118/177604-MS.
- [4] SPAGNOLI G, JALILVAND S, GAVIN K. Installation torque measurements of helical piles in dry sand for offshore foundation systems[C]// American Society of Civil Engineers Geo-Chicago: Geotechnics for Sustainable Energy. Chicago, 2016: 439 - 448.
- [5] BYRNE B W, MCADAM R, BURRD H J, et al. New design methods for large diameter piles under lateral loading for offshore wind applications[C]// Third International Symposium on Frontiers in offshore Geotechnics. Oslo, Norway, 2015.
- [6] 张 涵, 黄 华, 何银涛. 光伏电站螺旋桩的应用及计算[J]. 太阳能, 2014(9): 18 - 20, 23. (ZHANG Tian, HUANG Hua, HE Yin-tao. Application and calculation of spiral pile in photovoltaic power station[J]. Solar Energy, 2014(9): 18 - 20, 23. (in Chinese))
- [7] 卢可义, 王礼来, 李 佳, 等. 螺旋地锚压载技术在江南水网大口径长输管道施工中的应用[J]. 石油工程建设, 2014, 40(2): 46 - 49. (LU Ke-yi, WANG Li-lai, LI Jia, et al. Application of screw anchors in large diameter long-distance pipeline construction in Jiangnan water network area[J]. Petroleum Engineering Construction, 2014, 40(2): 46 - 49. (in Chinese))
- [8] 董天文, 梁 力, 王 炜, 等. 抗拔螺旋桩叶片与地基相互作用试验研究[J]. 工程力学, 2008, 25(8): 150 - 155, 163.

- (DONG Tian-wen, LIANG Li, WANG Wei, et al. Experimental analysis on the lamina-soils interaction in pullout screw pile foundation[J]. *Engineering Mechanics*, 2008, **25**(8): 150 - 155, 163. (in Chinese))
- [9] 董天文, 梁力. 竖向受压螺旋桩荷载沉降函数解[J]. *岩土工程学报*, 2007, **29**(10): 1483 - 1487. (DONG Tian-wen, LIANG Li. Solution of load-settlement function of single screw pile under axial pressure[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2007, **29**(10): 1483 - 1487. (in Chinese))
- [10] STANIER S A, BLACK J A, HIRD C C. Modelling helical screw piles in soft clay and design implications[J]. *Geotechnical Engineering*, 2014, **167**(5): 447 - 460.
- [11] RAO S N, PRASAD Y V S N, SHETTY M D. The behavior of model screw piles cohesive soils[J]. *Soils and Foundations*, 2008, **31**(2): 35 - 50.
- [12] SAKR M. Lateral resistance of high capacity helical piles: case study[C]// Proceedings of the 63rd Canadian Geotechnical and 6th Canadian Permafrost Conference. Calgary, Alberta, 2010: 402 - 412.
- [13] SEIDER G L, CHISHOLM J B. Lateral capacity of helical piles—actual vs. theoretical foundations for solar power plants[C]// Geocongress. Oakland, California, 2012: 315 - 325.
- [14] MITTAL S, GANJOO B, SHEKHAR S. Static equilibrium of screw anchor pile under lateral load in sands[J]. *Geotechnical and Geological Engineering*, 2010, **28**: 717 - 725.
- [15] YENUMULA V S N, PRASAD S, NARASIMHA R. Lateral capacity of helical piles in clays[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1996, **122**(11): 938 - 941.
- [16] 架空输电线路螺旋桩基础设计技术规范: Q/GDW 584—2011 [S]. 2011. (Technical regulation for design screw anchor foundation of overhead transmission line: Q/GDW 584—2011[S]. 2011. (in Chinese))
- [17] 太阳能发电站支架基础技术规范: GB 51101—2016[S]. 2016. (Technical code for supporting bracket foundation of solar power station: GB 51101—2016[S]. 2016. (in Chinese))
- [18] 胡伟, 刘顺凯, 张亚惠, 等. 全尺寸单叶片螺旋桩桩竖向拉拔试验研究[J]. *土木建筑与环境工程*, 2017, **46**(2): 89 - 91. (HU Wei, LIU Shun-kai, ZHANG Ya-hui, et al. Uplift loading test on full-scale single blade screw anchor pile[J]. *Journal of Civil, Architectural Environment Engineering*, 2017, **46**(2): 89 - 91. (in Chinese))
- [19] 朱斌, 熊根, 刘晋超, 等. 砂土中大直径单桩水平受荷离心模型试验[J]. *岩土工程学报*, 2013, **35**(10): 1807 - 1815. (ZHU Bin, XIONG Gen, LIU Jin-chao, et al. Centrifuge modelling of a large-diameter single pile under lateral loads in sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2013, **35**(10): 1807 - 1815. (in Chinese))
- [20] 梅国雄, 宰金珉. 考虑位移影响的土压力近似计算方法[J]. *岩土力学*, 2001, **22**(1): 83 - 85. (MEI Guo-xiong, ZAI Jin-min. Earth pressure calculating method considering displacement[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2001, **22**(1): 83 - 85. (in Chinese))
- [21] 陈页开, 汪益敏, 徐日庆, 等. 刚性挡土墙主动土压力数值分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2004, **23**(6): 989 - 995. (CHEN Ye-kai, WANG Yi-min, XU Ri-qing, et al. Numerical analysis of active earth pressure on rigid retaining wall[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2004, **23**(6): 989 - 995. (in Chinese))
- [22] 李卫超, 杨敏, 朱碧堂. 砂土中刚性短桩的 p - y 模型案例研究[J]. *岩土力学*, 2015, **36**(10): 2989 - 2995. (LI Wei-chao, YANG Min, ZHU Bi-tang. Case study of p - y model for short rigid pile in sand[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2015, **36**(10): 2989 - 2995. (in Chinese))
- [23] American Petroleum Institute. Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms—working stress design[S]. Washington D C: American Petroleum Institute Publishing Services, 2005.
- [24] KALLEHAVE D, THILSTED C L, LIINGAARD M. Modification of the API p - y formulation of initial stiffness of sand[C]// 7th International Conference: Offshore Site Investigation and Geotechnics: Integrated Geotechnologies—Present and Future. London, 2012: 465 - 472.
- [25] 王国粹, 杨敏. 砂土中水平受荷桩非线性分析[J]. *岩土力学*, 2011, **32**(增刊 2): 261 - 267. (WANG Guo-cui, YANG Min. Nonlinear analysis of laterally loaded piles in sand[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2011, **32**(S2): 261 - 267. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202001019

循环扭剪作用下黄土的动剪切特性试验研究

邵 帅¹, 邵生俊^{*1, 2}, 陈 攀¹, 袁 浩¹

(1. 西安理工大学岩土工程研究所, 陕西 西安 710048; 2. 陕西省黄土力学与工程重点实验室, 陕西 西安 710048)

摘要: 原状黄土具有显著的结构性, 在增湿及循环剪切作用下均可导致其结构破坏。通过不同固结围压条件下大尺寸原状黄土圆筒试样的动扭剪试验, 测试分析了原状黄土从小应变到大应变的动应力应变关系, 动剪切模量和阻尼比的变化规律, 以及逐级增大循环扭剪作用下黄土的剪切强度。得到了 $10^{-5} \sim 10^{-2}$ 剪切应变范围内黄土动剪切模量随固结围压和含水率的变化规律, 分析了黄土最大动剪切模量随黄土构度的变化规律。建立了黄土最大动剪切模量与构度和固结围压的关系式。揭示不同固结围压条件下不同含水率黄土的阻尼比随动剪应变对数值的变化分布在一个带内; 循环扭转作用下圆筒黄土样存在两组破坏面。

关键词: 原状黄土; 动扭剪试验; 动应力应变关系; 动剪切模量; 阻尼比; 剪切破坏面

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0168-07

作者简介: 邵 帅(1991—), 男, 博士研究生, 主要从事黄土力学与土动力学研究。E-mail: 315602024@qq.com。

Experimental study on dynamic shear characteristics of loess under cyclic torsional shearing

SHAO Shuai¹, SHAO Sheng-jun^{1, 2}, CHEN Pan¹, YUAN Hao¹

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China; 2. Shaanxi Provincial Key Laboratory of Loess Mechanics and Engineering, Xi'an 710048, China)

Abstract: The unsaturated intact loess has remarkable structured properties. Its structure is damaged by wetting and cyclic shear action, which leads to the development of shear and subsidence deformation of loess under earthquake. Based on the dynamic torsional shear tests on hollow cylindrical specimens of intact loess under different consolidation pressures, the dynamic shear-strain relationship from small to large strain, the dynamic shear modulus and the dynamic damping ratio of loess are tested and analyzed. The relationships between dynamic shear stress and shear strain, dynamic shear modulus and dynamic damping ratio and the failure strength of loess under gradually increasing cyclic torsion shear action are measured. The variation rules of dynamic shear modulus of loess under different consolidation pressures and moisture contents are obtained in the shear strain range of $10^{-5} \sim 10^{-2}$. It is shown that the maximum dynamic shear modulus increases with the initial structural index of loess. An approximate linear relationship among the maximum dynamic shear modulus, the structural index and the consolidation pressure is established. The damping ratio of loess changing with the dynamic shear strain logarithm under different consolidation pressure and moisture contents is released. The shear failure characteristics of cylindrical loess samples under cyclic torsional shear action are constituted by two groups of shear failure planes.

Key words: undisturbed loess; dynamic torsional shear test; dynamic stress-strain relationship; dynamic shear modulus; damping ratio; shear failure plane

0 引言

中国黄土地区大多分布在高烈度地区。由于黄土欠压密结构的动力易损性, 地震作用常引发滑坡、震陷、地裂等灾害, 给人民的生产和生活带来了巨大损失^[1-3]。历史上, 该地区历次强震 ($M_s \geq 8$, 6 次; $M_s \geq 7$, 22 次; $M_s \geq 6$, 52 次) 都曾引起严重的地震灾害^[1-2]。近年来, 1995 年甘肃永登 5.8 级地震和 2013 年岷县—漳县 6.6 级地震也产生了黄土震陷和滑坡灾

害。当地震作用下黄土结构遭到不同程度破坏时, 黄土的大孔隙、弱胶结结构首先崩塌; 此后, 随着累积循环剪切作用发展, 最终导致黄土动力剪切破坏。

土的动扭剪试验是一种测试分析土动力学特性的有效方法。该试验能够在空心圆柱试样上施加竖向和

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (11572245)

收稿日期: 2018-10-06

*通信作者: (E-mail: sjsao@xaut.edu.cn)

水平向循环振动和扭剪荷载, 模拟主应力轴旋转剪切作用, 测试土的动应力应变随循环次数变化的规律。潘华等研究了6种主应力轴旋转应力路径的动力学特性^[4]。沈扬等^[5]分析了恒定围压下主应力轴旋转应力路径。Yoshimine等^[6]研究了不排水条件下饱和砂土的主应力轴方向和中主应力的效应。Sivathayalan等^[7]研究了初始应力状态和主应力轴旋转对饱和砂土不排水性状的影响。Zdravkovic等^[8]研究了固结过程主应力旋转引起的各向异性特性。杨利国等^[9]通过圆筒试样动扭剪试验研究了原状黄土的动力特性。王志杰等^[10]、骆亚生等^[11]研究了黄土的动模量和阻尼比变化规律。可见, 人们已经深入开展了土的动力特性的动扭剪试验研究。

为了揭示主应力轴旋转动力剪切作用下黄土的力学特性, 本文采用空心圆柱压扭振动试验仪对西安原状黄土进行了不同含水率, 不同固结围压的动扭剪试验研究。

1 土样基本物性及试验方法

1.1 土样的物理性质指标与制备

试验土样在西安月登阁一场地采取, 取土深度3~8 m, 属于Q₃黄土。该黄土的基本物理性质指标见表1。现场原位采取原状黄土, 室内切削、钻孔-切铣制备空心圆筒试样如图1所示。

表1 黄土的基本物理性质指标

Table 1 Basic physical properties of loess samples

天然密度	含水率	干密度	液限	塑限	塑性指数
/g·cm ⁻³	/%	/g·cm ⁻³	/%	/%	
1.68	21.0	1.39	34.2	18.6	15.6



图1 原状黄土圆筒状试样

Fig. 1 Cylindrical sample of loess

1.2 试样的应力状态

圆筒试样动扭剪试验的原理是先通过对圆筒试样施加轴向荷载W、扭矩T以及内腔压力 p_i 、外腔压力

p_o 静荷载; 再施加循环轴向振动和扭转荷载, 测试动应力、动应变及动孔压等力学响应。扭矩T产生扭剪应力 σ_{eq} ; 内、外腔压力产生径向正应力 σ_r 和环向正应力 σ_q ; 轴力及内、外腔压力产生轴向正应力 σ_z 。试样的内、外腔压力是由水通过橡皮膜施加在试样内、外壁上, 故内、外壁面上无剪应力, σ_r 为主应力, 且 $\sigma_r = \sigma_z$ 。圆筒试样上单元体的轴向正应力、径向正应力、环向正应力和剪应力状态如图2所示。根据轴向和环向平面内的应力条件即可求得大、小主应力。

假定试样为弹塑性材料, 给出轴向正应力 σ_z 、径向正应力 σ_r 、环向正应力 σ_q 和扭剪应力的平均值的表达式:

$$\sigma_z = (W + \pi(p_o r_o^2 - p_i r_i^2) - A_r p_o) / A_s, \quad (1)$$

$$\sigma_r = (p_o r_o + p_i r_i) / (r_o + r_i), \quad (2)$$

$$\sigma_q = (p_o r_o - p_i r_i) / (r_o - r_i), \quad (3)$$

$$\sigma_{eq} = \frac{1}{2} \left[\frac{3T}{2\pi(r_o^3 - r_i^3)} + \frac{T}{\pi(r_o^2 + r_i^2)(r_o - r_i)} \right], \quad (4)$$

式中, A_s 为试样截面面积, r_i , r_o 分别为试样内、外半径。

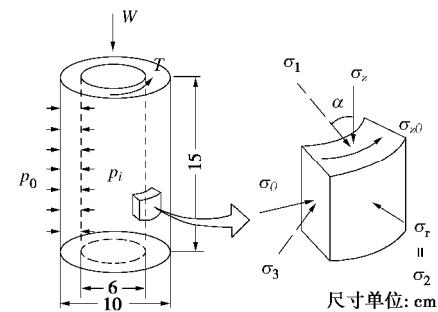


图2 圆筒试样扭转加载和应力条件

Fig. 2 Loading and stress conditions of specimen in dynamic hollow cylinder torsion test

1.3 静动荷载及试验方法

(1) 固结

原状黄土圆筒试样通过风干—保湿, 或者滴水—保湿, 在保湿缸内再通过水膜转移达到水分均匀的方法而制备试样的含水率w。制备试样含水率分别为12%, 16%, 20%和24%。沿试样轴向和内外壁分别施加均等固结压力, 分别为50, 100, 200, 300 kPa, 待固结变形稳定后开始施加动剪应力。

(2) 动扭转剪切

动扭转剪切试验时, 逐级施加谐振动扭剪应力, 每一级应力循环振动10次。每级循环振动后, 再在初始静应力条件下固结, 变形趋于稳定后施加下一级谐振动扭剪应力, 直到试样剪切破坏为止。图3即为黄土试样均等固结应力200 kPa条件下逐级施加循环振动扭剪应力的时程曲线。

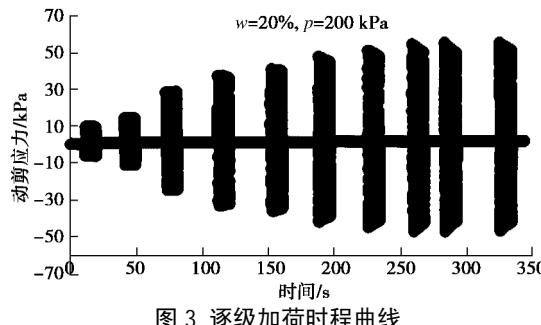


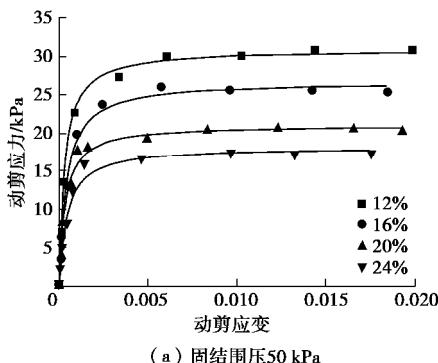
图 3 逐级加载时程曲线
Fig. 3 Time-history curves of step-loading

2 黄土的动应力应变特性

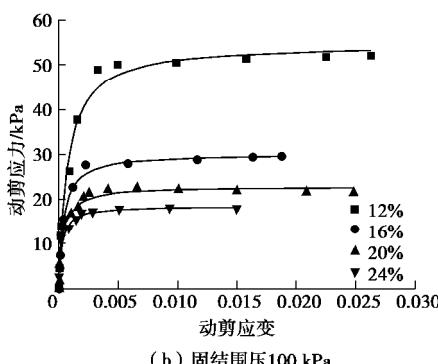
2.1 黄土的动应力应变骨干曲线

在动荷作用下, 土的动本构关系常用动应力应变骨干曲线和滞回曲线来表示。动应力应变骨干曲线的非线性与滞回曲线的黏滞性是主要的动力特性。

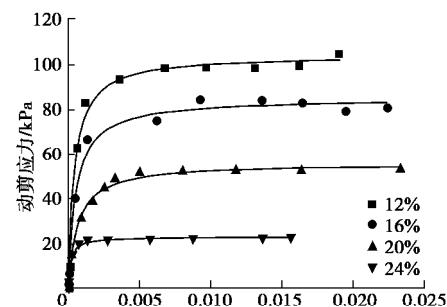
依据逐级增大动应力幅值的循环动扭剪试验, 可测试得到每级循环动扭剪作用下黄土的动应力和动应变的时程变化曲线。分析每级循环动扭剪作用过程中第3振次的动剪应力和动剪应变, 可得到随着动剪应变发展的骨干曲线如图4, 5所示。显然, 不同试验条件下的骨干曲线均近似呈双曲线, 可用双曲线函数描述。同一固结应力条件下, 随着含水率的增加, 动剪应力应变曲线的渐近值逐渐减小, 且初始切线斜率亦逐渐减小。同一含水率条件下, 随着固结围压的增大, 动剪应力应变曲线的渐近值逐渐增大。这表明当试样施加的固结压力增大, 尽管土结构遭到压缩屈服破坏, 但压缩应力作用下原状黄土的微裂隙闭, 压硬性仍然使土的刚度增大。



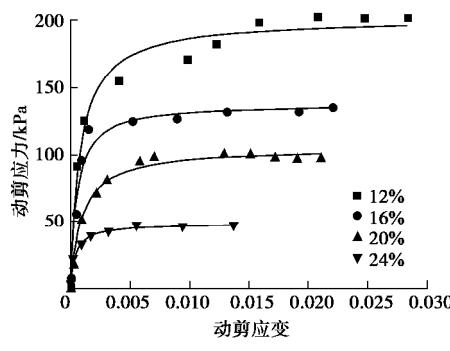
(a) 固结围压50 kPa



(b) 固结围压100 kPa



(c) 固结围压200 kPa



(d) 固结围压300 kPa

图 4 不同含水率的动剪应力应变曲线

Fig. 4 Dynamic shear stress-strain curves under different moisture contents

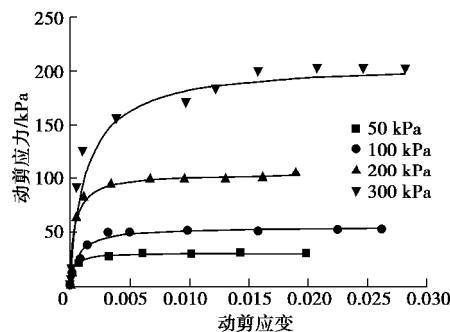


图 5 不同固结围压黄土的动剪应力应变曲线 (含水率 12%)

Fig. 5 dynamic shear stress-strain curves under different consolidation confining pressures at moisture content of 12%

2.2 黄土的动剪切模量变化规律

(1) 含水率、固结围压对黄土的动剪切模量的影响

依据不同含水率、固结围压条件下黄土的骨干曲线, 黄土的动剪应力与动剪应变可以用 Hardin-Drnevich 的双曲线模型描述^[8-11]。动剪应力应变骨干曲线每个点的割线斜率称为动剪切模量, 即

$$\frac{1}{G_d} = \frac{g_d}{t_d} = \frac{1}{G_0} + \frac{g_d}{t_{dmax}} \quad , \quad (5)$$

式中, G_0 为初始动剪切模量或最大动剪切模量, t_{dmax} 为最大动剪应力。依据骨干曲线, 可得图6所示结果, 表明骨干曲线符合式(5)所述的关系。

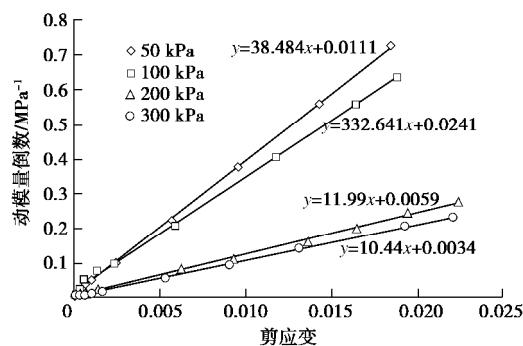


图 6 黄土的动模量倒数与动剪应变关系 (含水率 16%)

Fig. 6 Relationship between dynamic modulus reciprocal and dynamic shear strain of loess (moisture content of 16%)

同一固结围压和含水率条件下, 黄土的动剪切模量变化规律如图 7, 8 所示。图 7 表明, 在不同固结围压下, 相同含水率黄土的动剪切模量均随动应变的增大而单调减小, 且最大动剪切模量随含水率的增大而显著减小。图 8 表明, 一定固结围压下相同含水率黄土的动剪切模量均随动应变的增大而单调减小, 且最大动剪切模量随固结围压的增大而增大。

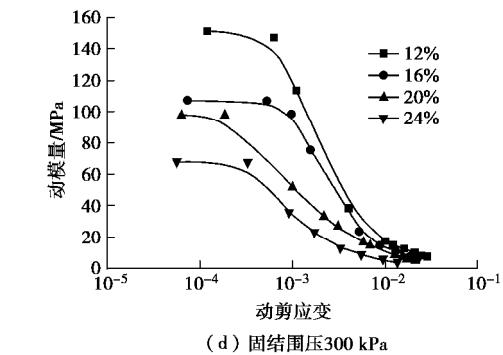
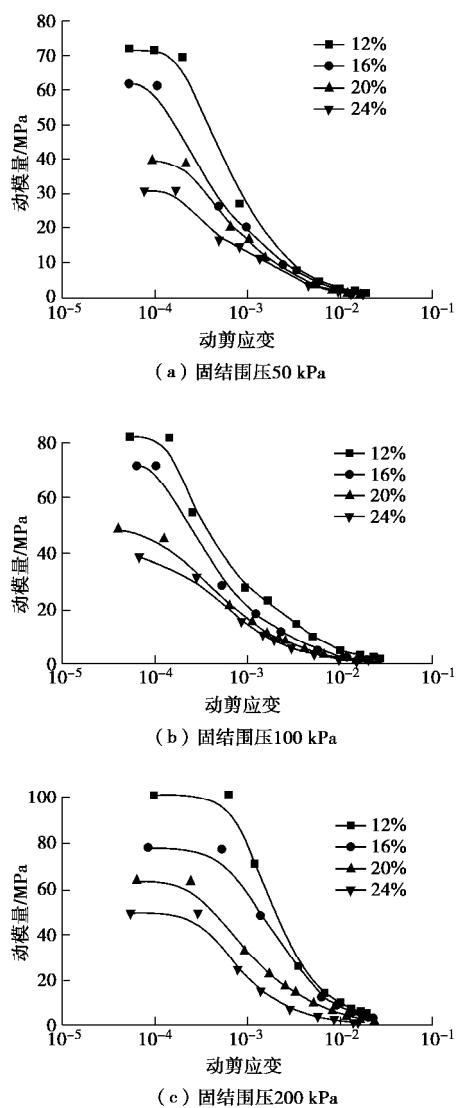


图 7 不同含水率黄土的动剪切模量 - 动剪应变曲线

Fig. 7 Dynamic shear modulus-dynamic shear strain relationship curves under different moisture contents

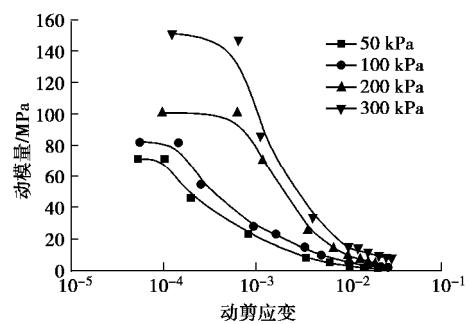


图 8 不同围压黄土的动剪切模量 - 剪应变曲线 (含水率 12%)

Fig. 8 Dynamic shear modulus-shear strain curves of loess under different consolidation pressures (moisture content 12%)

由此可知, 随着含水率的增加, 土粒间的水膜增厚, 粒间联结作用减弱, 使得土骨架抵抗剪切作用的能力下降, 表现为土的动剪切模量减小, 动剪切变形增大, 动剪切强度减小。同时, 土粒的水膜增厚, 改变了土结构的排列和联结, 使得土易产生变形。小应变条件下土的动剪切模量随含水率的增大而显著减小, 表明水分引起土结构性衰减明显。

同一固结围压条件下, 低含水率黄土的最大动剪切模量较高含水率黄土的最大动剪切模量显著增大, 且随着剪应变的增大, 动剪切模量显著减小, 表明低含水量黄土结构随剪应变增大显著地遭到破坏。与低含水率黄土相比, 高含水率黄土随着剪应变增大的减小趋缓; 低、高含水率黄土的动剪切模量的差异随动剪应变增大逐渐减小, 表明土结构遭到动剪切变形发展累积破坏后, 弱化了水分对土结构性的影响。由于含水率增大引起土结构性逐渐丧失, 在较小动剪切作用下土即产生较大变形。动剪应变较大时, 不同含水率黄土的动剪切模量逐渐趋于一致。

不同固结围压作用下, 黄土同一动剪应变的动剪切模量差异明显; 固结围压越大, 土的最大动剪切模量越大。然而, 固结围压在 50~100 kPa, 最大动剪切模量的变化较小; 固结围压达到 200~300 kPa 时, 最

大动剪切模量明显增大。这表明固结围压较小时, 黄土原生结构未遭到压缩屈服破坏, 土的压硬性较弱, 最大动剪切模量主要受原生结构的影响。固结围压较大时, 黄土原生结构已遭到压缩屈服破坏, 土的压硬性较强, 动剪切模量增大。

(2) 最大动剪切模量与构度之间的关系

不同含水率黄土的结构性不同, 可以用构度定量分析^[12]。黄土构度与综合物理特征参数之间的关系式为

$$m_u = 10.7e^{bz} + 1, \quad (6)$$

$$Z = (w - w_p)r_d G_s / [r_w(G_s + e)], \quad (7)$$

式中, Z 为综合物理特征参数, b 约等于 0.1, w 为含水率, w_p 为塑限, r_d 为干密度, r_w 为水的密度, G_s 为土粒比重, e 为土的孔隙比。

不同固结围压作用下黄土的压硬性和压损性不同, 结构性黄土的最大动剪切模量也不同。根据不同含水率黄土在不同固结围压作用下的最大动剪切模量, 可得最大动剪切模量与构度和固结围压之间的关系。

图 9 表明, 同一固结围压作用下黄土的最大动剪切模量随构度的增大而增大; 同一构度黄土的最大动剪切模量随固结围压的增大而增大。固结围压 50~100 kPa 时, 最大动剪切模量值随构度的增加幅度较小, 200~300 kPa, 最大动剪切模量值随构度的增加幅度大。由此可知, 当固结压力达到或超过 200 kPa 时, 相同构度黄土的压硬性使其最大动剪切模量随固结围压的增大而增强。

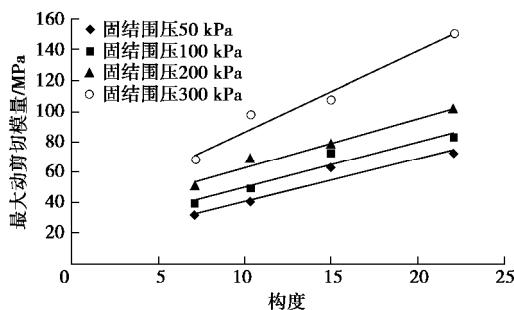


图 9 最大动剪切模量随构度的变化

Fig. 9 Variation of maximum dynamic shear modulus with structural index

根据土的压硬性和结构性, 原状黄土的最大动剪切模量随构度和固结围压的变化可表述为

$$G_{\max} = KA(m_u)p_a(s_{3c}/p_a)^n, \quad (8)$$

式中, G_{\max} 为最大动剪切模量, K , n 为土性参数, p_a 为标准大气压, s_{3c} 为固结围压。由固结围压 100 kPa 条件下最大动剪切模量随构度的线性变化可得

$$A(m_u) = 3m_u + 19.3. \quad (9)$$

依据不同含水率黄土不同固结围压条件下的最大动剪切模量, 绘制 $\lg(G_{\max}/A(m_u)/p_a)$ 与 $\lg(s_{3c}/p_a)$ 的关系曲线, 如图 10 所示。式 (8) 可以表述为

$$G_{\max} = 10A(m_u)p_a(s_{3c}/p_a)^{1/2}. \quad (10)$$

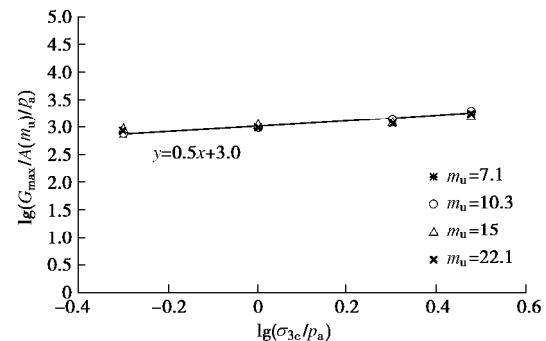


图 10 最大动剪切模量与固结围压和构度的关系

Fig. 10 Variation of maximum dynamic shear modulus with consolidation confining pressure and structural index

2.3 黄土的阻尼比变化规律

土的滞回曲线反映了土的黏滞阻尼特性。一周应力应变滞回圈面积反映了振动循环一振次土的能量损失, 滞回圈越小, 土的阻尼比越小; 滞回圈越大, 土的阻尼比越大。含水率 20% 黄土在固结围压 200 kPa 下振动循环滞回曲线如下图 11 所示, 随着剪应变幅增大, 土的滞回圈越大。

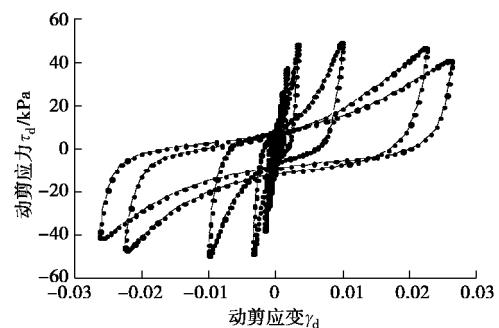


图 11 $w=20\%$, 固压 100 kPa 应力应变滞回圈形态图

Fig. 11 Stress-strain hysteresis loop patterns

不同含水率黄土阻尼比随应变幅值的变化规律如图 12 所示。由图 12 可知, 不同固结围压条件下, 不同含水率黄土的阻尼比均随动剪应变的增大而增大。这表明随着动剪应变的增加, 土骨架被剪切破坏的累积发展增大, 土在循环剪切中的黏滞性和摩擦性的耗能增大, 阻尼比增大; 随着含水率的增大, 土骨架循环剪切变形的塑性耗能也增大, 阻尼比增大。

3 黄土的循环扭剪强度与破坏模式

在逐级增大的循环扭剪作用下, 试样扭剪破坏的动剪应力与固结应力之间的关系如图 13 所示。随着固结压力增大, 黄土的动强度近似呈线性增大趋势; 随

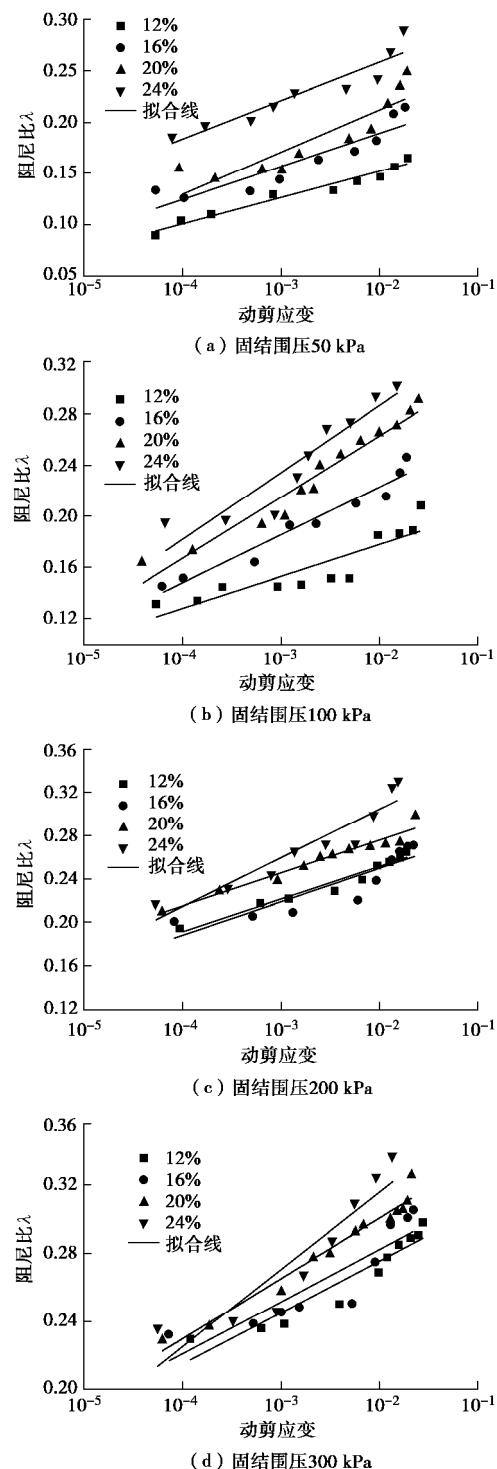


图 12 不同含水率的黄土阻尼比变化规律

Fig. 12 Variation laws of damping ratio of loess with different moisture contents

着含水率增大, 黄土的动强度逐渐减小。在循环扭剪变形累积发展过程中, 不同含水率黄土圆筒土体产生了两组贯通的动剪切破坏面, 如图 14 所示。一组剪切破坏面与另一组剪切的破坏面相交, 构成了两组滑移面。土体的剪切变形主要由两组滑移剪切面相对剪切变形构成; 两组破坏面之间的单元保持了土的原有结构。黄土的竖向裂隙影响循环扭转剪切作用下破坏面

的分布特征; 竖向裂隙和一组剪切破坏面可能构成相对变形的剪切面, 引起土体的剪切破坏。

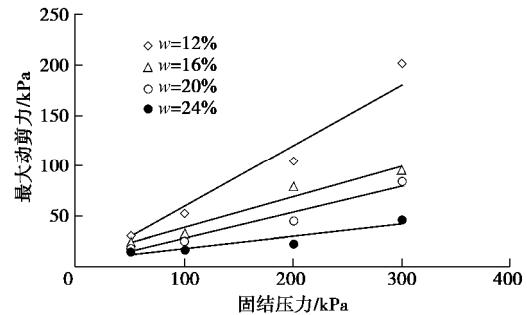


图 13 黄土的循环扭剪强度

Fig. 13 Cyclic torsional shear strengths of loess

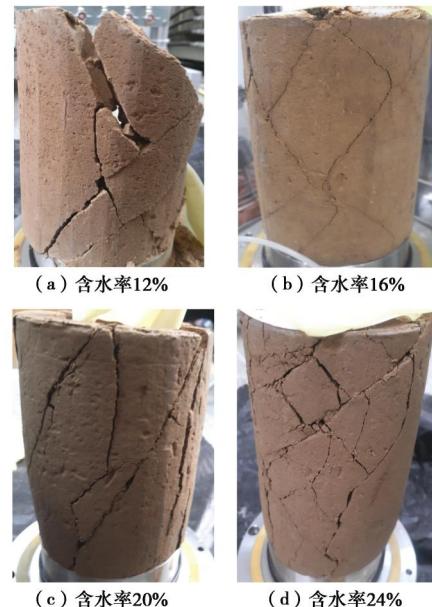


图 14 圆筒土体扭剪破坏模式

Fig. 14 Torsional shear failure modes of cylindrical soils

4 结 论

通过西安原状黄土大尺寸圆筒试样均压固结循环扭剪试验, 测试分析了不同含水率黄土的骨干曲线, 动剪切模量和动阻尼比随动剪应变的变化规律, 循环扭剪动强度及黄土循环剪切破坏模式。得出以下 4 点结论。

- (1) 在动剪应变 $10^{-5} \sim 10^{-2}$ 范围内, 黄土动剪应力剪应变骨干曲线符合双曲线。
- (2) 通过分析不同固结围压条件下不同含水率黄土的动剪切模量随动剪应变的变化规律, 建立了最大动剪切模量与构度和固结围压之间的关系式。
- (3) 不同含水率黄土的阻尼比随动剪应变的变化介于 0.1~0.33 之内。相同固结围压条件下, 黄土的阻尼比随剪应变的增大而增大, 随含水率的增大而增大。
- (4) 循环扭剪作用下, 圆筒黄土体存在两组滑移

剪切破坏面, 两组滑移面之间的土结构保持不变。

参考文献:

- [1] 张振中. 黄土地震灾害预测[M]. 北京: 地震出版社, 1999. (ZHANG Zhen-zhong. Earthquake Disaster Prediction of Loess[M]. Beijing: earthquake Press, 1999. (in Chinese))
- [2] 王兰民. 黄土动力学[M]. 北京: 地震出版社, 2003. (WANG Lan-min. Loess Dynamics[M]. Beijing: Earthquake Publishing House, 2003. (in Chinese))
- [3] 陈永明, 石玉成. 中国西北黄土地区地震滑坡基本特征[J]. 地震研究, 2006, 29(3): 276 - 280. (CHEN Yong-ming, SHI Yu-cheng. Basic characteristics of earthquake landslide in the Loess region of Northwest China[J]. Journal of Seismological Research, 2006, 29(3): 276 - 280. (in Chinese))
- [4] 潘 华, 陈国兴. 动态围压下空心圆柱扭剪仪模拟主应力轴旋转应力路径能力分析[J]. 岩土力学, 2011, 32(6): 1701 - 1712. (PAN Hua, CHEN Guo-xing. Analysis of capabilities of HCA to simulate stress paths for principal stress rotation under dynamic confining pressure[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(6): 1701 - 1712. (in Chinese))
- [5] 沈 扬, 周 健, 龚晓南. 空心圆柱仪 (HCA) 模拟恒定围压下主应力轴循环旋转应力路径能力分析[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(3): 281 - 287. (SHEN Yang, ZHOU Jian, GONG Xiao-nan. Analysis on ability of HCA to imitate cyclic principal stress rotation under constant confining pressure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(3): 281 - 287. (in Chinese))
- [6] YOSHIMINE M, ISHIHARA K, VARGAS W. Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand[J]. Soils and Foundations, 1998, 38(3): 179 - 188.
- [7] SIVATHAYALAN S, VAID Y P. Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response sands[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, 39: 63 - 76.
- [8] ZDRAVKOVIC L, JARDINE R J. The effect on anisotropy of rotationg the principal stress axes during consolidation[J]. Geotechnique, 2001, 51(1): 69 - 83.
- [9] 杨利国. 复杂初始应力条件下压实黄土动力特性的试验研究[D]. 杨凌: 西北农林科技大学, 2010. (YANG Li-guo. Experimental Study on Dynamic Characteristics of Compacted Loess under Complex Initial Stress[D]. Yangling: Northwest University of Agriculture and Forestry Science and Technology, 2010. (in Chinese))
- [10] 王志杰, 骆亚生, 王瑞瑞, 等. 不同地区原状黄土动剪切模量与阻尼比试验研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 28(9): 1464 - 1469. (WANG Zhi-jie, LUO Ya-sheng, WANG Rui-rui, et al. Experimental study on dynamic shear modulus and damping ratio ofundisturbed loess in different regions[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 28(9): 1464 - 1469. (in Chinese))
- [11] 骆亚生, 田堪良. 非饱和黄土的动剪模量与阻尼比[J]. 水利学报, 2005, 36(7): 830 - 34. (LUO Ya-sheng, TIAN Kan-liang. Dynamic shear modulus and damping ratio of unsaturated loess[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2005, 36(7): 830 - 34. (in Chinese))
- [12] 邵生俊, 王丽琴, 邵 帅, 等. 黄土的结构屈服及湿陷变形的分析[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(8): 1357 - 1365. (SHAO Sheng-jun, WANG Li-qin, SHAO Shuai, et al. Structural yield and collapse deformation of loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(8): 1357 - 1365. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202001020

不同矿物成分下土样脱附曲线试验研究

朱赞成¹, 李纪伟¹, 林法力¹, 陈 雾¹, 孙德安², 刘 藤¹

(1. 台州学院建筑工程学院, 浙江 台州 318000; 2. 上海大学土木工程系, 上海 200072)

摘要: 精确测定土样含水率的数值对于研究高吸力时非饱和土的土水特性尤为重要。目前国内外现有土工规范在测定土样含水率时均设定恒温箱温度为110℃, 鲜少有文献对该温度设定的合理性进行研究。利用同步热分析仪对高岭土、膨润土、高岭土、台州滨海软黏土等7种不同类型的黏土进行了微商热重法分析(DTG)和热重分析(T-G), 同时对这7种黏土, 用X射线衍射仪(XRD)测试了其矿物成分。试验结果显示随着土样中含蒙脱石矿物质量百分数的增加, 其失去吸附水的温度越高; 而当土样中不含蒙脱石矿物成分, 土样的失去吸附水的温度比较低。认为对于蒙脱石含量较高的土样, 测定含水率时, 应将烘箱的温度由110℃提高150℃。

关键词: 持水性; 含水率; 层间水化

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0175-06

作者简介: 朱赞成(1977—), 男, 博士, 讲师, 主要从事非饱和土等方面的科研和教学工作。E-mail: zancheng_77@163.com。

Experimental research on desorption curves of soil samples under different mineral compositions

ZHU Zan-cheng¹, LI Ji-wei¹, LIN Fa-li¹, CHEN Fen¹, SUN De-an², LIU Teng¹

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Taizhou University, Taizhou 318000, China; 2. Department of Civil Engineering, Shanghai University, Shanghai 200072, China)

Abstract: The accurate determination of water content for soils is particularly important for studying the soil-water characteristics of unsaturated soils with high suction range. At present, the oven temperature is set at 110℃ in the standards of soil testing method at home and abroad. Few literatures have studied the rationality of the temperature setting. Here, seven different types of clays, Na and Ca- Gaomiaozi bentonites, Shanghai soft clay, kaolin and Taizhou coastal soft clay, are analyzed by derivative thermogravimetry (DTG) and thermogravimetric analysis (T-G) with synchronous thermal analyzer. At the same time, their mineral compositions are tested by the X-ray diffraction (XRD). The test results show that the higher the mass percentage of montmorillonite minerals in soil samples, the higher the temperature of losing adsorbed water. When there is no montmorillonite mineral composition in soil samples, the temperature of losing adsorbed water is lower. It is considered that the oven temperature should be raised from 110 to 150 ℃ for measuring the water content of soil samples with high montmorillonite content.

Key words: soil-water retention behaviour; water content; hydration

0 引言

黏土矿物与非黏土矿物的重要区别之一是前者具有高度的亲水性。亲水性是指在矿物表面引力影响下所形成的结合水总量。黏土的许多物理-化学和力学特性, 诸如膨胀、干缩、塑性、压缩、强度特性等都与其亲水性有关。特别是在非饱和状态下, 含水率的轻微变化都会对土样的吸力和强度产生较大的影响。

众多研究者^[1-5]发现非饱和土在低含水率, 尤其是低于残余含水率下, 含水率每减少1%, 会导致土体

的总吸力增大数十兆帕, 甚至数百兆帕。因此, 精确测量土样的含水率具有重要的意义。

目前国外众多标准^[6-10], 在测试土样的含水率和确定黏土的液限塑限时, 均将土样放置于烘箱内, 在105℃~115℃的恒温下烘至恒重, 将此时的土样质量作为绝对干燥下土样的质量, 计算土样的含水率。

藤田龍之等^[11]研究了3种不同最大粒径土样, 测

基金项目: 国家自然科学基金项目(11672172); 台州市科技项目(1702gy09); 浙江省自然科学基金项目(LY19E080007)

收稿日期: 2019-03-20

试土样含水率所需的最少土样质量, 及不同加热温度对含水率的影响。而没有分析蒙脱石这种特殊微观分子结构的物理化学性质对膨润土持水性的影响。

本文利用土-水相互作用的机理, 认为在测定黏土的含水率时, 应将烘箱的设置温度由 $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ 提高到 150°C , 并且在测试蒙脱石含量较高的膨润土含水率时, 土样自取出烘箱后应在 30 s 内测定。先用 X 射线衍射 (XRD) 测定了 7 种土样的矿物成分, 再利用同步热分析仪对 7 种土样进行了微商热重法分析 (DTG) 和热重分析 (T-G) 分析。当土样中蒙脱石、伊利石矿物含量越高, 脱去土样吸附水的温度需越高。为非饱和土测试高吸力条件下的土水特征曲线提供理论依据。

1 土-水相互作用机理

黏土的主要成分是黏土矿物, 有的黏土主要含有一种黏土矿物, 其它黏土矿物含量较少, 如膨润土就是以蒙脱石为主要成分的黏土, 其物理化学性质主要取决于蒙脱石的属性和含量。有相当多的黏土则是多种黏土矿物的混合物。黏土中除黏土矿物以外, 还有长石、石英、方解石等非黏土矿物存在。

蒙脱石一般由含铝硅酸盐矿物火山灰在高温环境下经风化作用、热液蚀变等作用生成的。层状硅酸盐 Al-OH 八面体中的三价 Al 元素被 1 价 Na 元素或 2 价 Ca 元素置换, 使得蒙脱石带有多余的负电荷。这些多余负电荷可由晶格中别处的其它离子的置换来补偿, 或用单位晶层底面吸附阳离子来达到平衡, 即该黏土矿物具有阳离子交换性能。在酸性环境长期风化条件下, 蒙脱石会逐渐变成高岭土, 在富钾的碱性介质环境下, 蒙脱石则生成伊利石。

土-水相互作用的机理主要有以下 4 种^[12]: ① 表面的液态自由水。这种水在稍高于室温的条件下就可全部蒸发掉。② 层间吸附水。处于晶层底面的取向排列的偶极性水和交换性阳离子吸附的阳离子水化膜。这种水一般距蒙脱石矿物表面 $8\sim 20\text{ \AA}$ 的范围内, 其密度、黏滞度比液态水要大, 特别是强结合水不能流动, 密度大于 1 g/cm^3 , 沸点高于 100°C 。③ 结晶水。主要为碳酸盐类结晶水, 如 $\text{Na}_2(\text{CO}_3) \cdot 10\text{H}_2\text{O}$; 硫酸盐类结晶水, 如 $\text{Ca}(\text{SO}_4) \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ 。由于在不同的矿物的晶格中, 水分子结合的紧密程度不同, 因此结晶水脱离晶格所需的温度也就不同, 但一般不超过 600°C , 通常为 $100^{\circ}\text{C}\sim 200^{\circ}\text{C}$ 。④ 结构水。主要为层状硅酸盐矿物的基本构造单位 $\text{Al}-(\text{O}, \text{OH})$ 八面体中的 OH^- , 其脱水温度因构造不同而已一般在 500°C 以上脱出较多, 在 800°C 左右基本脱净。

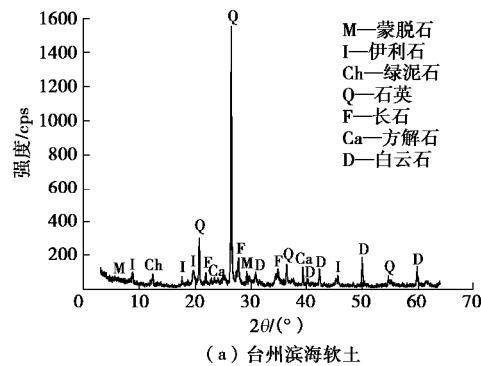
2 试验方案

2.1 XRD 试验

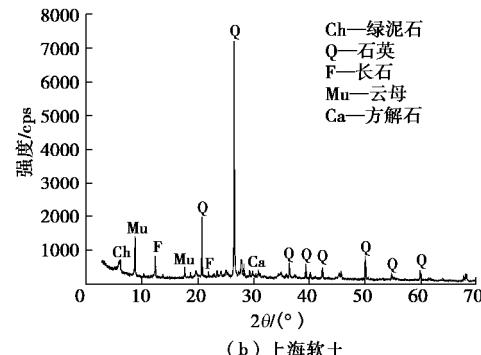
为了测试土样的矿物成分, 将土样研磨后过 0.25 mm 筛, 放入 105°C 烘箱内烘 6 h, 冷却后, 放入室内静置 10 d, 让土样充分与空气中的水汽平衡, 再用 XRD 测试其物相, 扫描角度 θ 为 $3^{\circ}\sim 60^{\circ}$, 扫描速度 $2^{\circ}/\text{min}$ 。

台州滨海软土取自台州市聚集区深度 0.5 m 处, 上海软土取自浦东第 4 层, 高岭土为福建产的商品高岭土。

图 1 为 7 种土样在 105°C 下烘 6 h 后的 XRD 图, 从图 1 (a) 中可以看出, 台州滨海软土主要成分为长石 ($2q = 13.92^{\circ}$, 对应的 d 值为 6.36 \AA) 和石英 ($2q = 26.62^{\circ}$, 对应的 d 值为 3.35 \AA); 图 1 (b) 中可知, 上海软土主要成分为石英和长石; 图 1 (c) 中可看出, 广西红黏土主要含有蒙脱石、伊利石和高岭土 ($2q = 12.4^{\circ}$, 对应的 d 值为 7.15 \AA); 图 1 (f) 中可看出, 高庙子钠基膨润土 (GMZ07-Na) 主要成分为蒙脱石 ($2q = 5.91^{\circ}$, 对应的 d 值为 15.0 \AA); 图 1 (g) 中可看出, 高庙子钙基膨润土 (GMZ-Ca) 主要成分为蒙脱石 ($2q = 5.7^{\circ}$, 对应的 d 值为 15.5 \AA)。这 7 种土样的各种矿物成分的含量如表 1 所示。由表 1 可知, 福建高岭土和上海软土主要矿物为石英、长石和云母, 这些矿物不具有膨胀晶体格架; 高庙子钠基膨润土和高庙子钙基膨润土含有大量的蒙脱石矿物, 为高膨胀性土。



(a) 台州滨海软土



(b) 上海软土

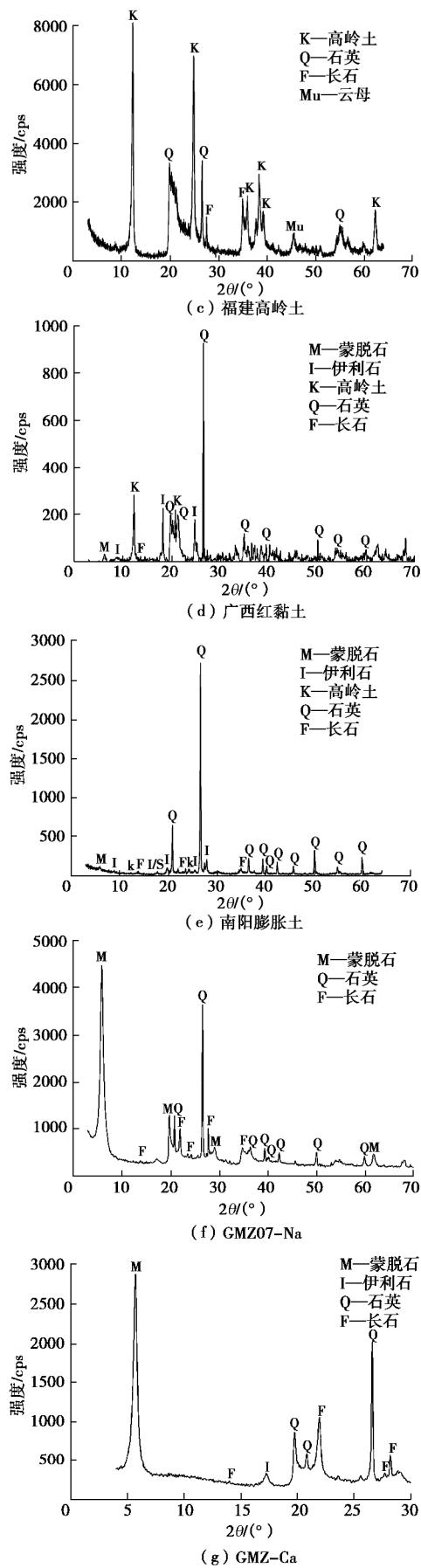


图 1 7 种烘干土样去除背底的 XRD

Fig. 1 X-ray diffraction profiles of background subtracted for 7 samples drying at 105°C

2.2 热重分析和微商热重法分析

将上述 7 种土样研磨, 过 0.25 mm 的筛, 再放入恒温干燥箱内, 设置 105°C 烘干 24 h 取出, 立刻将土样装入密封袋内密封, 再利用同步热分析仪进行热重分析 (T-G) 和微商热重法分析 (DTG) 试验。试验测试温度为 20°C~1200°C, 升温速度 20°C/min。

图 2 为 7 种土样的热重分析 (T-G) 和微商热重法分析 (DTG)。因高纯度高岭土矿物的脱水曲线到 400°C 左右都几乎是平的, 表示失去的水很少。它的脱水作用主要在 400°C~600°C 间发生, 失去 OH 结构水, 在微商热重法分析 (DTG) 曲线表现为强烈的、尖锐的吸热峰; 伊利石在 200°C~500°C 逸出结构水; 蒙脱石在 500°C~600°C 使结构水迅速逸出。

从图 2 (a) 可知, 台州滨海软土从 20°C~73°C 失重较快, 在 45°C 时有一个吸热峰, 达到最大失重速率 0.0258%/°C, 在这个区间逸出的是矿物表面的液态自由水; 在 300°C~655°C 又有一个快速的失重段, 在 634°C 时又有一个吸热峰, 达到最大失重速率 0.024%/°C, 在此区间逸出的是绿泥石和蒙脱石的吸附水; 在 821°C 有一个反向的放热谷, 为绿泥石生成橄榄石。

从图 2 (b) 可知, 上海软黏土在 30°C 失重很快, 最大失重速率 0.039%/°C, 主要逸出的是矿物表面的自由水。500°C~635°C, 失重较快, 在 645°C 有一个强烈的、尖锐的吸热峰, 此时最大失重速率为 0.03%/°C, 失去结构水, 矿物结构破坏, 形成新的矿物。

从图 2 (d) 可知, 广西红黏土在 28°C~100°C 失重较快, 在 43.5°C 有一个吸热峰, 此时最大失重速率为 0.0449%/°C, 主要逸出的是矿物表面的自由水和弱结合水。100°C~280°C, 形态平缓且宽, 土样质量几乎不变。280°C~780°C, 失重很快, 在 323°C 有一个小的吸热峰, 其失重速率为 0.0197%/°C, 在 484.4°C 有一个较大吸热峰, 其失重速率为 0.0523%/°C, 323°C 的失重速度与 484.4°C 的失重速度比值为 0.377, 约为三分之一, 失去强结合水膜。在 1012°C 和 1060°C 有 2 个放热峰, 此时失去结构水, 形成新的矿物。

从图 2 (e) 可知, 南阳膨胀土从 26°C~178°C 失重较快, 在 54°C, 121°C 处有 2 个吸热峰, 其失重速率分别为 0.0581%/°C 和 0.0127%/°C, 第二个吸热峰约为第一个吸热峰的五分之一, 主要逸出的是矿物表面的自由水和弱结合水。在 267°C, 431°C 有 2 个吸热峰, 其失重速率分别为 0.0066%/°C 和 0.0124%/°C, 第一个吸热峰约为第二个吸热峰的二分之一, 失去结构水。从图 2 (f) 可知, 高庙子钠基膨润土从 20°C~134°C 失重较快, 在 52°C, 118°C, 200°C 处有 3 个吸热峰, 第二个吸热峰约为第一个吸热峰的四分之一, 主要逸出的

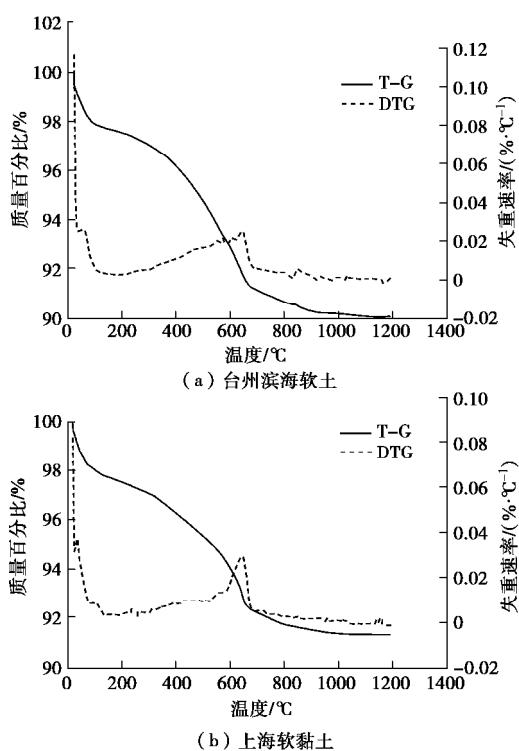
表 1 7 种土样矿物成分和物理参数

Table 1 Physical properties and mineral compositions of seven samples

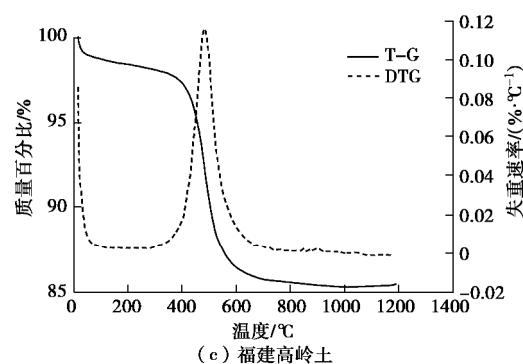
物化属性	台州滨海软土	上海软土	福建高岭土	广西红黏土	南阳膨胀土	GMZ07-Na ^[16]	GMZ-Ca
液限/%	61.0	44.5 ^[13]	48.1	77.8 ^[14]	38.8 ^[15]	276	99 ^[18]
塑限/%	36.3	22.4 ^[13]	30.7	42.1 ^[14]	17.2 ^[15]	37	41 ^[18]
塑性指数	24.7	22.1 ^[13]	17.4	35.7 ^[14]	21.6 ^[15]	239	58 ^[18]
蒙脱石含量/%	1.0	—	—	4.1	6.7	62	73~82 ^[17]
伊利石含量/%	8.9	—	—	3.2	3.6	—	1.0 ^[17]
高岭石含量/%	—	—	92.2	56.8	4.4	—	—
角闪石含量/%	1.1	0.9	—	—	1.6	—	—
绿泥石含量/%	13.0	17.6	—	—	—	—	—
石英含量/%	46.7	47.8	3.0	23.8	66.9	25	14~20 ^[17]
长石含量/%	23.4	19.8	2.8	4.7	16.8	6	1~6 ^[17]
云母含量/%	—	11.2	2.0	—	—	—	—
赤铁矿含量/%	—	—	—	7.4	—	—	—
方解石含量/%	2.6	1.3	—	—	—	—	—
白云石含量/%	3.3	—	—	—	—	—	—

是矿物表面的自由水和弱结合水。134℃~500℃, 形态平缓且宽。500℃~700℃, 失重很快, 在 637℃有一个强烈的、尖锐的吸热峰, 此时最大失重速率为 0.017%/℃, 失去结构水。

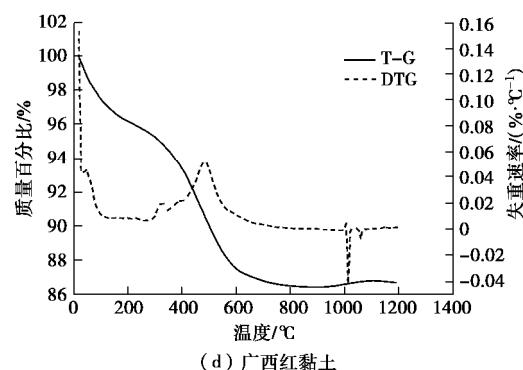
从图 2 (g) 可知, 高庙子钙基膨润土从 20℃~145℃失重较快, 在 68℃, 130℃时有吸热峰, 第二个吸热峰约为第一个吸热峰的三分之一, 主要逸出的是矿物表面的自由水和弱结合水。145℃~500℃, 形态平缓且宽。350℃~635℃, 失重很快, 在 633℃有一个强烈的、尖锐的吸热峰, 此时最大失重速率为 0.016%/℃, 失去结构水。



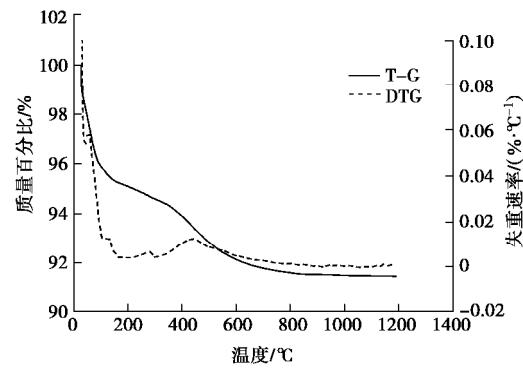
(a) 台州滨海软土



(c) 福建高岭土



(d) 广西红黏土



(e) 南阳膨胀土

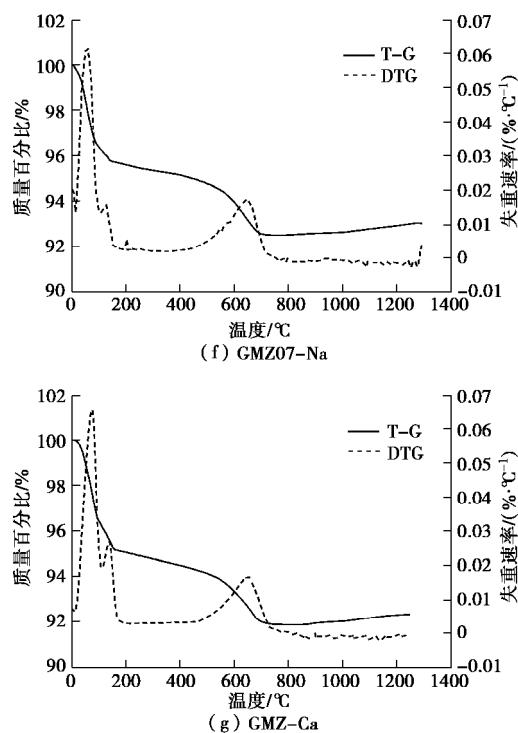


图 2 7 种土样热重和微商热重法分析

Fig. 2 Results of thermogravimetry and derivative thermogravimetry tests on seven clays

按照现行土工试验规范和本文提出测试温度的要求, 计算 105℃, 150℃和 200℃测的干燥土样为绝对干燥土样质量, 分别计算 3 种温度下的含水率, 其结果汇总如表 2 所示。由表可知, 对于不含蒙脱石矿物的上海软土、福建高岭土, 主要水分为矿物表面液态自由水, 所以 105℃, 150℃和 200℃对应的含水率差别不大。

表 2 7 种土样含水率对比

Table 2 Comparison of water content for seven samples (%)

土样	w_1	w_2	w_3	$w_2 - w_1$	$w_3 - w_1$
上海软土	2.06	2.32	2.52	0.26	0.46
福建高岭土	1.29	1.43	1.57	0.14	0.28
台州滨海软土	2.16	2.35	2.52	0.19	0.36
广西红黏土	2.72	3.42	3.93	0.70	1.21
南阳膨胀土	4.35	4.89	5.14	0.55	0.79
GMZ07-Na	3.81	4.42	4.59	0.61	0.78
GMZ-Ca	3.85	4.96	5.42	1.10	1.39

注: w_1 , w_2 , w_3 分别为 105℃, 150℃, 200℃计算得到的含水率。

因台州滨海软土蒙脱石含量只有 1%, 层间结合水化膜极少, 因此 105℃与 150℃, 150℃与 200℃对应的含水率差分别只有 0.19% 和 0.36%, 说明超过 105℃再增加温度对含水率的影响较小。而蒙脱石含量较高的 GMZ07-Na 在 105℃与 150℃, 150℃与 200℃对应含水率差值分别达到了 0.61% 和 0.78%, GMZ-Ca 则分别为 1.10% 和 1.39%, 说明当土样中的蒙脱石含

量较高时, 升高温度对含水率的影响较大。由试验结果可知, 这 7 种土样在 150℃与 200℃下得到的含水率差值比较小, 而在 105℃与 150℃下的含水率差值比较大。钠基膨润土 105℃与 150℃对应含水率差值没有钙基膨润土的大, 主要原因是钠基膨润土每个晶胞所带的净电荷没有钙基的大, 使得钠基膨润土矿物表面与氢键黏结力没有钙基膨润土的大, 只吸附一层水膜, 而钙基膨润土吸附了二层水膜。已有资料证明, 黏土矿物的吸附水量(强结合水)主要取决于交换性阳离子的成分: $Al^{3+} > Mg^{2+} > Ca^{2+} > Ba^{2+} > Li^+ > Na^+ > K^+$, 交换阳离子成分不仅影响吸附水的总量, 而且也影响其能量的状态, 在其它条件相同时二价离子比一价离子对吸附水膜控制得更牢些 (Martin^[19], Mitchell^[20])。

3 结论和建议

本文通过对 7 种土样进行 XRD 分析, 得到这 7 种土样的矿物成分, 并通过热重和微商热重分析, 对 105℃, 150℃和 200℃下的试验数据进行含水率计算分析, 可得到如下结论:

(1) 台州滨海软土、上海软土、高岭土的吸热峰数量较少, 且在 100℃内; 而蒙脱石含量高的高庙子钠基膨润土呈现 3 个吸热峰(第一个吸热峰约 52℃, 第二个吸热峰约 120℃, 第三个吸热峰为 200℃), 高庙子钙基膨润土呈现双吸热峰(第一个吸热峰约 70℃, 第二个吸热峰 130℃)。

(2) 不含蒙脱石矿物成分的土样, 在 105℃, 150℃和 200℃下, 测得的含水率差别不大。而蒙脱石矿物成分含量较高的土样, 在 105℃和 150℃下, 测得的含水率差别比较大, 150℃与 200℃下的含水率差别不大。

(3) 通过 7 种土样试验数据分析, 对于不膨胀性土测试含水率时烘箱温度设置为 110℃±5℃, 而膨胀性土烘箱温度设置为 150℃为宜。

参考文献:

- [1] VILLAR M V, LLORET A. Influence of temperature on the hydro-mechanical behaviour of a compacted bentonite[J]. Applied Clay Science, 2004, 26(1/2/3/4): 337 - 350.
- [2] 叶为民, 白云, 金麒, 等. 上海软土土水特征的室内试验研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(2): 260 - 263. (YE Wei-min, BAI Yun, JIN Qi, et al. Lab experimental study on soil-water characteristics of Shanghai soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(2): 260 - 263. (in Chinese))
- [3] TANG A M, CUI Y J. Effects of mineralogy on

- thermo-hydro-mechanical parameters of MX80 bentonite[J]. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2010, **2**(1): 91 – 96.
- [4] 孙德安, 高游, 刘文捷, 等. 红黏土的土水特性及其孔隙分布[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(2): 351 – 356. (SUN De-an, GAO You, LIU Wen-jie, et al. Soil-water characteristics and pore-size distribution of lateritic clay[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(2): 351 – 356. (in Chinese))
- [5] 朱赞成, 孙德安, 王小岗, 等. 基于膨润土微观结构确定土水特征曲线的残余含水率[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(7): 1211 – 1217. (ZHU Zan-cheng, SUN De-an, WANG Xiao-gang, et al. Determination of residual water content in SWCC based on microscopic structure of bentonite[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(7): 1211 – 1217. (in Chinese))
- [6] Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass: ASTM D2216 –10[S]. ASTM International West Conshohocken.
- [7] Standard Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils: ASTM D4318—17[S]. ASTM International West Conshohocken.
- [8] 土の含水比試験方法: JIS A1203—2009[S]. (JIS A1203—2009 Test Method for Water Content of Soils: JIS A1203—2009[S]. (in Japanese))
- [9] 土工试验规程: SL237—1999 [S]. 北京: 中国水利水电出版社, 1999. (Standard of Soil Test Method: SL237—1999[S]. Beijing: China Water and Power Press, 1999. (in Chinese))
- [10] 土工试验方法标准: GB/T 50123—1999 [S]. 北京: 中国计划出版社, 1999. (Standard of Soil Test Method: GB/T 50123 — 1999[S]. Beijing: China Planning Press, 1999. (in Chinese))
- [11] 藤田龍之, 古河幸雄. 含水比測定に用いる試料の最小質量の目安に関する検討[C]// 第33回地盤工学研究発表会発表講演集, 1998: 377 – 378. (FUJITA T, FURUKAWA Y. A study on the minimum mass of the sample used for the determination of water content[C]// The 33rd Geotechnical Research Presentation Presentation Lecture Collection, 1998: 377 – 378. (in Japanese))
- [12] 王鸿禧. 膨润土[M]. 北京: 地质出版社, 1980: 4 – 9. (WANG Hong-xi. Bentonite[M]. Beijing: Geological Publishing House, 1980: 4 – 9. (in Chinese))
- [13] 孙德安, 陈波, 周科. 重塑上海软土的压缩和剪切变形特性试验研究[J]. *岩土力学*, 2010, **31**(5): 1389 – 1394. (SUN De-an, CHEN Bo, ZHOU Ke. Experimental study of compression and shear deformation characteristics of remolded Shanghai soft clay[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, **31**(5): 1389 – 1394. (in Chinese))
- [14] 孙德安, 刘文捷, 吕海波. 桂林红黏土的土-水特征曲线[J]. *岩土力学*, 2014, **35**(12): 3345 – 3351. (SUN De-an, LIU Wen-jie, LÜ Hai-bo. Soil-water characteristic curve of Guilin lateritic clay[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2014, **35**(12): 3345 – 3351. (in Chinese))
- [15] 张俊然, 孙德安, 姜彤. 吸力历史对非饱和弱膨胀土力学性质的影响[J]. *岩土力学*, 2015, **36**(11): 3094 – 3100, 3120. (ZHANG Jun-ran, SUN De-an, JIANG Tong. Effect of suction history on mechanical behavior of unsaturated weakly-expansive soils[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2015, **36**(11): 3094 – 3100, 3120. (in Chinese))
- [16] 陈永贵, 李全, 贾灵艳, 等. 钠钾盐梯度循环作用下高压实膨润土膨胀力衰变特性[J]. *岩土工程学报*, 2018, **40**(5): 872 – 879. (CHEN Yong-gui, LI Quan, JIA Ling-yan, et al. Decay characteristics of swelling pressure of compacted bentonite under salinity gradient cycling[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, **40**(5): 872 – 879. (in Chinese))
- [17] 刘月妙, 温志坚. 用于高放射性废物深地质处置的黏土材料研究[J]. *矿物岩石*, 2003, **23**(4): 42 – 45. (LIU Yue-miao, WEN Zhi-jian. Study on clay-based materials for the repository of high level radioactive waste[J]. *Journal Mineral Petrol*, 2003, **23**(4): 42 – 45. (in Chinese))
- [18] 方雷, 孙德安, 孙文静. 高庙子钙基膨润土的膨胀特性[J]. *上海大学学报(自然科学版)*, 2013, **19**(5): 508 – 512. (FANG Lei, SUN De-an, SUN Wen-jing. Swelling characteristics of Gaomiaozi ca-bentonite[J]. *Journal of Shanghai University (Natural Science)*, 2013, **19**(5): 508 – 512. (in Chinese))
- [19] MARTIN R T. Adsorbed water on clay: a review[J]. *Clays and Clay Minerals*, 1962, **9**(1): 28 – 70.
- [20] MITCHELL J K, SOGA K. *Fundamentals of Soil Behavior*[M]. 3rd ed. New York: John Wiley & Sons, Inc., 2005.

DOI: 10.11779/CJGE202001021

隧道开挖对有接头地埋管线影响的工程评价方法

周先成^{1, 2}, 俞 剑^{*1, 2}, 黄茂松^{1, 2}

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

摘要: 隧道开挖产生的土体位移对地埋管线的影响不可避免, 不仅会引起管线接头的相对旋转, 甚至会造成损坏和泄漏。目前对有接头管线响应的研究方法较为复杂, 大多基于数值分析方法, 接头力学性质的影响考虑不够全面, 已有的设计图表工程应用欠缺。结合连续管线的理论分析, 考虑地层位移沉降曲线、管段刚度及接头刚度等影响因素, 建立了有接头管线的工程评价方法, 以分析隧道开挖对有接头地埋管线的影响。运用该方法对实际工程案例进行分析, 并将计算结果与数值分析结果对比, 验证本文方法的可靠性。本工程评价方法可以为实际管线工程安全预评估起到一定的作用。

关键词: 隧道开挖; 有接头管线; 被动地基模量; 评价方法

中图分类号: TU45 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0181-07

作者简介: 周先成(1989—), 男, 博士研究生, 从事管土体相互作用方面的科研工作。E-mail: zhouxiancheng@tongji.edu.cn

Evaluation method for effect of tunneling on underground jointed pipelines

ZHOU Xian-cheng^{1, 2}, YU Jian^{1, 2}, HUANG Mao-song^{1, 2}

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

Abstract: The soil settlement produced by tunneling has an inevitable effect on the neighbouring buried pipelines, which may cause joint rotation, leakage and even damage in serious cases. At present, the research methods for the response of jointed pipelines are complicated. Most of them require complex numerical calculation, in which the research on the influence of joint properties is not comprehensive enough. The obtained design charts only contain a few simple engineering conditions, thus resulting in the lack of practicality. In this study, the Winkler foundation model with an elastic foundation modulus formula under passive load is employed to study the influence of joint location and joint stiffness on pipeline response. Considering the theory of continuous pipelines, a simplified method is established to evaluate the influence of tunneling on the buried jointed pipelines in terms of the greenfield conditions and mechanical properties of joint and pipe section. Finally, the method for jointed pipelines is used to analyze some actual projects. The comparisons reveal that the proposed method can provide a preliminary risk assessment for engineering design.

Key words: tunneling; jointed pipeline; passive subgrade modulus; evaluation method

0 引言

城市地埋管线承担着城市给排水、热力供应、交通通讯等重要的市政功能, 并大量分布于城市地下空间, 为城市的正常运行发挥着不可替代的作用。隧道施工会对邻近土体产生扰动, 土体位移又进一步引起邻近地埋管线的附加受力和变形^[1], 接头发生相对转动, 甚至引发管线的破坏事故(如图1所示)。因此, 开展隧道开挖对管线影响进行预评估分析, 可以为地埋管线的安全运行提供保障。

管线通常由管段和接头连接而成, 接头构造形式繁多, 大体可以分为两类: 一类是刚性接头, 如刚性焊接、刚性扣接、熔接等接头形式; 另一类是柔性接

头, 比如承插式接头、螺栓连接接头以及柔性机械式橡胶圈接头等形式^[2-3]。对于刚性接头管线来说, 隧道开挖对管线引起的响应类似于连续管线, 管线变形连续, 不会在接头处发生转角突变; 对于柔性管线来说, 在接头处会发生较为明显的转角变形。为了防止接头转角变形过大造成泄漏, 在设计规范中, 转角的最大容许值被选取为衡量的标准。例如, 在上海市工程设计规范(DG/TJ08—61—2010)^[4]和广州地区建筑基坑支护技术规定(GJB—02—98)^[5]都根据管线接头形

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(51738010); 国家重点研发计划课题(2016YFC0800202)

收稿日期: 2019-04-04

*通信作者(E-mail: 002yujian@tongji.edu.cn)

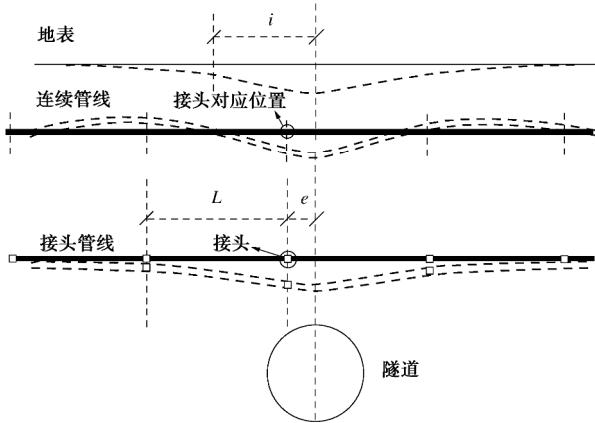


图 1 管线变形示意图

Fig. 1 Schematic diagram of deflection of pipelines

式等情况对转角给出了具体的建议值。

Winkler 模型方法简单实用, 在学界和工程界有广泛地研究与应用。Attewell 等^[1]将管线看作无限长梁, 使用带 Winkler 弹簧的下卧基础模型来模拟管土相互作用。Klar 等^[6]以 Vesic 系数作为管土相互作用时的地基模量, 采用 Winkler 地基梁法求解地理管线响应, 并与采用 Mindlin 解^[7]的弹性理论法进行了比较。Klar 等^[8]在管土连续介质方程中引入了管土相互作用临界应力, 考虑管土相互作用中的非线性问题。Klar 等^[9]使用边界积分法研究隧道开挖对带接头管线的影响, 并提出了计算管线最大弯矩和接头转角的规范化方法, 将接头在隧道中心线正上方工况命名为“奇对称”, 管段中点在隧道中心线正上方命名为“偶对称”, 但仅计算了这两种特殊情况下的管线响应情况, 并且得到的设计图表包含工况十分有限。Yu 等^[10]推导了地理连续管线受位移作用时可以考虑埋置深度的地基模量, 并通过与现有方法对比证明该地基模量比 Vesic 地基模量更符合实际情况。Zhang 等^[11]采用层状弹性半空间地基模型, 研究了隧道开挖对分层土体中管线的影响。张陈蓉等^[12]基于改进的 Winkler 地基模型, 采用虚拟节点以考虑管线接口处的力学特性, 提出了非连续接口管线在隧道开挖条件下有限差分解。史江伟等^[13]根据管线不同运动方向下的等效管-土相对刚度, 提出了隧道开挖和管线置换引起的管线弯曲变形的评估图表。李海丽等^[14]在被动管线 Winkler 地基模型分析基础上, 引入土体刚度衰减模型考虑土体非线性特性, 提出了隧道开挖作用下管线响应的等效线性分析方法。Shi 等^[15]利用有限元程序对有接头的地理管线响应进行了模拟, 但接头简化为铰接情况。

目前的研究大多将管线假设为截面刚度为常数的连续地基梁, 而有接头管线由管段和接头构成, 其截面刚度并非连续。在为数不多的有接头管线研究中, 大多采用了复杂的数值计算, 且没有考虑接头位置及接头刚度对管线的影响^[9, 11-12, 15]。另外, 已有的设计图

表^[9]包含的工程状况十分有限, 不便于直接应用于工程实践。因此, 在评估地理管线的安全情况时, 合理地考虑管线接头的力学性质及位置因素, 提出一种适用范围广、应用方便的工程评价方法, 对评估管线的运行情况具有重要的意义。

本文将地理管线简化为弹性地基梁, 基于改进的 Winkler 地基模型, 得到接头位置及刚度对管线的影响, 并建立了非连续管线接头与对应连续管线的关系; 通过归一化的方法, 得到了有接头管线弯矩修正系数及相应推荐公式, 提出了隧道开挖对有接头管线影响的工程评价方法, 采用本文提出的工程评价方法对实际工程进行计算, 将所得结果与前人的计算结果对比, 说明了本文方法的正确性。

1 基于 Winkler 地基模型的分析方法及参数分析

1.1 分析方法

张陈蓉等^[12]基于改进的 Winkler 地基模型, 采用虚拟节点以考虑管线接头处的力学特性, 得到了有接头管线受隧道开挖引起的位移控制方程:

$$[K_p] + [K_s]\{w\} = [K_s]\{S_v\}, \quad (1)$$

式中 $\{w\}$ 为管线位移列向量; S_v 为管线深度处自由土体位移的列向量; $[K_s]$ 为土体刚度矩阵, 等于 $[C][I_s]^{-1}$; $[C]$ 为有限差分系数矩阵; $[I_s]$ 为土体位移影响矩阵, 其中元素 $I_{s,ij}$ 代表在节点 j 作用单位荷载引起节点 i 的竖向位移, $[K_p]$ 为管线的刚度矩阵, 由管段刚度 EI 和接头转角刚度 k_{jm} 组成。在计算其中刚度矩阵 $[K_p]$ 时, 若 i 为管线接头节点单元, $k_{pi} = \left(\frac{1}{lk_{jm},i} + \frac{1}{EI_i} \right)^{-1}$, 其余情况 $k_{pi} = EI_i$, 其中, l 为梁单元的长度。

在其基础上, 考虑接头偏移距离这一影响因素, 得到接头处于任意位置处的非连续管线位移控制方程, 形式仍如式(1)所示, 需要注意的是, 如果不同工况管线接头位置发生变化, 刚度矩阵中 $[K_p]$ 的元素也会随之发生对应的调整。

采用 Winkler 地基弹簧模型模拟管线与土体的相互作用, 其本质上是将土体弹性连续体的特性用一系列独立的弹簧来表达。Yu 等^[10]已经给出了土体位移作用下连续地理管线的地基模量计算公式:

$$\begin{cases} k = \frac{3.08}{d} \frac{E_s}{1 - m^2} \sqrt{\frac{E_s D^4}{EI}}, \\ d = \begin{cases} 2.18 & (z/D \leq 0.5) \\ 1 + \frac{1}{1.7z/D} & (z/D > 0.5) \end{cases} \end{cases} \quad (2)$$

式中 E_s 为土体弹性模量; μ 为泊松比; D 为管线直径; z 为管线埋深

Vorster 等^[16]建议采用修正的 Gaussian 曲线来描述隧道开挖引起的土体竖向位移:

$$\begin{cases} S_v(x) = \frac{h}{h - 1 + \exp\left[a\left(\frac{x}{i}\right)^2\right]} S_{\max}, \\ h = \exp(a) \cdot \frac{2a - 1}{2a + 1} + 1. \end{cases} \quad (3)$$

式中, S_{\max} 为土体最大位移; i 为隧道中心线与沉降曲线反弯点的距离, a 为沉降曲线的形状参数, 当 a 值取 0.5 时, 式 (3) 退化为标准 Gaussian 曲线。

将式 (2), (3) 代入式 (1) 中, 可得到有接头管线的位移控制方程, 进而还可以得出接头位移、弯矩、转角等信息。本文利用控制方程得到接头位置及刚度对地理管线的影响, 并在此基础之上得到非连续管线的工程评价方法

1.2 参数分析

接头转角的大小与接头的位置有关。张陈蓉等^[12]计算了 $L/i=1$ 接头位于隧道正上方情况下, 管线因隧道开挖产生的弯矩和变形。本文采用相同算例, 讨论接头位置及接头刚度对管线的影响, 并探究有接头管线与连续管线的联系。

如图 1 所示, 最靠近隧道中心线的接头与隧道中心的距离定为偏心距离 e , 管段长度为 L , i 为沉降曲线的拐点参数。 z 为管线中心埋深, r_0 为地理管线的截面半径, 归一化管土刚度 $R = \frac{EI}{E_s r_0^4} \cdot \left(\frac{r_0}{i}\right)^3$, 归一化

转角刚度 $T = \frac{k_{js}}{EI/i}$ 。取泊松比均取为 0.25, 埋深比 $z/r_0=7$, 沉降曲线形状参数 a 取为 0.5, $R=10$, $T=0.5$, $L/i=1$, 当偏心比 e/L 分别取为 0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5 时, 归一化位移的情况如图 2 所示。当其余参数不变, 取 $e/L=0.3$, T 分别取为 0, 0.05, 0.5, 5 时, 归一化位移和归一化弯矩的情况如图 3 所示。

从图 2 中可以看出, 当偏心比 e/L 从 0 逐渐增加到 0.5 时, 管线响应逐渐由“奇对称”情况变化为“偶对称”情况, 在同一个 T 值下, 管线的最大转角逐渐减小, 最大转角出现在距离隧道中心线最近的接头上。通过图 3 可以看出, 当 T 值逐渐增大的时候, 有接头管线的响应逐渐和连续管线的响应接近, 因此, 可以考虑建立起有接头管线与连续管线间的关系, 提供一种有接头管线转角的工程评价方法。如图 1 所示, 与非连续管线接头最大弯矩位置对应处连续管线的弯矩, 可作为非连续管线接头最大弯矩的参考。因此, 本文给出连续管线对应接头位置最大弯矩的计算方

法, 并尝试通过归一化的方法定义修正系数 M_F , 通过二者的结合来得到非连续管线接头最大弯矩及转角的工程评价方法。

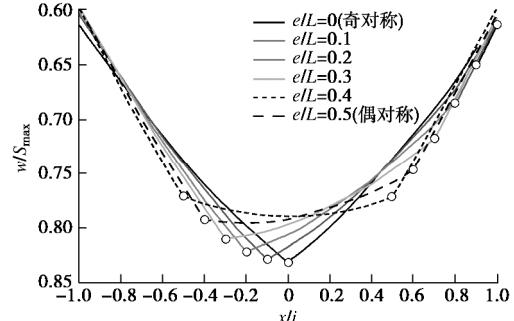


图 2 不同接头偏心距离管线的响应

Fig. 2 Responses of pipelines with different eccentricity distances of joints

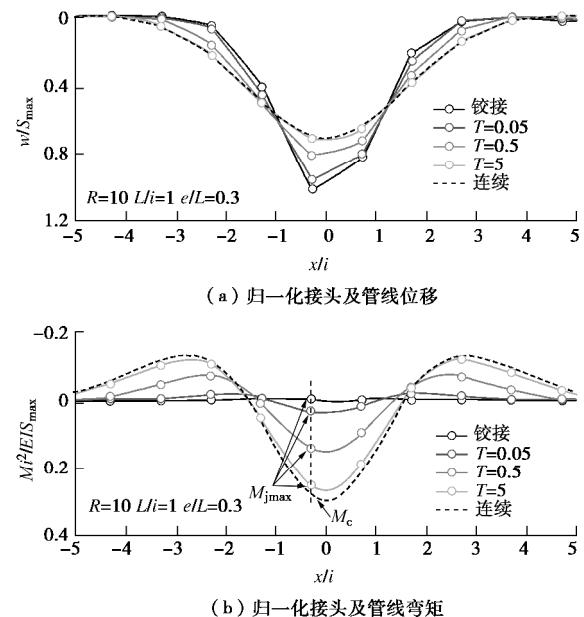


图 3 不同接头刚度管线的响应

Fig. 3 Responses of pipelines with different joint stiffnesses

2 考虑管线接头性能的工程评价方法

2.1 连续管线对应接头最大弯矩解答

Attewell 等^[1]提出的管线评估方法在隧道开挖对管线影响的课题中应用广泛, 假设管线和土体时刻保持接触, 将管线视为欧拉-伯努利梁, 得到被动荷载作用下的 Winkler 地基方程:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 4I^4 w = 4I^4 S_v(x), \quad (4)$$

式中 $I = \sqrt[4]{k/4EI}$, EI 为管线的弯曲刚度, k 为 Yu 等^[10]提出的改进 Winkler 地基模量; $S_v(x)$ 为自由土体位移; x 为距离隧道中心线的水平距离, w 为管线位移。Klar 等^[6]提出了一种与 Winkler 形式相类似解答, 隧道开挖引起的管线响应可以表示为

$$\begin{cases} w(x) = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{1}{2} S_v(t) \exp(-I|x-t|) \cdot \\ \quad [\cos(I|x-t|) - \sin(I|x-t|)] dt, \\ M(x) = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{k S_v(t)}{4I} \exp(-I|x-t|) \cdot \\ \quad [\cos(I|x-t|) - \sin(I|x-t|)] dt. \end{cases} \quad (5)$$

将土体位移(3)代入式(5), 连续管线的归一化弯矩表达式为

$$\begin{cases} \frac{w(x)}{S_{\max}} = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{1}{2} \frac{n}{n-1 + \exp\left[a\left(\frac{t}{i}\right)^2\right]} \exp\left(-Ii\left|\frac{x-t}{i}\right|\right) \\ \quad \left[\cos\left(Ii\left|\frac{x-t}{i}\right|\right) + \sin\left(Ii\left|\frac{x-t}{i}\right|\right)\right] dt, \\ \frac{M(x)i^2}{EIS_{\max}} = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{(Ii)^3}{n-1 + \exp\left[a\left(\frac{t}{i}\right)^2\right]} \\ \quad \exp\left(-Ii\left|\frac{x-t}{i}\right|\right) \left[\cos\left(Ii\left|\frac{x-t}{i}\right|\right) - \sin\left(Ii\left|\frac{x-t}{i}\right|\right)\right] dt. \end{cases} \quad (6)$$

通过式(5)或式(6), 根据隧道中心线最近接头的位置, 可以得到连线管线对应有接头管线接头位置处的弯矩 M_c 。

2.2 非连续管线接头修正系数

为了得到可以涵盖多数工程状况的非连续管线接头弯矩修正系数, 选取合理范围内的工程参数进行交叉组合, 对隧道开挖对有接头地理管线影响进行全面的分析。管段长度分别取为 $0.5i$, i 和 $2i$, 自由土体位移场的形状参数取为 0.212, 0.5 和 0.79, 与 Vorster 等^[16]在研究隧道开挖对管线影响问题时的取值相同。管线接头与隧道中心线的偏心距取为 0, 0.1i, 0.2i, 0.3i, 0.4i 和 0.5i, 管线中心埋深取为 $3r_0$, $7r_0$ 和 $15r_0$ 。相对管土刚度 R 取值为 0.01, 0.1, 1, 10, 100, 相对转角刚度 T 值取为 0.001, 0.01, 0.1, 1, 10, 100, 1000。

定义综合相对刚度 G_{RS} , 其形式为相对转角刚度 T , 相对管土刚度 R 和管线的相对长度 L/i 的指数形式乘积组合, Klar 等^[9]已经证明了在研究有接头管线的响应时, T , R , L/i 为独立的参数。综合相对刚度 G_{RS} 包含了管线接头刚度, 管段刚度, 土体弹性模量, 管段长度, 沉降曲线形状等影响因素, 可以较为全面地考虑隧道-管线-土体的相互影响作用。定义修正系数 $M_F = \frac{M_{j,\max}}{M_c}$ 为非连续管线接头的最大弯矩 $M_{j,\max}$

与连续管线对应位置处弯矩 M_c 的比值, 以此来建立非连续管线与连续管线的联系。以综合相对刚度 G_{RS} 为横坐标, 修正系数 M_F 为纵坐标, 所得结果如图 4

所示。其中, 每幅图表示 1 种埋深, 包含 3 种自由土体位移场的形状参数; 横坐标 G_{RS} 中, 包含相对转角刚度 T 的 7 种工况, 相对管土刚度 R 的 5 种工况, 管线相对长度 L/i 的 3 种工况; 纵坐标 M_F 中, M_c 与管线接头与隧道中心线的偏心距一一对应, 有 6 种情况。每 1 幅图包含 1890 种工况, 3 幅图共包含 5670 种工程情况。

图 4 显示了在 3 种不同的埋深情况下, 修正系数 $M_F = \frac{M_{j,\max}}{M_c}$ 和综合相对刚度 $G_{RS} = TR^m \left(\frac{l}{i}\right)^n$ 的对应关系, 其中 M_c 指连续管线对应有接头管线接头最大弯矩位置处连续管线的弯矩; M_c 的值会随偏心距离的改变而改变, 可以体现偏心距离对接头最大弯矩 $M_{j,\max}$ 的影响。综合相对刚度 G_{RS} 中 R 和 L/i 的指数 m 和 n 代表着 R 和 L/i 的影响程度。通过对试验数据进行优化分析, m 和 n 的取值分别定为 0.25 和 0.5, 此时 M_F 的数据点分布范围最窄, 如图 4 所示。综合相对刚度 G_{RS} 中参数 m 和 n 的取值小于 1 也说明了 R 和 L/i 的影响程度小于 T 。

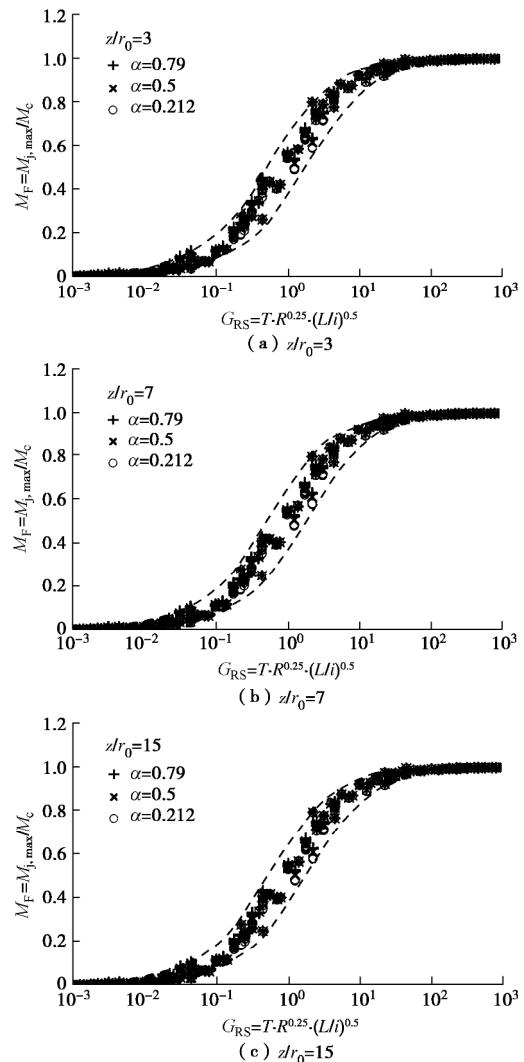


图 4 有接头管线弯矩系数分布图

Fig. 4 Distribution of bending moment coefficient for jointed pipelines

另从图 4 可以看出, 沉降曲线参数和管线埋深这两个参数对图像试验点的分布没有显著影响, 因此二者并没有包含在综合相对刚度 G_{RS} 中。

2.3 工程评价方法的提出

从图 4 中可以看出, 修正系数随综合相对刚度的增大而增大, 当综合相对刚度大于 10^2 时, 修正系数 M_F 的值已趋于 1, 说明此时非连续管线接头的最大弯矩与连续管线的最大弯矩基本相同, 接头处转角不会发生突变; 而综合相对刚度小于 10^{-2} 时, 修正系数 M_F 趋于 0, 接头不能承受弯矩, 非连续管线可简化为铰接情况; 当综合相对刚度介于 $10^{-2} \sim 10^2$ 时, 管线接头的性质处于铰接与连续之间, 此时修正系数 M_F 分布在一个狭长的数据带内, 这里给出数据带的上下限拟合公式, 方便选取计算。

所得图形 M_F 的上限和下限值可以表示为

$$M_{FUB} = \left(1 + \frac{0.7}{G_{RS}}\right)^{-0.8}, \quad M_{FLB} = \left(1 + \frac{2.5}{G_{RS}}\right)^{-0.8}, \quad (7)$$

式中, M_{FUB} 和 M_{FLB} 分别为 M_F 的上下限值。根据上面的工况分析, 综合相对刚度所对应的修正系数值均匀的分布在一个狭长的条形带内, 上下限或其平均值可以作为预风险评估的设计参考。

结合连续管线对应接头位置处弯矩计算表达式 (5) 及接头弯矩修正系数, 可以得到整个工程评价参考流程为: ①确定有接头管线和土体的基本参数, 管线直径 D , 管线中心埋深 z , 弯曲刚度 EI , 接头转角刚度 k_{JM} , 接头偏心距 e , 土体模量 E_s , 泊松比 μ 和自由土体位移场参数 S_{max} , a , i 。②根据式 (2) 确定地埋管线的 Winkler 模量, 将其代入方程 (5) 计算连续管线对应于最靠近隧道中心线接头位置处的弯矩 M_c 。③确定归一化管土刚度 $R = \frac{EI}{E_s r_0^4} \cdot \left(\frac{r_0}{i}\right)^3$, 归一化转角刚度 $T = \frac{k_{JM}}{EI/i}$, $G_{RS} = T \cdot R^{0.25} \cdot \left(\frac{l}{i}\right)^{0.5}$, 并将 G_{RS} 代入方程 (7) 来计算修正系数 M_{FUB} 或 M_{FLB} 。④利用式 $M_{j,max} = M_{FUB} \cdot M_c$ 或 $M_{j,max} = M_{FLB} \cdot M_c$ 或 $M_{j,max} = 0.5 \times (M_{FUB} + M_{FLB})$ 来估算有接头管线接头最大弯矩, 然后通过公式 $q_{j,max} = \frac{M_{j,max}}{k_{JM}}$ 来估算管线接头的最大转角。⑤评估最大转角 $q_{j,max}$ 是否超过了容许值。

3 实例分析与对比验证

3.1 工程实例: 电缆管线

对深圳地铁地埋电缆管道受益田站—香蜜湖站盾构隧道施工影响工程案例进行分析^[17]。如图 5 所示, 隧道中心埋深为 14.5 m, 隧道外径为 6 m, 地层损失

为 0.77%。上部既埋电缆管道与隧道走向垂直, 管线中心埋深为 8.7 m, 管线外径为 3 m, 隧道壁厚为 12 cm, 抗弯刚度为 $28200 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$, 土体弹性模量取加权值为 8.2 MPa, 泊松比为 0.34。

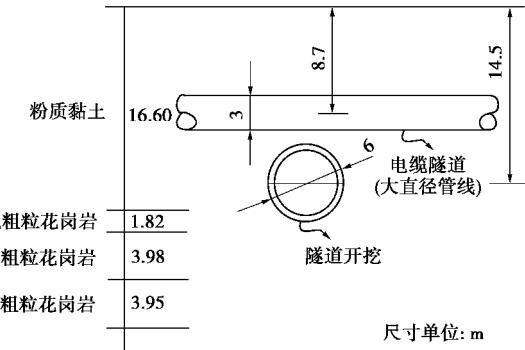


图 5 电缆管线工程概况

Fig. 5 General situation of cables

对上述工程算例采用工程评价方法及张陈蓉等^[12]提出的差分法计算, 并取不同地层损失工况, 所得计算结果如图 6 所示。

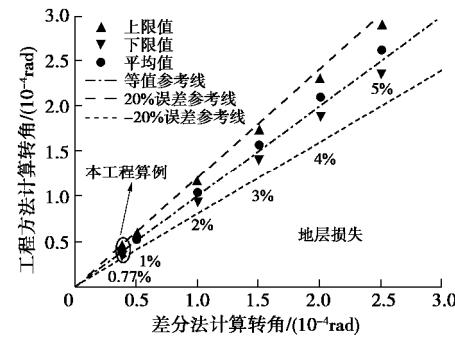


图 6 电缆管线工程计算结果

Fig. 6 Calculated results for cable pipelines

图 6 中横坐标为按照张陈蓉等^[12]提出的差分法计算所得管线接头在隧道开挖情况下所得接头最大转角的计算结果, 纵坐标为本文工程评价方法计算转角结果, 点划线为两种计算方法的等值线, 长虚线和短虚线分别代表工程方法计算结果比差分法计算结果大 20% 和小 20%。当地层损失为 0.77% 时, 差分法所得计算结果为 $0.39 \times 10^{-4} \text{ rad}$, 工程评价方法上限结果为 $0.44 \times 10^{-4} \text{ rad}$, 下限结果为 $0.37 \times 10^{-4} \text{ rad}$ 。其中工程评价方法上限值计算结果与差分法相比略微偏大, 为 14.5%, 下限值与差分法相比略微偏小, 相对误差为 5.5%; 平均值计算结果误差为 4.5%, 达到了较高的计算精度。当地层损失取为 1% 到 5% 时, 所得转角随地层损失增大逐渐增大, 工程评价方法与差分方法计算结果仍十分接近, 具有良好的稳定性。

3.2 工程实例: 煤气管线

孙宇坤等^[18]对沿海某城市的地铁隧道近乎垂直穿越上覆既埋球墨铸铁材质煤气管的工程实例进行了原位监测分析。工程情况如图 7 所示。

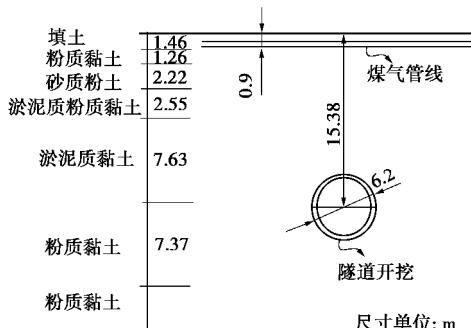


图 7 煤气管线工程计算结果

Fig. 7 General situation of gas pipelines

隧道中心埋深为 15.38 m, 隧道直径为 6.2 m, 隧道和管线的夹角为 88°, 近似认为隧道与管线成垂直关系, 地层损失小于 0.5%。管线中心埋深为 0.9 m, 公称直径为 0.3 m, 外径为 326 mm, 壁厚为 8 mm。土体弹性模量为 7.89 MPa, 泊松比为 0.3。管线的接口信息在文中并没有给出, 本文根据铸铁管承插式接头构造对转角抗弯刚度进行估算, 采用 Singhai^[19]的建议公式:

$$k_{jm} = \frac{4\pi DE_1 f^3}{9(a-c)} , \quad (8)$$

式中, E_1 为橡胶垫的等效弹性模量, 取为 255 MPa, 计算所需几何尺寸见图 8。

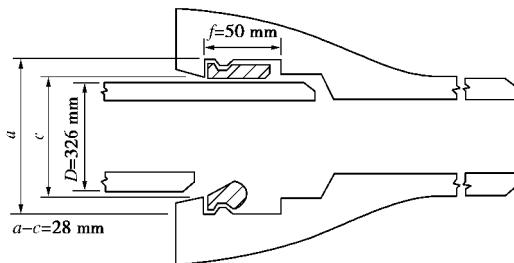


图 8 管线接头示意图

Fig. 8 Schematic plot for joint of pipelines

采用本文有接头管线的工程评价方法, 对此地埋煤气管线进行分析, 并取不同地层损失, 将计算结果与张陈蓉等^[12]提出的差分法对比, 结果如图 9 所示。

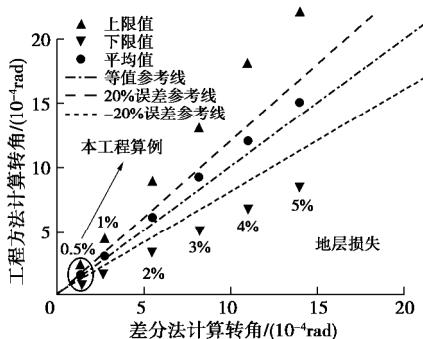


Fig. 9 Calculated results for gas pipelines

图 9 中, 当地层损失为 0.5% 时, 差分法所得计算结果为 1.37×10^{-4} rad, 工程评价方法上限结果为 2.22

$\times 10^{-4}$ rad, 下限结果为 8.5×10^{-5} rad, 平均结果为 1.53×10^{-4} rad。当地层损失取为 1% 到 5% 时, 所得转角响应随之逐渐增大, 而所得计算结果均匀变化, 相对差异非常稳定。其中工程评价方法下限值与差分法相比略微偏小, 相对误差为 38.0%; 上限值计算结果与差分法相比显著偏大, 达到了 61.8%, 这是因为此工程情况对应的 G_{RS} 量级为 10^{-1} , 从图 4 中可以看到, 此时数据点靠近归一化图像的下方, 因此采用上限计算误差较大。平均值计算结果与差分法相对误差为 11.9%, 相对较小。

通过两个实际工程算例可以看出, 采用平均值计算结果得到的计算结果最为精确, 为了进一步验证这个结论, 对煤气管线的工程算例参数进行交叉分析。当地层损失分别为 0.5%, 2%, 5%, 接头偏心比分别为 0.2, 0.3, 0.4, 管段长度比分别为 0.2, 0.4, 0.6 时, 共对应 27 组工程情况, 接头转角计算情况如图 10 所示。

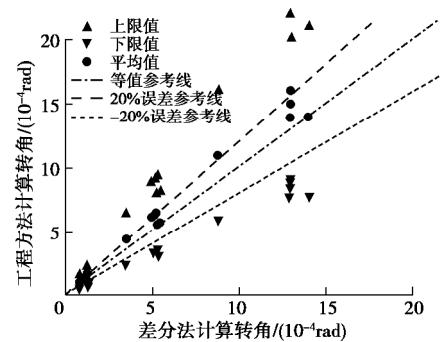


图 10 煤气管线工程拓展算例计算结果

Fig. 10 Calculated results of gas pipeline expansion example

在图 10 中, 可以看出, 采用平均值计算与差分法相比误差最小, 计算结果略大于差分法, 相对误差在 25% 以内, 故建议采用平均值作为工程评价方法。

4 结 论

本文得到了隧道开挖对有接头地埋管线影响的工程评价方法, 用以评估隧道开挖对既埋管线的影响, 并通过实际算例计算说明了工程评价方法的正确性, 得到以下 4 点结论。

(1) 本文基于改进的 Winkler 地基模型, 分析了管线接头刚度和位置对接头转角的影响, 建立非连续管线接头与连续管线对应位置处弯矩的联系。将非连续管线接头弯矩与连续管线对应位置处弯矩进行归一化处理, 得到弯矩修正系数, 给出了工程评价方法的具体步骤, 可对隧道开挖对埋管线的影响进行评估。

(2) 本文工程评价方法可以考虑设计管线所涉及到的接头刚度、管线刚度、管段长度、接头位置、土体弹性模量、土体沉降形状等参数, 并且能将不同参

数的计算结果归一化到一张图表上, 便于查阅及工程应用。

(3)对煤气管线和电缆管线实际工程案例进行计算, 并将结果与差分法进行对比, 说明了本文方法的正确性及误差情况, 结果表明, 采用有接头管线弯矩系数分布图上限和下限的平均值进行计算, 所得结果具有较高的计算精度。

(4)通过本文的工作, 希望给工程界提供一种预先判别有接头管线在隧道开挖影响下是否破坏的工程评价方法, 便于快速判定有接头管线的安全情况, 进而为工程设计、安全评估等提供参考。

参考文献:

- [1] ATTEWELL P B, YEATES J, SELBY A R. Soil Movements Induced by Tunnelling and Their Effects on Pipelines and Structures[M]. London: Black&Son Ltd, 1986.
- [2] 田国伟, 冯运玲. 地下工程施工对地下管线变形影响的控制标准探讨[J]. 特种结构, 2012, 29(6): 85 - 90. (TIAN Guo-wei, FENG Yun-ling. Discussion on control standard of underground pipeline deformation influenced by underground engineering construction[J]. Special Structure, 2012, 29(6): 85 - 90. (in Chinese))
- [3] 李雄威, 居尚威, 代国忠. 常州区域地铁施工对地下管线安全性影响的评定方法[J]. 科学技术与工程, 2018, 18(8): 295 - 301. (LI Xiong-wei, JU Shang-wei, DAI Guo-zhong. Safety evaluation method on pipelines influenced by subway construction in Changzhou[J]. Science Technology and Engineering, 2018, 18(8): 295 - 301. (in Chinese))
- [4] 上海市工程设计规范: DG/TJ08—61—2010[S]. 2010. (Shanghai Engineering Design Code: DG/TJ08—61—2010 [S]. 2010. (in Chinese))
- [5] 广州地区建筑基坑支护技术规定: GJB—02—98[S]. 1998. (Technical Regulations for Foundation Pit Support in Guangzhou Area: GJB—02—98[S]. 1998. (in Chinese))
- [6] KLAR A, VORSTER T, SOGA K, et al. Soil-pipe interaction due to tunnelling: comparison between Winkler and elastic continuum solutions[J]. Géotechnique, 2005, 55(6): 461 - 466.
- [7] MINDLIN RD. Force at a Point in the Interior of a Semi - Infinite Solid[J]. Physics, 1936, 7(5): 195 - 202.
- [8] KLAR A, VORSTER T, SOGA K, et al. Elastoplastic solution for soil-pipe-tunnel interaction[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133(7):782 - 792.
- [9] KLAR A, MARSHALL A M, SOGA K, et al. Tunnelling effects on jointed pipelines[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2008, 45(1): 131 - 139.
- [10] YU J, ZHANG C, HUANG M. Soil-pipe interaction due to tunnelling: assessment of Winkler modulus for underground pipelines[J]. Computers & Geotechnics, 2013, 50(5): 17 - 28.
- [11] ZHANG C, YU J, HUANG M. Effects of tunnelling on existing pipelines in layered soils[J]. Computers & Geotechnics. 2012, 43(2): 12 - 25.
- [12] 张陈蓉, 俞 剑, 黄茂松. 隧道开挖对邻近非连续接口地埋管线的影响分析[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(6): 1018 - 1026. (ZHANG Chen-rong, YU Jian, HUANG Mao-song. Responses of adjacent understand jointed pipelines induced by tunneling[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(6): 1018 - 1026. (in Chinese))
- [13] 史江伟, 陈 丽. 不均匀土体位移引起地下管线弯曲变形研究 [J]. 岩土力学, 2017, 38(4): 1164 - 1170. (SHI Jiang-wei, CHEN Li. Investigation of bending deformation of underground pipelines induced by differential ground movements[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(4): 1164 - 1170. (in Chinese))
- [14] 李海丽, 张陈蓉, 卢 晓. 隧道开挖条件下地埋管线的非线性响应分析[J]. 岩土力学, 2018, 39(增刊1): 289 - 296. (LI Hai-li, ZHANG Chen-rong, LU Kai. Nonlinear analysis of response of buried pipelines induced by tunneling[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(S1): 289 - 296. (in Chinese))
- [15] SHI J W, WANG Y, NG C W W. Numerical parametric study of tunneling-induced joint rotation angle in jointed pipelines[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2016, 53(12): 2058 - 2071.
- [16] VORSTER T E B, KLAR A, SOGA K, et al. Estimating the effects of tunneling on existing pipelines[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, 131(11): 1399 - 1410.
- [17] 马 涛. 隧道施工引起的地层位移及其对邻近地下管线的影响分析[D]. 长沙: 长沙理工大学, 2005. (MA Tao. The Research of Tunneling Induced Ground Surface Movements and Their Influence to Adjacent Utilities[D]. Changsha: Changsha University of Science and Technology, 2005. (in Chinese))
- [18] 孙宇坤, 吴为义, 张土乔. 软土地区盾构隧道穿越地下管线引起的管线沉降分析[J]. 中国铁道科学, 2009, 30(1): 80 - 85. (SUN Yu-kun, WU Wei-yi, ZHANG Tu-qiao. Analysis on the pipeline settlement in soft ground induced by shield tunneling across buried pipeline[J]. China Railway Science 2009, 30(1): 80 - 85. (in Chinese))
- [19] SINGHAI A C. Behavior of jointed ductile iron pipelines[J]. Journal of Transportation Engineering. ASCE 1984, 110(2): 235 - 250.

DOI: 10.11779/CJGE202001022

边坡生命周期防灾监测信息整合及可视化云平台 数据库建置研究

王淳謙¹, 黄治峯², 赖世屏³, 张达德¹

(1. 中原大学环控防灾科技中心, 台湾 桃园市 32023; 2. 中央大学土木工程学系, 台湾 桃园市 32001;
3. 德克皇工程科技顾问股份有限公司, 台湾 新北市 23557)

摘要: 近年气候异常造成边坡滑动频传, 在“边坡灾害维护生命周期”的工作框架下, 边坡生命周期防灾监测信息整合“宏观环境”信息, 同时以无线感测网络搜集“微环境”边坡监测信息, 运用 GIS 及 3D 虚拟环境技术, 结合可视化的云平台数据库。此云平台能让不同使用者在边坡异常发生的前、中、后等过程, 加速灾害信息传递及沟通效率。本平台注重环境信息与每个场址监测数据的混搭应用, 运用“边坡四维监测项目信息查询及展示”、“边坡环境信息查询”、“边坡安全快速展示”等 3 个不同模块, 运用用户接口及可视化技术呈现静态及边坡监测数据 4D 动态信息, 同时为不同使用者提供对于边坡在面临强降雨及地震等极端事件的安全状态。

关键词: 滑坡灾害; 监测; 无线感知器; GIS; 云平台数据库; 可视化; 设施生命周期

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0188-07

作者简介: 王淳謙(1970—), 男, 博士, 主要从事边坡灾害分析管理及云平台数据库的研究。E-mail: chwenhuan@gmail.com

Cloud database platform of integrated visualization for life-cycle prevention and safety monitoring of slope hazards

WANG Chwen-huan¹, HUANG Chih-fong², LAI Shih-ping³, CHANG Ta-The Dave¹

(1. Environment Control and Hazard Mitigation Technology Center, Chung Yuan Christian University, Taoyuan County 32023, Taiwan, China; 2. Department of Civil Engineering, National Central University, Taoyuan County 32001, Taiwan, China; 3. DHTech Engineering Consultant Co., Ltd., New Taipei City 23557, Taiwan, China)

Abstract: Under the recent influence of increasing intensity and frequency of rainfall and earthquake events, the slope failure events become one of the major hazards that produce major impact to human society. A cloud database platform of integrated visualization for life-cycle prevention and safety monitoring of slope hazards incorporates environment data to provide macro scale environmental information, and to establish the monitoring service for the slope hazards based on wireless sensor network (WSN). In order to provide sufficient visualized slope monitoring information, a 3-dimensional (3D) slope model is established for each individual project with underground monitoring information. The 3D model can also demonstrate data variation with various time steps to form a 4D (3D plus time) model. Combined with the data visualization and extreme event alerts, it can support various users before, during, and after the slope hazard events.

Key words: slope hazard; monitoring; wireless sensor; GIS; cloud database; visualization; facility life-cycle

0 引言

依据联合国减灾办公室 (United Nation Office for Disaster Risk Reduction, UNISDR) 的统计^[1], 在 1998—2017 年间所发生的自然灾害, 导致中国的国家经济损失高达 4.9 亿美金。相关自然灾害包含洪水(flood)、暴风雨(storm)、地震(earthquake)、极端气温(extreme temperature)、滑坡(landslide)、干旱(drought)、森林火灾(wildfire)、火山活动(volcanic activity)、大型地质滑

动 (mass movement) 等。其中, 与地层滑动灾害相关的就有两大类: 滑坡及大型地质活动, 共计包含 21% 的经济损失。

以民众居住环境而言, 当大都市为山丘所围绕, 每当强降雨及地震侵袭时, 所引发的滑坡灾害, 常常会影响居住及经济发展区域。依据文献显示^[2], 中国

领土中山丘的区域范围约 2/3, 居住人口超过 7 亿。滑坡相关灾害主要分布地区包含四川、湖南、福建、湖北、广东、江西、广西、云南、贵州、重庆、西藏、陕西、宁夏、甘肃等区域^[3], 而其中最严重的省份为四川、湖南、福建三省^[4]。以 2016 年为例, 全国地质灾害报告说明^[5]全国共发生 9710 起地质灾害, 其中包含 7403 起滑坡灾害、1484 起崩塌灾害、584 起泥石流, 共计地质灾害引致 31.7 亿元的直接经济损失, 以及 614 人失踪及伤亡。导致地质灾害的主要自然因素为降雨。

以目前的社会经济发展特性而言, 促进发展的因素除了城市中的活动, 更需要依赖城市之间互相联系, 而联系的方法多经由一般公路、高速公路、铁路等串接人员及货物运输。以交通路线(公路、铁路)而言, 路线多会经过山区, 相关案例显示^[6-8], 滑坡灾害会因为本质特性(包含地质、地形、坡度、接近河道水系)及人为因素(例如边坡结构物的设计、施工质量), 而后在致灾因素(例地下水变化、降雨、地震力)的影响下, 而直接提高灾害发生的机率。

除此之外, 经济发展更需要有足够的电力支撑, 需要输电铁塔传输电力到需要用电所在。不论是交通运输或输电线路, 均属于线型设施, 需要横跨远距离。因此会跨越不同的气候及地质特性, 其中即包含许多遭受滑坡灾害威胁的区域。

面临电力传送的需求, 输电线路及输电铁塔的位置, 多需要考虑于最短的距离下传送电力。因此, 通常需要将输电铁塔架设于偏远地区, 或未开发的区域。如此会造成灾害难以监控, 同时加大了维护工作的难度。输电铁塔所承受的自然威胁, 常常来自地质相关的灾害, 包含: 滑坡、崩塌、山洪、泥石流、地质沉降等^[9-10]。由于输电铁塔运送电力为串联的特性, 往往因为单一铁塔的灾损, 而影响广大区域的电力使用。

目前对于滑坡灾害的掌握, 多使用相关传感器, 运用无线传感的自动监测设备, 执行监测边坡表面及地底的位移及地下水位, 地表设施(例如建筑、挡墙、输电铁塔)的倾斜及开裂、地表或路面的变位及开裂等现象, 并搭配相关警示机制, 以提供防灾警示所使用。同时, 为了分析滑坡灾害的趋势以及防治, 需要将监测数据搭配环境信息而共同分析, 如降雨量、地震加速度等, 以提供相关人员分析灾害发生的可能性, 及早执行防灾作业, 以降低致灾可能。

目前一般边坡及设施监测信息平台, 多针对大环境提出“宏观环境信息”, 例如: 地质灾害潜势、环境气象信息、地震事件等, 需要经过专业辅佐, 才能被一般大众所使用。自动监测信息服务需要更进一步依据用户所关心的周遭环境信息, 即为“微环境”信息,

以协助解读监测数据。对道路或输电设施管理者而言, 在不同灾害威胁下, 具有滑坡灾害潜势的周遭“微环境”变化是最重要的, 例如: 未来即将发生的强降雨, 是否会对已经发生过滑坡的位置再次造成威胁, 而引起崩塌的危险。

本文先探讨边坡灾害于设施使用年限中, 所应建立的生命周期维护工作程序。接着介绍依据边坡及设施所需的自动监测工作的监测传感器, 运用链接云平台数据库的无线感测网络(wireless sensor network, WSN)技术。最后, 探讨建构新一代的边坡监测云平台数据库规划建置方案, 以提供完整的边坡维护及防灾工具。

1 边坡灾害维护生命周期

一般人工设施的设计使用年限为 30~50 a, 通常在使用年限的内, 会因强降雨、地震、人为开发、维护不当等因素, 而造成设施功能降低, 甚至引发其他衍生性灾害。边坡会因为长时间遭受降雨及地震的侵袭而造成损伤, 或因为人为不当开发, 而影响边坡的安全性, 以致于造成邻近相关交通民生设施同时遭受波及。“边坡灾害维护生命周期”的定义为: 时间序中不同时期因自然或人为灾害所引起, 在不同尺度的区域范围内, 因不同管理需求, 而由不同专业人士执行边坡防灾及维护作业。

边坡灾害在其使用年限之内所可能遭受的灾害, 需要探讨“边坡灾害维护生命周期”中所需的服务, 及所需的数据应用服务, 其流程如图 1 所示。

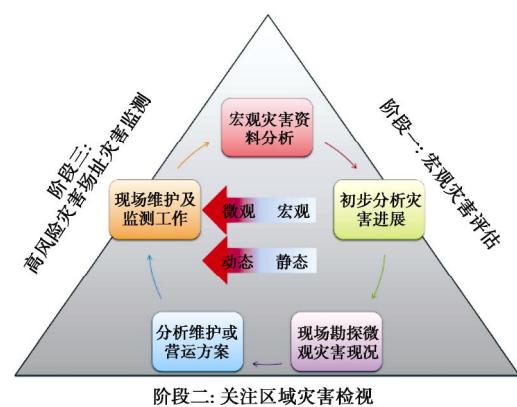


图 1 “边坡灾害维护生命周期”程序流程

Fig. 1 Process of “slope life-cycle for hazard prevention and maintenance works”

1.1 运用生命周期管理边坡防灾减灾的重要性

此重要性将分灾害时间序演变和灾害空间扩散等两方面加以阐述。

依据边坡的生命周期定义, 时间序可区分成规划、设计、施工、运营等阶段。根据边坡的使用目的而加

以规划及设计, 将边坡灾害需求纳入考虑。在施工阶段, 管理单位监督施工以达到边坡抗灾功能性。在运营阶段, 边坡抗灾能力会因为材料老劣化、过度使用、人为干扰、天灾等因素而降低。需要检测、监测及其他方案, 以随时掌握因边坡灾害造成的问题。而运用工程或维护方案, 重新回归到规划、设计、施工的程序, 以提升边坡运营阶段的抗灾能力。

边坡灾害发生的空间分布, 会因为本质条件(地质、地形、植生、水系、人为开发等)及致灾因素(降雨、地震、开发等), 而产生不同类型及规模的边坡灾害。以边坡灾害发生的特性, 常在已经发生灾害的位置重复发生, 扩散灾害至邻近范围。近年气候变异及过度开发, 安全的边坡逐渐发生滑坡现象。因此, 在运营阶段同时考虑大尺度空间的宏观灾害特性、中尺度空间的关注区域灾害变化、小尺度空间的高风险灾害场址, 运用不同的人员、科技、信息分析等, 定期评估边坡灾害现象, 以达成防灾减灾的目的。

1.2 第一阶段: 宏观灾害评估

需要以大区域的背景数据, 在平时营运维护阶段, 依照地质、地形、地貌、灾害历史、灾害境况等分析, 初步比对会造成边坡灾害的可因子, 以协助使用者做出滑坡灾害的风险评估, 提供发生灾害的潜在境况及严重度。

本阶段主要工作: ①宏观灾害资料分析, 依照相关宏观环境数据, 以及航照或卫星影像, 撷取与关注大区域的相关数据, 进行空间信息的汇整。②初步分析灾害进展, 在大区域范围内执行初步边坡灾害风险分析, 分析可能发生滑坡灾害的区位及严重性, 以便规划进一步现况探勘的需求。

1.3 第二阶段: 关注区域灾害检视

经过第一阶段工作, 已可在大区域中初步评估出需要进一步关注的区域, 因此可更进一步投入人力实际检视关注区域的现况, 并制作记录。并依照记录分析个别关注区域所需的维护或监测计划。

本阶段主要工作: ①现场探勘微观灾害现况, 运用航拍影像(例如: 无人机 UAV)或实地探访, 观察具备灾害潜势的地址, 分析可能发生灾害的严重性。②分析维护或营运方案, 汇整宏观及微观灾害分析成果, 规划于一般营运时期的边坡灾害维护方案, 例如维护作业内容、维护时间、所需技术、监测、急救灾整备等需求。

1.4 第三阶段: 高风险灾害场址灾害监测

第二阶段工作完成, 针对高灾害潜势或已经有灾害记录的关注场址, 进行监测工作。其目的是随时掌握灾害发生的迹象, 以利随时启动防灾作业。为了整合地表及地下的灾害信息, 建议本阶段运用相关监测

仪器, 撷取分析其资料, 可实际展现地下的变化。

本阶段主要工作: 运用人员定期及机动执行现场勘查, 以及实时监测仪器信息, 协助控管实时的灾害现况。

2 监测无线感测网络建置规划

为了随时掌握滑坡灾害的影响, 最佳的方案为将监测传感器安置在边坡表面、坡面内部、滑坡灾害影响范围内的设施上, 而直接量测相关物理量, 以便随时掌握滑坡灾害威胁。相关物理量可包含坡面或设施的倾斜量及位移量、地表沉陷量、地表或设施开裂量、地下水位等信息。同时, 可因项目需求安置雨量计、地震仪、震动计等, 以准确量测监测位置的环境变化。上述传感器可以搭配无线感测网络(wireless sensor network, WSN)技术(如图 2 所示^[10])。整合感知、计算能力与通信能力, 与云平台数据库整合防灾作业。



图 2 无线感测网络工作架构

Fig. 2 Framework of wireless sensor network

无线感测网络是由几个到几千个的传感器节点, 利用网络中分散的传感器节点所涵盖范围, 节点以 Ad-Hoc 方式构成网络, 每组节点的数据联系层由星形拓扑(star topology)形成, 运用 WiFi、ZigBee 或 LoRa 等传输方式, 透过中继合作(cooperation)方式将其监测数据传到基地台的节点。最后再藉由长距离或临时性的基地台将整个区域内的数据, 运用 NB-IoT、4G 或 5G 传输, 传送给云平台数据库。最后经由终端机让远程用户使用。

3 边坡生命周期防灾监测云平台数据库建置规划

依据前的“边坡灾害维护生命周期”中的程序说明, 针对边坡灾害高风险区域, 需要部署监测仪器, 以监测实际发生的物理量, 以协助解读灾害发生的现况。目前相关边坡监测服务, 多以平面报告或网站中呈现文字、照片、2D 图形等信息, 经过项目人员解说后, 仍需阅读者各自解读, 因而产生信息传递缓慢,

或造成每个人解读不同的困扰。

边坡生命周期防灾监测云平台数据库平台主要为针对边坡灾害高风险的区域进行的监测项目。相较于既有监测信息呈现方式, 本平台具有以下特点:

(1) 相关所需搭配的环境信息包含地质、地形、灾害潜势、雨量实时数据、台风预测、地震等。环境信息及监测数据如能在同一云平台信息平台整合呈现, 可以让使用者更快更容易地了解监测成果。

(2) 云平台信息平台除注重环境信息及监测数据的整合显示, 还将不同信息混搭以帮助决策, 并以可视化辅助呈现。

(3) 为了适当诠释信息, 需要运用地理信息系统(GIS)及监测场址的三维空间(3D)诠释, 同时汇集所有信息在同一空间, 才能在虚拟的云平台环境中了解实际的真实微环境场址状态。云平台信息平台除了注重信息整合, 还并需要在3D空间中随时间演进展现微环境信息变化, 而达成四维空间(4D, 即是3D空间加上时间因素)的功效。云平台数据库平台功能主要包含3个模块, 分别为: ①模块一, “边坡四维监测项目信息查询及展示”; ②模块二, “边坡环境信息查询”; ③模块三, “边坡安全快速展示”。

3.1 “边坡四维监测项目信息查询及展示”模块

本模块为协助监测项目执行, 免除既有以二维(2D)平面信息呈现方式, 进化以结合宏观环境信息, 整合3D监测场址地形信息, 以同时整合监测信息在3D环境中, 配合时间演变而显示4D整体变化。图3为本模块提供用户的服务程序。

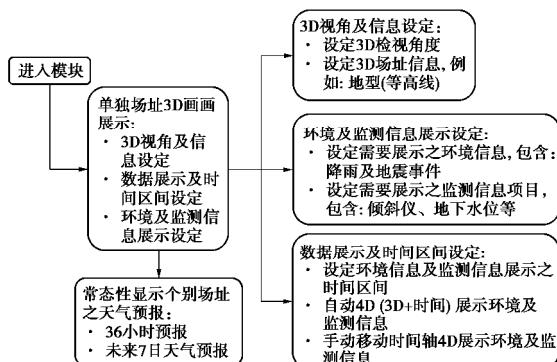


图3 “边坡四维监测项目信息查询及展示”模块服务内容架构

Fig. 3 Framework of “4D slope monitoring and project management” service

过往监测项目以纸本报告方式提供数据, 往往造成纸本数据储存难和查询难。当用户要查询某一场址的历史数据时, 却常常一时难以找到纸本报告。本模块以GIS展示监测场址位置, 同时链接此一场址于不同时间所产出的相关数据。因此, 如图4所示, 经由点选所需的数据, 模块便展示传统的纸本信息, 因而

提供实时信息管理、查询, 及展示功能。

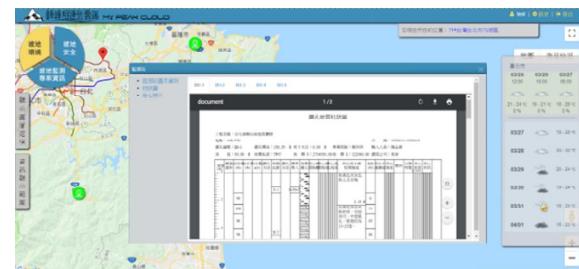


图4 监测场址项目数据管理

Fig. 4 Project information for monitoring site

本模块以单独场址“微环境”3D虚拟地形模型为主, 建构及展示项目的地质及监测信息。使用者可设定所需展示的时间区间, 模块将同时展示监测信息在虚空间中的4D演变^[12-13]。如图5, 整合空间中监测数据的变化, 同时链接相关的环境信息, 包含降雨量、地震震度、地下水位等。

本模块所展示的监测数据, 以地中倾斜管的资料为主, 如图5所示。展示地层中不同深度的变位和向量, 而非传统的A向(垂直滑坡面)及B向(平行滑坡面), 提供直觉式的空间信息展示。图6(a)为随时间变化, 蓝色箭头显示变位量逐渐累积及变化的路径, 能协助探讨地层滑动的历史演变。例如图6(a)中圈注的变化路径, 与相对时间的雨量有相关联。图6(b)展示变位的变化总量, 深色箭头为最初至最终时间的变位量及空间方向。

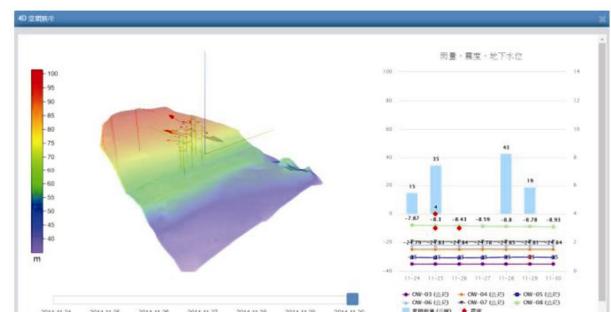
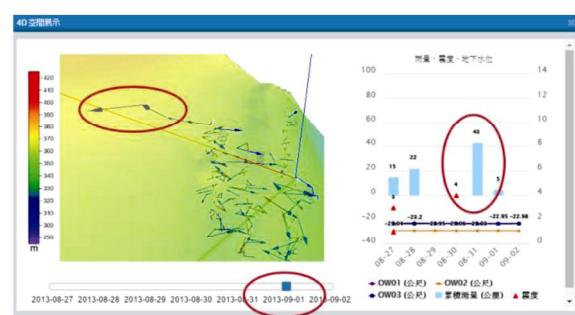


图5 4D监测项目展示画面

Fig. 5 Demonstration of 4D monitoring data



(a) 4D监测展示地层中变位路径

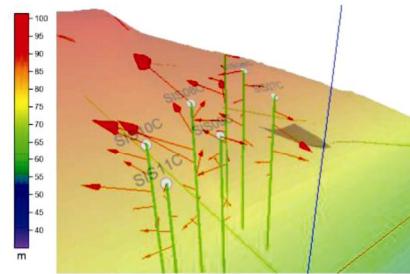


图 6 4D 地层监测中变位展示

Fig. 6 Underground true displacement monitoring vectors of slope

3.2 “边坡环境信息查询”模块

目前众多监测平台能展示相关环境信息，而用户需要自行依据所需位置而另外找出相关信息。本模块专注于依照用户所选择的关注场址，或是监测项目的位置，在GIS平台上显示其位置，同时显示其周遭的相关环境及灾害潜势等信息。图7显示本模块提供用户的服务程序。图8为依据关注场址的空间位置，展示相关“宏观环境信息”。

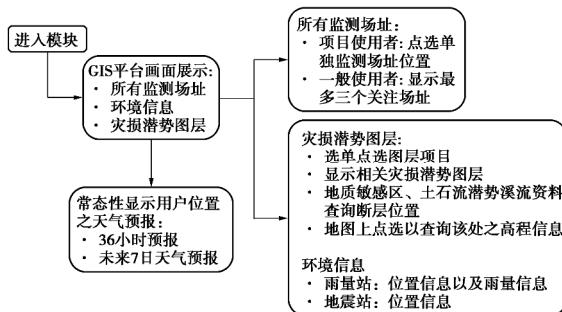


图 7 “边坡环境信息查询”模块服务内容架构

Fig. 7 Framework of “Slope environmental data” service



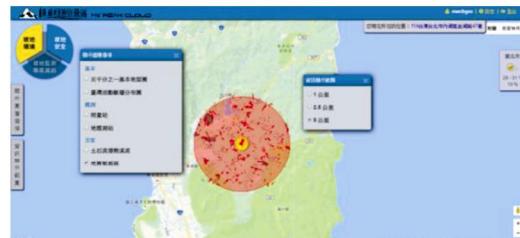
(a) 活动断层分布



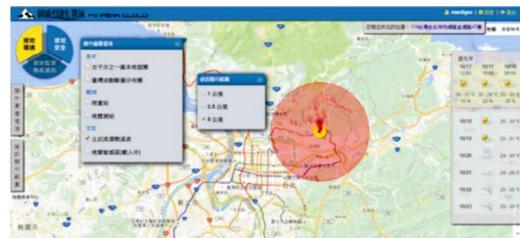
(b) 雨量站展示



(c) 地震测站展示



(d) 关注场址 5 km 内地质敏感区



(e) 关注场址 5 km 内区域之泥石流潜势溪流



(f) 高程查询

图 8 “边坡环境信息查询”模块服务示范

Fig. 8 Demonstration of “slope environmental data” service

3.3 “边坡安全快速展示”模块

每个使用者都希望能在很短时间之内获取其关注场址的安全与否信息，运用“宏观环境”，混搭动态环境信息以及依据相关管理值执行云平台智慧分析后呈现安全性。图9显示本模块提供用户的服务程序。图10为依据关注场址的空间位置，展示相关事件信息，以给出每个场址的警讯。

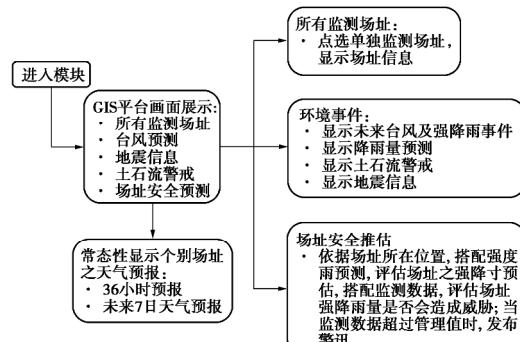


图 9 “边坡安全快速展示”模块服务内容架构

Fig. 9 Framework of “slope safety evaluation and alert” service



(a) 台风信息展示



图 10 “边坡安全快速展示”模块画面展示

Fig. 10 Demonstration of “slope safety evaluation and alert” service

关于每个关注场址的安全管理, 为运用宏观环境信息(降雨、地震、土石流)及搭配监测信息(地中倾斜管、地下水位监测), 在云平台智慧分析安全性。其方案包含: ①依据项目的地下水位以及倾斜管监测信息, 搭配 open data 所提供的环境信息, 系统将相关信息混搭并经逻辑分析后, 提供项目用户相关警讯。②强降雨发生前依据预估降雨数据, 搭配倾斜管的位移信息, 提供颜色管理机制: 绿色——安全; 黄色——警戒; 红色——行动的信息。③强降雨发生时, 依据实时降雨信息及累积降雨评估降雨量是否会对监测场址造成威胁。④强降雨发生时或平时, 依照地下水位的监测信息, 进行异状判别。⑤强降雨发生时或一般平时, 依据倾斜管提供的边坡变位信息, 进行异状判别。⑥当发布泥石流警讯, 在泥石流警戒行政区范围内便显示警讯。⑦当地震发生时, 依据地震信息, 显示该场址所属行政区域的震度。同时, 系统会显示有量测到震度的测站, 提供使用者查询。

4 结 论

本文依据边坡灾害现象, 提出“边坡灾害维护生命周期”的动态管理程序。边坡生命周期防灾监测信息整合及可视化云平台数据库平台的目的, 为服务高灾害风险的边坡监测项目。

(1) “边坡灾害维护生命周期”的特性: 考虑时间序的规划、设计、施工、运营等阶段考虑防灾减灾, 并在运营阶段定期评估滑坡灾害, 以滑坡灾害空间分布扩散, 在运营阶段同时考虑大尺度空间的宏观灾害特性、中尺度空间的关注区域灾害变化、小尺度空间的高风险灾害场址等。

(2) “边坡四维监测项目信息查询及展示”模块: 以个别场址的“微环境”3D 虚拟地形模型为主, 建构及展示项目的地质及监测信息。使用者可藉由设定所需展示的时间区间, 展示监测信息在虚空间中的 4D 演变。

(3) “边坡环境信息查询”模块“架构在 GIS 平台, 为汇整监测场址所有相关”宏观环境“数据, 包含”雨量、台风、地震、地质、地形、灾害潜势等。

(4) “边坡安全快速展示”模块: 架构在 GIS 平台, 结合“宏观环境”信息, 混搭分析并呈现安全性以及相关信息查询。模块同时提供数个不同监测场址的基本项目信息以及安全状态。

参考文献:

- [1] United Nation Office for Disaster Risk Reduction. Economic Losses, Poverty & Disasters 1998—2017[R]. New York: United Nation, 2019.
- [2] 马建华, 胡维忠. 我国山洪灾害防灾形势及防治对策[J]. 人民长江, 2005, 36(6): 3 - 5. (MA Jian-hua, HU Wei-zhong, Disaster prevention condition and countermeasures of torrential flood disasters in China[J]. Yangtze River, 2005, 36(6): 3 - 5. (in Chinese))
- [3] 黄润秋. 20 世纪以来中国的大型滑坡及发生机制[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(3): 433 - 454. (HUANG Run-qiu. Large-scale landslides and their sliding mechanisms in China since the 20th century[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(3): 433 - 454. (in Chinese))
- [4] 马志飞. 中国滑坡灾害灾情分析及减灾对策[J]. 中国减灾, 2012(21): 14 - 15. (MA Zhi-fei. Landslide hazard analysis and mitigation plan in China[J]. China Hazard Mitigation, 2012(21): 14 - 15. (in Chinese))
- [5] 中国地质调查局地质环境监测院. 全国地质灾害通报(2016 年)[R]. 北京: 国土资源部, 2017. (China Institute of Geological Environmental Monitoring. Gology Hazard News (2016) [R]. Beijing: Ministry of Land and Resources, 2017. (in Chinese))
- [6] 徐洪雨, 王英宇, 宋桂龙. 高速公路边坡滑坡原因分析及防治对策——以京承三期高速公路(北京沙峪沟—市界段)

- 为例[J]. 中国水土保持科学, 2012, **10**(5): 84 - 89. (XU Hong-yu, WANG Ying-yu, SONG Gui-long. Causes and countermeasures to prevent and control slope landslide for freeway: the third period of Jingcheng freeway (Shayugou-city boundary section of Beijing)[J]. Science of Soil and Water Conservation, 2012, **10**(5): 84 - 89. (in Chinese))
- [7] 庄建琦, 崔 鹏, 葛永刚, 等. “5·12”汶川地震崩塌滑坡危险性评价——以都汶公路沿线为例 [J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(2): 3735 - 3742. (ZHUANG Jian-qi, CUI Peng, GE Yong-gang, et al. Risk assessment of collapses and landslides caused by “5·12” Wenchuan earthquake: a case study of Dujiangyan-Wenchuan highway[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(2): 3735 - 3742. (in Chinese))
- [8] 董 英, 孙萍萍, 张茂省, 等. 诱发滑坡的地下水系统响应历史与趋势——以甘肃黑方台灌区为例[J]. 地质通报, 2013, **32**(6): 868 - 874. (DONG Ying, SUN Ping-ping, ZHANG Mao-sheng, et al. The response of regional groundwater system to irrigation at Heifangtai terrace, Gansu Province[J]. Geological Bulletin of China, 2013, **32**(6): 868 - 874. (in Chinese))
- [9] 王述祥. 地质灾害对输电线路安全的影响及预防措施 [J]. 中国新技术新产品, 2013(20): 188 - 189. (WANG Chian-chu. The effect and prevention plan for geological hazard to the power transmission tower[J]. China New Technologies and New Products, 2013(20): 188 - 189. (in Chinese))
- [10] 余凤先, 谭光杰, 潘 峰, 等. 输电线路地质灾害危险性评估中需要注意的几个问题[J]. 电力勘测设计, 2010(1): 20 - 22. (YU Feng-xian, TAN Guang-jie, PAN Feng, et al. Several problems during appraisal of possibility of occurrence and harmfulness of geological disaster for overhead transmission line[J]. Electric Power Survey & Design, 2010(1): 20 - 22. (in Chinese))
- [11] 杨凯钧. 倾度监测组件受边坡环境影响的变异性验证试验研究[D]. 中国台湾: 中原大学, 2016: 42 - 43. (YANG Kai-Chun. Experimental study on variations of tilt monitoring devices due to the slope ambient impact[D]. Taiwan China: Chung Yuan Christian University, 2016: 42 - 43. (in Chinese))
- [12] 王淳謙, 赖世屏. 地层监测数据四维实境还原系统及其方法: TW201807433A [P]. 2018-03-01. (WANG Chwen-huan, LAI Chih-ping. Four-dimensional Reality Regeneration System of Underground Stratum Based on Monitoring Data and Method Thereof: TW201807433A [P]. 2018-03-01. (in Chinese))
- [13] 王淳謙, 赖世屏. 地层监测数据四维实境还原系统及其方法: TWI593992B [P]. 2017-08-01. (WANG Chwen-huan, LAI Chih-ping. Four-dimensional Reality Regeneration System of Underground Stratum Based on Monitoring Data and Method Thereof: Taiwan, TWI593992B [P]. 2017-08-01. (in Chinese))

本期广告索引

DOI: 10.11779/CJGE202001023

考虑颗粒排列的土体几何迂曲度模型

颜 翰¹, 滕继东^{1, 2}, 张 升^{*1, 2}, 盛岱超^{1, 2}

(1. 中南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410075; 2. 中南大学高速铁路建造技术国家工程实验室, 湖南 长沙 410075)

摘要: 迂曲度反映了流体在土颗粒中的流动路径, 是研究土体透水透气性质的重要参数。目前研究通常认为迂曲度仅与孔隙率有关, 但不同文献的迂曲度表达式存在一定差异, 造成差异的原因可能是存在其他影响迂曲度的因素。建立了流体在层流状态下通过正方形颗粒的物理模型, 通过确定颗粒间位置关系和流径的几何关系, 提出了迂曲度计算模型。同时, 对比结果表明本文模型的计算结果与数值模拟结果、文献中试验结果存在很好的一致性, 证明了模型的有效性。最后, 分析了颗粒排列分布对迂曲度的影响, 确定了迂曲度的取值区域。提出的模型证实: 颗粒的迂曲度不是孔隙率的单一函数, 排列分布也对迂曲度有影响。

关键词: 迂曲度; 孔隙率; 颗粒排列; 渗透

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)01-0195-06

作者简介: 颜 翰(1994—), 男, 硕士研究生, 主要从事冻土渗流方面的研究工作。E-mail: yanhanxy@csu.edu.cn。

Model for tortuosity of soil considering geometric arrangement of particles

YAN Han¹, TENG Ji-dong^{1, 2}, ZHANG Sheng^{1, 2}, SHENG Dai-chao^{1, 2}

(1. Department of Geotechnical Engineering, Central South University, Changsha 410075, China; 2. National Engineering Laboratory for High Speed Railway Construction, Changsha 410075, China)

Abstract: Tortuosity is an important parameter in studying the permeability of soil, which reflects the flow path of fluid in soil particles. In literatures, the tortuosity is considered to be solely related to the porosity of soil. However, the expressions for the tortuosity vary greatly in the previous studies. It may be caused by some other unconsidered factors. The physical model for fluid passing through square particles in laminar flow state is established in this study. The results show that the proposed model agrees well with the numerical simulation results and the experimental results in the literatures. Finally, the influences of particle arrangement and distribution on the tortuosity are analyzed, and the value region of the tortuosity is determined. It is concluded that the tortuosity of particles relates to the porosity of soil and the distribution of particles.

Key words: tortuosity; porosity; particle arrangement; permeability

0 引言

土体的透水透气性质, 一直是岩土工程的重要研究课题。利用渗透系数等参数表征土的透水透气性质是普遍采用的思路。渗透系数等主要从宏观角度, 体现了液体、气体与固体土颗粒之间复杂的相互作用, 也一定程度反映了颗粒间的孔隙状态。土体内部孔隙的状态是决定孔隙内流体运动状态的主要因素。因此, 了解孔隙状态是探讨渗透特性的关键。目前, 一般认为孔隙率与渗透性正相关; 不过土体整体的孔隙率并不能充分体现土体内部孔隙的复杂状态, 而土体内部的孔隙状态还取决于颗粒相对位置。因此, 探讨颗粒相对位置与颗粒间孔隙的关系, 可以直观了解孔隙的“通畅程度”。描述土体的“通畅程度”可以借鉴迂曲度的概念:

$$G = \frac{L_t}{L} \quad , \quad (1)$$

式中, L_t 为流体在多孔介质中的实际流径, L 为宏观压力梯度上的直线距离^[1]。迂曲度可以描述孔隙中流体的流动, 如 Brooks 等^[2]基于哈根-泊肃叶定律推导出孔隙中牛顿液体的流动满足

$$\bar{u} = \frac{n\bar{R}^2}{mcG^2} \frac{\Delta P}{L} \quad . \quad (2)$$

式中 \bar{u} 为平均流速; n 为孔隙率; \bar{R} 为孔隙平均水力半径; c 为孔隙形状系数(在平板模型中, c 取值为

基金项目: 国家自然科学基金优秀青年基金项目(51722812); 湖南省自然科学基金项目(2017JJ1033); 国家自然科学基金项目(51878665, U1834206); 铁路总公司重大研究计划项目(K2018G019)

收稿日期: 2019-02-22

*通信作者 (E-mail: zhang-sheng@csu.edu.cn)

3; 在圆形管道模型中, c 取值为 8); m 为流体动力黏度; L 为样品高度; ΔP 为 L 上的压力差。结合达西定律, 可得到渗透系数 k 的表达式:

$$k = \frac{n r g \bar{R}^2}{m c G^2} , \quad (3)$$

式中, r 为流体的密度, g 为重力加速度。同时, 有学者利用迂曲度, 并考虑土体孔隙率对气体自由大气扩散系数 D_0 的影响, 利用加强因子 η 来修正土中气体扩散系数 D_V ^[3]:

$$D_V = \frac{1}{G^2} \eta n D_0 . \quad (4)$$

很多学者认识到, 宏观易测的孔隙率和迂曲度存在正相关的关系, 并建立起一系列有关孔隙率和迂曲度的关系式 (如表 1 所示)。如 Comiti 等^[4]通过颗粒床流体试验, 得到孔隙率和迂曲度的经验公式, 当颗粒为球形时, 拟合系数 P 取 0.41, 当颗粒为立方体时, P 为 0.63。而 Mauret 等^[5]认为, 在球体和纤维组成的高孔隙率床的毛细管模型中, P 的值取 0.49。Koponen 等^[6]则通过自动格子气方法, 模拟了不可压缩牛顿流体通过自由排列的正方形颗粒的流动, 得到迂曲度和孔隙率的关系, 其中 0.8 为无物理意义的拟合参数。Koponen 等^[7]进一步考虑到存在渗透阈值 (即发生渗透现象的最小孔隙率), 提出新的拟合公式。Mota 等^[8]提出了关于球形颗粒混合物的迂曲度经验公式, 通过测定多孔介质的渗透系数可以确定 β 的取值是 0.4。综合而言, 这些工作基本上都增加了一些拟合参数, 虽然在一定程度上与试验结果拟合程度更好, 但是也忽略了模型的理论依据。

由于多孔介质中流体的真实流径不仅受颗粒间孔隙状态的影响, 也受流体本身的特性及其与固体间的相互作用影响。因此, Ghanbarian 等^[9]认为, 迂曲度应分为水力迂曲度和几何迂曲度两种: 水力迂曲度反映了流体的真实流径; 而几何迂曲度则简化了真实流径, 关注的是粒间孔隙本身。而孔隙状态取决于颗粒相对位置。Yu 等^[10]利用几何迂曲度可以建立颗粒-孔隙-流体渗透之间的定量联系, 从图像识别的角度提供一种研究渗透性的可能性。他们通过设定颗粒的排列, 利用几何分析, 得到了几何迂曲度和孔隙率之间的纯粹数学关系 (见表 1)。之后, Li 等^[11]提出了 Sierpinski Carpet 排列下迂曲度和孔隙率的关系式。两种排列对应的公式没有经验参数, 也能解释了迂曲度随孔隙率而变化的关系; 但是此模型只考虑了单一类型的颗粒排列形式, 存在一定的缺陷。

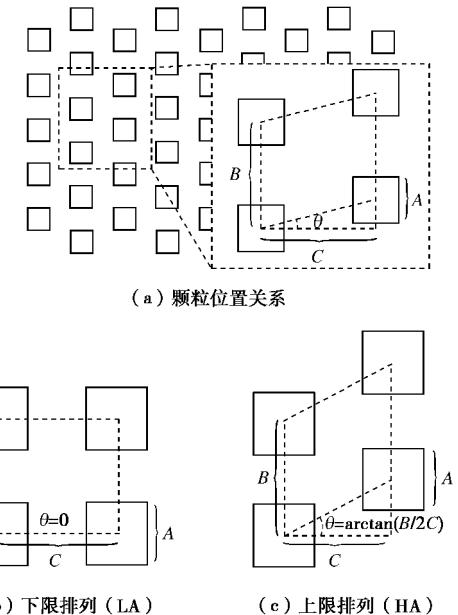
土体颗粒的实际排列非常复杂, 相同宏观孔隙率下, 颗粒排列的不同会导致迂曲度变化, 进而影响土体的渗透性。因此, 本文拟在 Yu 等^[10]工作的基础上,

建立考虑不同颗粒排列的几何迂曲度模型, 并与现有模型对照, 进一步阐述迂曲度的宏细观特性。

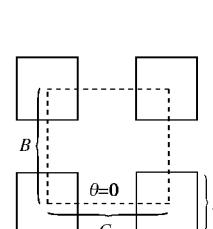
1 迂曲度模型的提出

为推导迂曲度的数学模型, 本文参考 Yu 等^[10]建立的模型, 假定如下: ①颗粒为正方形颗粒, 大小相等; ②流动液体为牛顿液体, 流动状态为层流。

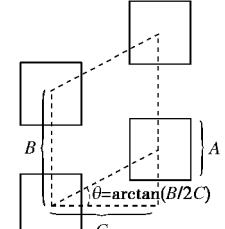
当土体的颗粒均匀分布时如图 1 (a) 所示, 图中 A 为土颗粒的长度, C 为流动方向两土颗粒之间的距离, B 为垂直流动方向两土颗粒之间的距离, 且可以定义各向异性参数 $m=B/C$, θ 为第三颗粒的水平夹角, θ 的取值范围为 $0 \sim \arctan(B/2C)$, 当 θ 为 0 时记为下限排列 (LA), 当 θ 为 $\arctan(B/2C)$ 时记为上限排列 (HA), 如图 1 (b), (c) 所示, 并定义 θ 为阻碍参数。各向异性参数 m 和阻碍参数 θ 决定了颗粒的相对位置, 即颗粒的排列关系。



(a) 颗粒位置关系



(b) 下限排列 (LA)



(c) 上限排列 (HA)

图 1 颗粒分布位置图

Fig. 1 Schematic diagram of particle arrangement

孔隙、土颗粒的关系满足

$$n = \frac{V_t - V_s}{V_t} = \frac{BC - A^2}{BC} , \quad (5a)$$

$$BC = \frac{A^2}{1-n} , \quad (5b)$$

式中, V_t 为计算区域面积 (图 1(a) 平行四边形区域), V_s 为计算区域内颗粒面积。根据各向异性参数 m 的定义, 有

$$\frac{A}{C} = \sqrt{(1-n)m} . \quad (6)$$

在计算流径时, 假设颗粒中流体按照图 2 (a) 所示的情况流动。由于假定为层流, 在统计流径时, 根

表1 迂曲度公式表

Table 1 Formulas for tortuosity

公式	文献来源	相关参数
$G = 1 - P \ln n$	Comiti 等 ^[4]	P 为拟合系数
$G = 1 + 0.8(1 - n)$	Koponen 等 ^[6]	0.8 为拟合参数
$G = 1 + a \frac{1 - n}{(n - n_c)^m}$	Koponen 等 ^[7]	a, m 为拟合参数, $a=0.65, m=0.19, n_c=0.33$
$G = n^{-b}$	Mota 等 ^[8]	β 为拟合参数, $\beta=0.4$
$G = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{1}{2} \sqrt{1-n} + \sqrt{1-n} \sqrt{\frac{\left(\frac{1}{\sqrt{1-n}} - 1 \right)^2 + \frac{1}{4}}{1 - \sqrt{1-n}}} \right]$	Yu 等 ^[10]	无
$G = \left(\frac{19}{18} \right)^{\ln n / \ln (8/9)}$	Li 等 ^[11]	无

据流径形态可以划分成为 3 个区域, 如图 2 (b) 所示。其中, 区域 I, III 的流径可记为 $A/2$, 区域 II 中最长流径 L_{\max} 为 $a_1 d_1$ 之间的流径, 最短路径 L_{\min} 为 $a_2 d_2$ 之间的流径。

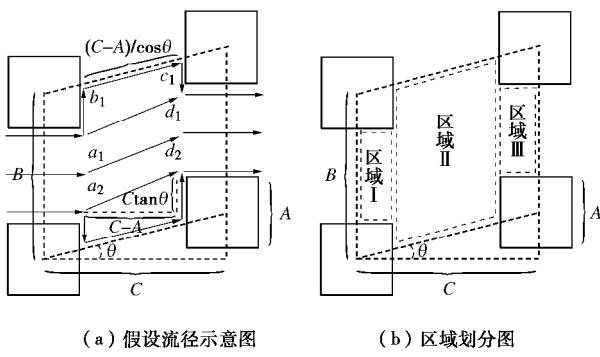


图 2 颗粒间流体的流动路径

Fig. 2 Assumed flow paths in soil particles

在区域 II 中, 流体在 $a_1 d_1$ 间流径有最长路径 $L_{a_1 d_1}$ 和最短路径 $L_{a_1 d_1}$, 取平均值作为 L_{\max} 的长度:

$$L_{\max} = 0.5 \left(\frac{C-A}{\cos q} + A + \sqrt{(C-A)^2 + C^2 \tan^2 q} \right). \quad (7)$$

最短路径 L_{\min} 为

$$L_{\min} = \sqrt{(C-A)^2 + C^2 \tan^2 q}. \quad (8)$$

由式 (7), (8) 可得, 区域 II 中流体在空隙间的平均流径为

$$\bar{L} = \frac{L_{\max} + L_{\min}}{2} = L_1 = 0.25 \left(\frac{C-A}{\cos q} + A \right) + 0.75 \sqrt{(C-A)^2 + C^2 \tan^2 q}. \quad (9)$$

在实际情况下, 在颗粒的排列中, 颗粒与颗粒之间会存在相互重叠的情况, 当颗粒完全重叠后, 区域 I, III 的流径不能考虑进总流径的计算, 只需计算区域 II 的流径长度。

如果不考虑不同颗粒之间的重叠, 迂曲度 G_1 可以表示为区域 I, II, III 内流径之和与 C 的比值:

$$G_1 = \frac{\bar{L} + A}{C}. \quad (10)$$

当颗粒为完全重叠时, 迂曲度 G_2 的表达式为区域 II 内流径与 C 的比值:

$$G_2 = \frac{\bar{L}}{C - A}. \quad (11)$$

对式 (10) 和 (11) 取平均值, 可以得到正方形分布颗粒的迂曲度为

$$G = \frac{1}{2}(G_1 + G_2) = \frac{2 - \frac{A}{C}}{8 \cos q} + \frac{\frac{A}{C}}{8 \left(1 - \frac{A}{C} \right)} + \frac{5A}{8C} + \frac{3}{8} \left(\sqrt{\left(1 - \frac{A}{C} \right)^2 + \tan^2 q} + \sqrt{\tan^2 q / \left(1 - \frac{A}{C} \right)^2 + 1} \right). \quad (12)$$

将式 (5b) 代入式 (12), 得到最后的表达式:

$$G = \frac{2 - \sqrt{(1-n)m}}{8 \cos q} + \frac{\sqrt{(1-n)m}}{8(1 - \sqrt{(1-n)m})} + \frac{5}{8} \sqrt{(1-n)m} + \frac{3}{8} \left[\sqrt{(1 - \sqrt{(1-n)m})^2 + \tan^2 q} + \sqrt{\tan^2 q / (1 - \sqrt{(1-n)m})^2 + 1} \right]. \quad (13)$$

式 (13) 即为迂曲度的计算模型, 考虑了孔隙率和颗粒排列对迂曲度的影响。其中, 各向异性参数 m 和阻碍参数 θ 共同描述了颗粒间的排列情况。式 (13) 表明, 因为颗粒排列的影响, 相同孔隙率 n 下的迂曲度存在上限值和下限值, 对应上限排列 (HA) 和下限排列 (LA), 从而得到迂曲度的取值范围, 以适应不同的颗粒排列情况, 更具有普遍性和适用性。

2 基于数值模拟的迂曲度模型验证

目前, 迂曲度不能直接通过数值计算软件进行模拟分析。因此, 本文根据渗透系数与迂曲度的关系, 通过数值求解渗透系数来进一步确定其迂曲度。

本文运用 COMSOL Multiphysics 软件, 模拟牛顿

液体在层流状态下通过正方形颗粒, 来反映土的渗流, 如图 3 所示。正方形空白颗粒视为是土颗粒, 并为液体环绕。模型考虑两种极限排列形式, 上限排列 (HA) 和下限排列 (LA)。模型左侧为水流入口, 右侧为水流出口, 左右边界设为对称边界, 在颗粒组左端和右端区域设置探针, 测试其流量和水头差。

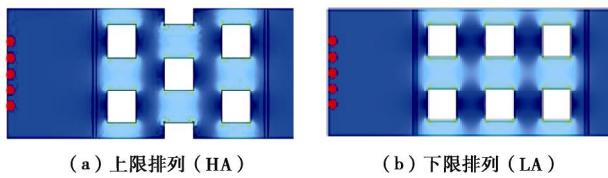


图 3 数值计算模型示意图

Fig. 3 Schematic diagram for numerical model

由达西定律可知, 土体的渗透系数为

$$k = \frac{Qrg}{A_s \Delta p} \quad , \quad (14)$$

式中, Q 为流量, rg 为流体的重度, A_s 为土体面积, Δl 为土体高度, Δp 为压力差。计算时间为 30 s, 模型在计算到第 30 秒时, 流量和流速已经达到稳定, 也即达到稳定流。将数值模拟计算得到的稳定流量和水头差以及其他参数带入达西定律, 可以求解得到对应颗粒排列下的渗透系数。数值计算涉及的参数如表 2 所示。

表 2 数值计算参数表

Table 2 Inputs for numerical computation

参数	取值
$r \frac{\partial u}{\partial t} + r(u \cdot \nabla)u = \nabla \cdot [-pI + m\nabla u + m(\nabla u)^T] + rF r \nabla \cdot (u) = 0$	
求解方程	黏性不可压缩流体运动方程: ρ 为流体密度, u 为流速, F 为质量力, μ 为动力黏度, I 为单位张量
流体性质	水
入口压强/Pa	0.1 Pa (保证雷诺数小于 5)
入口长度/cm	8
颗粒边长/cm	1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0
$\Delta l/cm$	0.12
雷诺数	小于 5

根据式 (3), 可以得到渗透系数与迂曲度的关系。考虑到数值模拟模型是一个平面二维平行板间层流模型, 式 (3) 变为

$$k = \frac{n'b^2rg}{mcG^2} \quad . \quad (15)$$

式中 n' 为截面孔隙面积占截面面积之比; b 为颗粒间空隙大小; n' , b , G 受孔隙率和颗粒排列影响。因为颗粒排列会影响孔隙的形状系数 c , 不同颗粒排

列对应的 c 的取值不同, 而相同排列下的 c 可以视为是相同的, 其中: HA 对应的 c 为 7.6, LA 对应的 c 为 6。

在相同颗粒排列下, 通过改变孔隙率 n 获得的不同的渗透系数 (数值模拟解和理论计算解)。在数值模拟中, 改变孔隙率 n 是通过固定颗粒位置, 改变颗粒边长 A , 进而改变孔隙率 n , 边长 A 和其他参数的取值如表 3 所示。理论求解是根据数值模拟中对应的参数代入到公式 (15) 求解, 最终比较模拟解和理论解, 从而验证本文模型的合理性。

表 3 理论模型参数取值表

Table 3 Values of parameters in theoretical model

变化参数	取值	其他参数
n	0.4375, 对应 $A=0.03$ 0.6094, 对应 $A=0.025$ 0.75, 对应 $A=0.02$ 0.8594, 对应 $A=0.015$ 0.9375, 对应 $A=0.01$	HA 排列: $\theta = \arctan(1/2)$ $m=1c=6$ LA 排列: $\theta=0$ $m=1c=7.6$

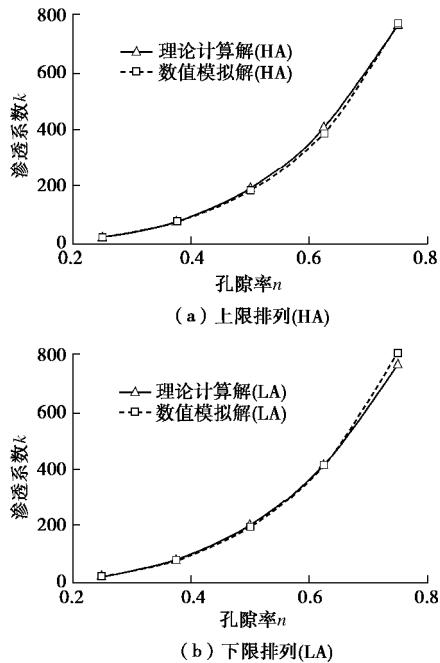


图 4 理论值与数值模拟值对比

Fig. 4 Comparison between theoretical and numerical results

通过对理论计算和数值模拟的结果, 表明二者具有很高的一致性, 证明本文提出的理论求解得到的公式具有较高的精确度。需要指出的是, 本文模型考虑了颗粒排列的影响, 为深入讨论迂曲度和渗透性的关系提供了一种可行的思路。此外, 本文模型中的颗粒或者孔隙尺寸不是指颗粒或者孔隙的真实尺寸, 而是相对尺寸。颗粒的实际尺寸不是影响迂曲度的因素, 影响迂曲度的是颗粒的相对尺寸。孔隙率较高, 或者说颗粒相对于孔隙较小时, 颗粒大小对迂曲度的贡献

很小, 大多数流径可以近似看成是直线, 此时迂曲度接近于 1。当孔隙率较低时, 颗粒相对于孔隙来说是较大的, 颗粒大小对迂曲度的贡献很大, 此时迂曲度急剧增大。

3 迂曲度模型的分析

对比前人的模型, 本文提出的迂曲度模型考虑了颗粒排列的影响, 因此在相同孔隙比下, 可能存在不同的迂曲度。与表 1 所列其他模型进行对比, 计算结果如图 5 所示。结果表明, 大部分文献中迂曲度模型的计算结果都落在本文模型的区域内。表明本模型的迂曲度既包含了孔隙率的影响, 也考虑了颗粒排列的影响。此外, 土体颗粒的排列复杂, 无法用统一的排列方式表征, 本模型能够给予迂曲度一个变化区间, 更加具有合理性。

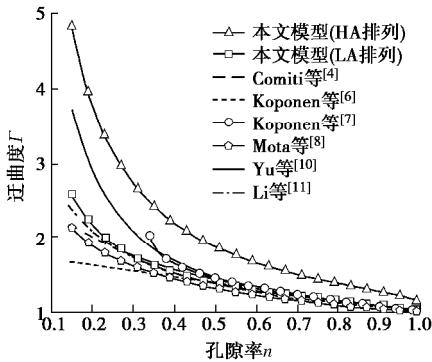


图 5 不同迂曲度模型计算结果对比

Fig. 5 Comparison between model predicted results of different tortuosity

同时图 5 的结果表明, 当孔隙率较低时, 颗粒上限排列的迂曲度远大于下限排列的迂曲度, 两种排列的迂曲度大小差异较大。从实际分析, 上限排列足够紧密时, 流径将大大增加, 流体很难流动; 而下限排列即使再紧密, 存在可以流动的通道。随着孔隙率增大, 颗粒两种排列的迂曲度大小趋于一致, 说明当孔隙率较大时, 颗粒对流体的阻碍将减弱, 流体可以更加顺畅地穿过颗粒。

在式 (13) 的迂曲度模型中, 共有 3 个参数, 即孔隙比 n 、各向异性参数 m 和阻碍参数 θ 。孔隙比主要由颗粒大小和颗粒间距离决定, 属于宏观量。各向异性参数和阻碍参数则主要决定了颗粒排列, 也意味着在相同孔隙比的条件下, 会显著影响迂曲度, 下文将分别进行讨论。

3.1 各向异性参数 m 与迂曲度的关系

前文假设中, 流体是从 B 侧流入颗粒; 但是流体从 B 侧流入颗粒和从 C 侧流入颗粒, 对应的迂曲度应是不相同的, 即所谓的各向异性。式 (13) 中, 改变流体进入颗粒的方向相当于改变 m 大小, 即改变 m 大

小可以描述土体的各向异性。在颗粒为下限排列的情况下($\theta=0$), 颗粒排列呈各向同性时, $m=1.0$ 。颗粒排列呈各向异性时, 先假设流体是从 B 侧流入颗粒, $m=0.8$, 即 $B=0.8C$; 当流体从 C 侧流入颗粒, 此时 C 为图 1 (b) 中的 B , 模型对应的 BC 关系为 $C=0.8B$, $m=1.25$ 。

将上述 m 值代入式 (13), 结果如图 6。当孔隙率 n 较小时, m 值越大的迂曲度越大; 当孔隙率 n 较大时, 迂曲度都趋近于 1, m 对迂曲度的影响减小。当 $n=0.25$ 时, $m=0.80$ 对应的迂曲度为 1.5, 而 $m=1.25$ 对应的迂曲度为 4.5, 反映到渗流中就是流体从一个方向上很难通过, 但是仍然能够顺畅地从另一个方向通过颗粒。计算结果表明, 即便相同的土样, 不同渗流方向的迂曲度不同, 从而导致渗透系数不同。

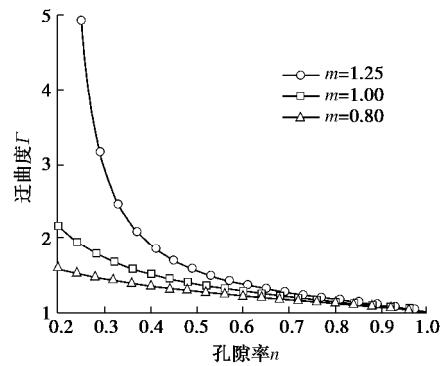


图 6 不同 m 对应的迂曲度变化

Fig. 6 Influences of variable m on tortuosity

3.2 阻碍参数 θ 与迂曲度的关系

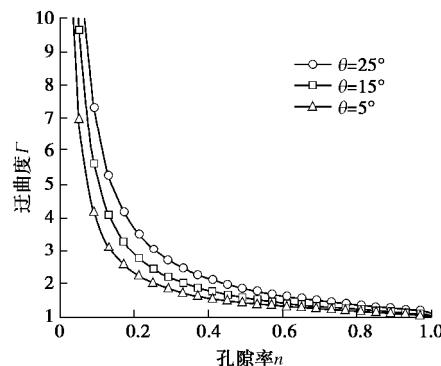
当其他参数相同时, 通过改变 θ , 会得到不同的颗粒排列。当 m 恒定为 1, 改变 θ 值的大小, 可以得到的结果如图 7。由图 7 可知: 相同的孔隙率下, θ 越大, 对应的迂曲度越大。当孔隙率 n 较小时, 颗粒 θ 越大的迂曲度越大; 当孔隙率 n 较大时, 迂曲度都趋近于 1, θ 对迂曲度的影响很小。

3.3 考虑颗粒排列影响的简便迂曲度表达式

式 (13) 考虑了颗粒排列影响的迂曲度表达式, 但在实际应用中, 各项异性参数和阻碍参数难以确定, 不方便使用和推广。由图 5 可以得到由式 (13) 确定的迂曲度取值范围, 在 Yu 等^[10]提出的公式进行比较, 引入反映颗粒排列对迂曲度的影响的系数 I , 可以得到

$$G_1 = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{1}{2} \sqrt{1-n} + \sqrt{1-n} \frac{\sqrt{\left(\frac{1}{\sqrt{1-n}} - 1 \right)^2 + \frac{1}{4}}}{1 - \sqrt{1-n}} \right]. \quad (16)$$

式中, I 的取值介于 0.7~1.3, 随孔隙率变大, 取值越靠近 1。 I 是拟合参数, 其取值是根据式 (13) 确定的取值范围而确定。

图 7 不同 θ 对应的迂曲度变化Fig. 7 Influences of variable θ on tortuosity

4 结 论

迂曲度在土体透水、透气特性的研究中具有重要意义,但是由于影响迂曲度的因素复杂,其求解目前仍无统一的公式。本文从考虑颗粒的分布的角度入手,建立了新的迂曲度模型,得到以下3点结论。

(1) 土体中迂曲度的影响因素复杂,不仅受孔隙率影响,还受到颗粒排列的影响。

(2) 本文提出的模型,其求解的上下限分别对应上限排列和下限排列两种颗粒排列方式,通过与数值模拟结果和文献模型的计算结果进行对比结果表明而且大多数文献模型计算结果均落在本模型给出取值范围内,同时理论模型计算结果与数值计算结果吻合较好,证明了新模型的有效性。

(3) 基于模型的参数分析表明:当孔隙率较小,土体比较紧密时,颗粒排列和孔隙率对迂曲度的影响起主导作用,而随着孔隙率增大,土体变疏松,颗粒排列对迂曲度的作用减小,不同颗粒排列对应的迂曲度趋于一致。

本文模型研究了颗粒排列对迂曲度的影响,为迂曲度的确定提供了一个途径。

参 考 文 献:

- [1] 员美娟. 多孔介质中流体的若干流动特性研究[D]. 武汉: 华中科技大学, 2008. (YUAN Mei-juan. Research on Some Flow Properties of Fluid in Porous Media[D]. Wuhan: Hua

Zhong University of Science and Technology, 2008. (in Chinese))

- [2] BROOKS R H, COREY A T. Hydraulic properties of porous media[J]. *Hydrol Pap*, 1964, **3**(1): 352 – 366.
- [3] SHACKELFORD C D, MOORE S M. Fickian diffusion of radionuclides for engineered containment barriers: diffusion coefficients, porosities, and complicating issues[J]. *Engineering Geology*, 2013, **152**(1): 133 – 147.
- [4] COMITI J, RENAUD M. A new model for determining mean structure parameters of fixed beds from pressure drop measurements: application to beds packed with parallelepipedal particles[J]. *Chemical Engineering Science*, 1989, **44**(7): 1539 – 1545.
- [5] MAURET E, RENAUD M. Transport phenomena in multi-particle systems: I limits of applicability of capillary model in high voidage beds-application to fixed beds of fibers and fluidized beds of spheres[J]. *Chemical Engineering Science*, 1997, **52**(11): 1807 – 1817.
- [6] KOPONEN A, KATAJA M, TIMONEN J. Tortuous flow in porous media[J]. *Phys Rev E Stat Phys Plasmas Fluids Relat Interdiscip Topics*, 1996, **54**(1): 406 – 410.
- [7] KOPONEN A, KATAJA M, TIMONEN J. Permeability and effective porosity of porous media[J]. *Phys Rev E*, 1997, **56**: 3319 – 3325.
- [8] MOTA M. Binary spherical particle mixed beds: Porosity and permeability relationship measurement[J]. *Filtration Society*, 2001, **1**(4): 101 – 106.
- [9] GHANBARIAN B, HUNT A G, EWING R P, et al. Tortuosity in porous media: a critical review[J]. *Soil Science Society of America Journal*, 2013, **77**(5): 1461 – 1477.
- [10] YU B M, LI J H. A geometry model for tortuosity of flow path in porous media[J]. *Chinese Physics Letters*, 2004, **21**(8): 1569 – 1571.
- [11] LI J H, YU B M. Tortuosity of flow paths through a sierpinski carpet[J]. *Chinese Physics Letters*, 2011, **28**(3): 34701 – 34703.

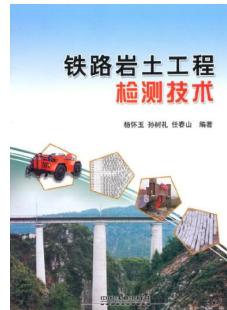
软岩岩土填筑高铁路堤施工及养护研究

——评《铁路岩土工程检测技术》

谢 放

(合肥铁路工程学校, 安徽 合肥 230000)

高铁又称高速铁路, 其时速超过 250 公里每小时, 高铁的起源最早可追溯到日本的新干线。新干线的竣工并通车标志着全球高铁运输时代的到来, 随后世界各国便纷纷修建起高铁。相对于其他国家而言, 我国高铁起步较晚, 但我国的高铁技术发展较为迅速。随着时间的推移, 我国高铁技术不断得到发展, 如今我国的高铁技术已日臻成熟, 先进可靠的高铁技术在世界范围内远近闻名。我国的高铁不仅渐渐演变为我国国民进行长途旅行的主要出行方式, 而且还畅销海外, 并在国际市场中获得良好的口碑。由此可见, 我国高铁已取得了较为卓越的成就。如何兼顾列车的速度和安全, 让高铁在保证安全的前提下高速运行是衡量高铁发展的一个重要指标。在诸多影响高铁安全性的因素中, 铁路路堤的稳定性是一个不可忽视的因素。高铁路堤工程是铁路工程的一个重要部分, 其工程质量与高铁运营安全密切相关, 因此研究高铁路堤施工及养护具有重要意义。我国地质条件较为复杂, 软岩岩土是我国在建设高铁过程中可能会遇到的一种地质条件, 故研究软岩岩土填筑高铁路堤施工及养护势在必行。路堤的安全性除了跟施工密切相关以外, 还与检测息息相关。因此, 在建好路堤后, 对其进行检测也是一个必要环节。路堤的检测工作需建立在掌握一些铁路岩土工程检测技术的基础之上。由杨怀玉、孙树礼、任春山共同编著的《铁路岩土工程检测技术》一书详细介绍了各类工程的检测方法, 如路基工程、地基工程、桩基工程等, 并附以一些较为典型的实例分析和相关注意事项。该书由中国铁道出版社于 2010 年 12 月出版发行, 其对高铁相关工作者检测软岩岩土填筑高铁路堤具有一定指导意义。



该书共分为五个部分。第一部分为总论, 主要从铁路岩土工程检测技术的基本概念、现实性、组织与实施、发展四方面着手, 详细介绍铁路岩土工程检测技术的有关知识。第二部分为桩基工程检测, 首先简要概述桩的概念、分类、特点, 接着系统阐释各种常用检测方法的特点、适用范围、原理, 并就每种常用检测方法辅以工程实例进行分析。第三部分深层次解析多种加固处理后的地基工程检测方法, 如静力触控、圆锥动力触控、弹性波法等。第四部分以隧道工程检测为研究对象, 着重介绍地质雷达法和声波法两种检测方式。第五部分以路基本体检测和边坡工程检测为研究视角对其他岩土工程构筑物检测进行深入探究。该书详细介绍了多种铁路工程检测技术, 其可为高铁工作者对路堤进行检测提供技术与理论等方面的借鉴。本书针对不同的铁路岩土工程对象采用不同的检测方法, 这启示着相关高铁工作者在研究路堤填筑工作时要根据路堤地基实地情况, 因地制宜, 对不同地质条件采取不同的填筑方式, 做到具体问题具体分析。

在采用软岩岩土对路堤进行填筑时, 其在施工技术方面具有较为严格的要求。为保证填土满足变形的条件和强度, 填料、压实度是两个必不可少的考虑因素。在施工时一方面要考虑填料的水分含量。采用软岩岩土作为填料填筑路堤, 在爆破前处于表层的粘性土水分含量较高, 处于里层的风化岩水分含量则较小。通常在爆破后采用挖掺混装这种方式可以使软岩岩土的水分含量达到最佳状态, 即 10.3%。旱季时, 由于天气较为干燥, 软岩岩土的含水量偏小, 因此在铺平填层后可适度洒水, 控制水分含量, 保证静置时间超过十个小时以上再实施碾压工作。雨季时, 应将含水量控制在 10.3% 左右, 以避免水分含量过高将其浸泡, 导致粘性过高等问题, 不利于工程施工。另一方面还要考虑压实度。路堤可分为浸水和不浸水两部分, 对于将浸水部分而言, 应将其本体压实度控制在 0.96 左右, 不浸水那一部分则应保证地基系数高于 130 MPa/m, 确保孔隙率低于 30%, 对于底层 2.3 米的基床, 应确保其地基系数高于 150 MPa/m, 孔隙率仍然低于 30%。此外还要对填筑的填料粒径、压实次数、分层厚度等进行严格管控。只有严格按照施工技术方面的标准进行施工才能更好地完成软岩岩土填筑高铁路堤工作, 最大限度上保证工程质量。在竣工后对路堤进行养护对高铁的稳定运营也尤为重要, 故对其进行养护亦十分必要。

高铁路堤养护周期长且连续性强, 要实现对其进行长时间有效的养护, 应组建一支专门的路堤养护队, 将养护工作落实到个人身上, 进一步明确责任, 确保路堤有人所养。经济基础决定上层建筑, 要使路堤得到有效养护, 除了建立养护队外, 还应确保充足的养护资金, 为养护工作提供保障。一方面政府是路堤养护的主要责任人, 因此路堤养护资金的筹集工作应由政府负责。并且政府应对养护工作进行监督和指导, 可在工作考核中加入路堤养护工作这一指标。另一方面政府的力量是有限的, 所以应发动社会各行各业的力量, 实行多种融资方式, 形成以政府为主社会各界人士为辅的融资方式, 使筹资渠道得到有效拓宽, 从而为路堤养护提供资金保障。

如今高铁行业飞速发展, 如何确保高铁稳定、安全运行是高铁相关工作者不得不面临的一道严峻考验。高铁路堤与高铁稳定安全运行有着密切的联系, 因此应高度重视路堤的施工及养护工作。检测是路堤建设过程中不可逾越的一道工序, 掌握相关检测技术确有必要。《铁路岩土工程检测技术》一书是研究岩土工程检测技术的一部优秀著作。

作者简介: 谢 放(1982—), 女, 河北辛集人, 硕士, 高级讲师, 研究方向: 交通运输。

弹性格构式梁挠曲变形原理与防护措施

——评《输电线路跨越施工典型方案》

王仕俊，杨晶，姜明军

(国网甘肃省电力公司经济技术研究院，兰州 730050)

随着经济的发展，科学技术的广泛应用，我国电力事业发展飞速，并取得重要成果，对社会发展、人民生活水平的提高起到不可磨灭的作用。新世纪以来，国家高度关注电力行业的发展，强调有效规划电力系统和电网建设，为国家发展，社会进步，人民生活水平提供重要保障。如何进行电力系统的科学规划和电网建设的有效管理，是中国电力行业发展亟待解决的问题。我国幅员辽阔，电力事业的建设与发展，离不开先进的输电线路跨越架施工技术。因此，电力行业企业必须高度关注及重视输电线路施工过程中的施工设备与施工流程，塔接与拆卸跨越架技术施工技术，保证电力工程建设的安全及稳定性，满足我国社会发展的电力需求。



我国疆土辽阔，地形复杂多变，地域也不尽相同。因此，电力输送跨越建设工程存在极大风险与困难。由白林杰著，中国电力出版社出版的《输电线路跨越施工典型方案》一书，以河北电力公司为例，对电力跨越建设情况进行了详细的解读与介绍。该书介绍了跨越电气化铁路、非电气化铁路、高速公路，国道、省道、县道、河道以及电力线路的手续办理流程和需要准备的资料。详细分析了跨越施工风险，并制定风险预测及控制措施、安全作业票和班前会制度，同时制定文明施工与环保、质量控制措施及事故发生后现场处置应急方案。本书列举电力输送跨越工作施工过程中，电力线路跨越建设工作中应用的杆塔跨越架、金属格构式跨越架、金属格构与铁塔结合式跨越架的跨越架型式、双面多排桁架、双面双排桁架、双面单排桁架、单面单排桁架的适用范围及施工方案。

该书内容编写对电力跨越施工建设有巨大的实用价值。在实施电力跨越工作建设过程中，跨越架的型式选用、了解掌握其适用范围、工作原理，制定施工方案有着至关重要的作用。掌握弹性格构式梁挠曲变形的能量变分原理，对进行电力跨越施工过程中对塔接和拆卸施工技术有很大的帮助作用。弹性格构式输电塔通过将塔身设置为多个塔身节段，塔身节段之间连接采用四方形的固定框架，利用固定框架来改变该弹性模型的刚度，另外根据塔身节段的多少来调整输电塔弹性模型的高度，减少了常规方法的繁琐及不准确性，满足此类结构弹性风洞试验的要求。

由于我国地形复杂，输电线路不停电跨越架线的施工对输电塔的构建和选择会因多种因素而发生改变。《输电线路跨越施工典型方案》介绍的电力跨越工程中应用的杆塔跨越架、金属格构式跨越架、金属格构与铁塔结合式跨越架、双面多排桁架、双面双排桁架、双面单排桁架以及单面单排桁架的5种型式跨越架案例，系统又具体地分析了它们的适用范围和施工方案。该部分内容的编写对从事于送电线路施工的工程技术人员、管理人员有极大的现实意义，同时对相关专业的监理、设计、运检及管理人员有很大的参考作用。

当前国内输电线路跨越建设工作中，电塔构件的主要材料是单角钢、双肢和四肢组合角钢构件。在输电线路跨越建设工作中涉及的弹性格构式梁、柱易因受力不均而影响其电塔构件稳定性。如何减少和防范其受力不均的情况，并思考相关的防范措施和技术改进，提高输电线路建设的成功性与稳定性，是电力行业研究者必须直面的问题。在输电线路跨越建设工作中，弹性格构式梁、柱的应用贯穿输电塔的建设与使用。相关实验表明，组合钢角分肢受力不均是导致截面弯矩产生的主要原因，也是影响其稳定性的主要因素。电塔中的钢板构件易于受力、受压不均而产生的弯曲失稳、截面分肢受力不均等问题，都局部或整体影响它的稳定性。弹性格构式梁、柱的稳定影响着电塔跨越架的稳定，是决定输电线路跨越工作的成功的关键所在。

当前中国输电塔的设计方法主要依据电力行业技术标准，进行设计试验，分析其受力作用以及影响其稳定因素，如何减少和防止弹性格构式梁、柱的变形程度，是输电线路不停电跨越施工技术的重要研究部分。电力行业研究者、设计者、施工人员等相关工作人员对该问题从工程设计、精准计算、技术改良、运输管理以及施工技术等诸多方面进行调整、改进及创新，因地制宜创造出适合中国发展的电力工程建设技术，为提升我国的基础电力设施，提高人民生活水平和带动我国科技发展提供技术保障。

经济不断发展，社会不断进步，社会发展、人类生活对电力的需求量不断增加，同时使输电负载量不断增大，输电线路不停电的跨越架施工技术在建设电力事业中起到关键的作用。有效的输电线路不停电跨越架施工技术的应用不仅减轻减轻输电负载量的问题，还减少停电事故的发生，为输电线路的安全和稳定运行提供安全保障，为保证人们基本生活需求以及经济、技术可持续发展提供技术基础。电力企业必须高度重视输电线路跨越架的施工技术的发展和研究，提高其安全性和稳定性，满足社会发展的电力需求，加快促进电力行业的发展。

作者简介：王仕俊（1988—），男，甘肃民勤人，硕士，工程师，研究方向：电力系统规划及电网建设管理。

舰船上层建筑振动特性的数学模型设计研究

——评《建筑里的数学秘密》

孟 蕾

(吉林省体育运动学校, 长春 130022)

随着21世纪现代化进程的加快,各国间的竞争越来越激烈,国际形势越发复杂。我国积极开展了一系列以现代化信息技术为核心的科学技术改革,促进了多个领域发展。从军事领域来看,先进科学技术的广泛应用,提升了我国军事力量,对增强我国综合国力和国际竞争力起着重要作用。海洋是我国领土的一部分,通过应用科学技术不断提升军事装备,主要包括海军、舰艇、舰船等,运用到的复杂技术能够集中反映国家的工业水平和科研成果。不仅是我国增强海洋军事力量和维护我国领土主权的重要途径,也是全面促进我国综合实力与国际地位提升的重要方式。舰船是由主船体和上层建筑组成复杂弹性结构,在运行的过程中整个舰船结构都会受到诸如波浪、螺旋桨以及动力机械所产生的振动的影响。上层建筑大多采用钢材或铝材,承受振动的能力较弱,是精密仪器安装和船员工作的主要场所。振动的幅度的大小直接影响着舰船机械设备的损坏程度与使用寿命,甚至对舰船工作人员的身体健康和生命安全存在着一定的威胁。因此,针对存在的舰船振动的情况,研究舰船上层建筑振动特性的数学模型设计的问题有着关键作用。



《建筑里的数学秘密》一书共四个章节。第一章建筑物数学计算,介绍了透视学的建筑应用、等差数列在建筑中的应用、迷宫里的数学原理、差之毫厘的建筑悲剧、房间怎样才能向阳呢、长脚的房子、房屋的面积有多大、完美建筑里的数学原理、哪些是对称建筑、黄金比例的建筑的内容。第二章以建筑里的几何美为主题,对各种形状的建筑、奇特的三角型建筑、超强承重的拱形建筑、楼房里的图形、四四方方的建筑、大宅门里的数学、圆形建筑模式、建筑中的几何美、数学水立方等内容进行了概述。第三章围绕建筑风格里的数学,展开了建筑上的拓扑学、什么是哥特式建筑、什么是巴洛克式建筑、建筑大师一贝聿铭、风水离不开数学、园林建筑的艺术高度、优美的星海音乐厅、奇特的悉尼歌剧院、包含数学计算的巴黎卢浮宫、央视“大裤衩”大楼的阐述。第四章世界建筑之最,论述了建筑之最高塔、神奇魅力的金字塔、2000年前的神奇大剧场、古建筑群之最—故宫、埃菲尔铁塔的浪漫、运动的摇篮—鸟巢、金字塔的测算数据与数学的具体内容。

《建筑里的数学秘密》一书是收集了多位专家与学者的智慧结晶与理论成果。该书结构清晰,内容全面,通过四个主题鲜明的章节,将多个与数学相关联的小故事串联起来,涉及科技发明、数学趣味、建筑博览、历史回顾、物理原地、时间之谜等多方面的内容,力求展现一个丰富多彩的数学世界,有利于开阔读者的眼界,帮助读者奠定必要的基础理论知识。该书语言简练,目的明确,通过简洁的文字向读者直接的阐述了理论知识,结合适时的启发性的语句,力求在传授相关理论知识的基础上,进一步引导读者展开思考与探索。同时,该书配有大量的精美图片,细腻且真实的为读者描绘出一幅幅生动形象的画面,有利于读者直观的学习数学知识,使全书富有极强的趣味性,能够引起读者阅读与学习的兴趣。阅读全书,发现可为舰船上层建筑振动特性的数学模型设计的研究提供以下参考。

第一,综合分析国内外构建数学模型的经验,使用多样化的数学公式与算法。明确针对舰船上层建筑特性构建的数学模型是在大量的数据计算的基础上进行设计的,要通过各种数学算法计算上层建筑的振动频率,并对得到的理论数据进行分析。从国内外对上层建筑的振动特性的研究情况以及设计模型的经验来看,并未深入探讨这两种算法的计算精度。经验公式算法和有限元法是当前计算振动频率的方法,由于上层建筑并不是一个孤立的结构,以往单一的算法无法全面地进行计算,计算结果的不准确会直接影响整个数学模型的设计。根据上层建筑结构的复杂性特征,利用多样化的数学计算公式,使多种算法的有机的结合起来,使在构建数学模型使能够根据具体情况展开具体分析,减少数学模型构建中存在的数据偏差问题。

第二,根据舰船上层建筑振动的规律与特性,使用现代化技术进行设计模型。基于多种算法的优点可搭建不同类型的模型,包括集中质量模型、杆模型、空间结构模型等模型。随着现代化信息技术的发展,为舰船上层建筑振动特性的模型设计提供了更多的选择,可利用相应的数据库和平台作为参照依据,在实际的设计中使数学模型能够更加立体化的呈现出来,同时也能够根据数据的变化直接修改数学模型。现代化信息技术的运用能够突破以往数学模型设计过程中的空间界限,不仅减少了数学模型设计中不必要的计算过程,还能提高舰船上层建筑特性的数学模型设计的效率。

舰船上层建筑振动特性的数学模型设计研究,要分析舰船上层建筑的振动特性,并根据多种算法得到的数据,结合实际需求以及运用现代化信息技术进行设计与搭建。《建筑里的数学秘密》一书内容丰富、图文并茂、主题突出,通过生动有趣的数学故事概述,引导读者学习数学知识的同时激发对数学兴趣。

作者简介: 孟 蕾(1961—),女,吉林长春人,本科,高级讲师,研究方向: 数学应用。

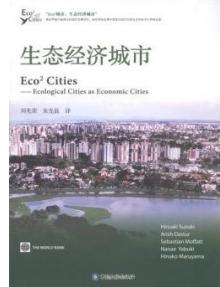
城市生态敏感区生态经济建设途径研究

——评《生态经济城市》

陈光炬

(丽水学院, 丽水 323000)

近年来我国各方面发展取得了突飞猛进的进步, 城市化速度不断加快, 城市化率也得到了有效提升。然而城市化也带来了诸多问题。在城市化进程中, 人们环保意识较为薄弱忽视了对生态环境的保护, 盲目实行扩张政策, 急功近利地推进城市化进程, 由此引发了诸多环境问题, 如大气污染、水体污染、噪声污染等。这些环境问题对人们的生产与生活构成严重威胁的同时, 也致使我国的城市生态环境变得越来越脆弱, 从而使我国的城市生态经济稳步、可持续发展面临着巨大挑战。因此在城市化进程中要注意生态环境的保护, 注重城市生态经济建设, 为可持续发展提供更多可能性。城市生态敏感区是在城市化时最容易引发各种环境问题的区域, 也是最能体现我国城市建设工作者的综合整治能力的关键区域, 因此应尤其注重城市生态敏感区的生态经济建设。可见, 研究城市生态敏感区的生态经济建设途径具有重要意义。问题是研究解决措施, 探寻发展路径的重要导向, 因此要建设好城市生态敏感区的生态经济首先应该明晰城市生态敏感区在城市化进程中存在的问题, 然后再以问题为导向提出应对措施。



一、存在的问题

(一) 城市建设占地面积增多, 生态环境受到威胁

20世纪以来, 随着我国城市化进程的步伐日益加快, 我国的城市建设用地不断增多。由于城市建设相关工作人员的环保意识较为薄弱, 不重视环境方面的保护, 为满足城市建设的用地需求大量开垦土地, 导致大面积农田、湿地被占用, 从而导致土地丧失了原有的生态功能, 致使生态失衡, 环境问题日渐凸显, 环境稳定性日益变差。这严重威胁着我国的生态环境, 同时也制约着城市生态敏感区建设快速、稳定、可持续发展的生态经济。

(二) 人为影响因素激增, 生态环境保护面临严峻挑战

随着城市化规模不断扩大, 城市人口急剧增加, 城市的垃圾增长量也与日俱增, 因此人们对垃圾处理厂与垃圾填埋地的要求有了更大的需求。大力修建垃圾处理厂, 不断增加垃圾填埋地的面积, 致使人地矛盾变得日益紧张。此外, 大量人口涌入城市也使得城市的休闲娱乐资源变得短缺, 为满足人们的休闲娱乐需求, 促进物质文明与精神文明同步发展, 休闲娱乐场的修建势在必行。而在修建过程中也容易造成环境污染。这进一步加剧了人地矛盾, 同时也使生态环境保护面临着严峻的挑战。

(三) 保障机制不健全, 影响着生态敏感区的可持续发展

由于许多城市生态敏感区的环境保护工作不全面, 环境保障机制不够健全, 导致大量在生态系统中发挥重要作用的环境区域得不到有效保护, 如林业带、农地等。此外, 由于管理不到位或管理标准较低, 导致工农业方面的污染均日渐突出。

二、应对的措施

(一) 加强环保理论知识与科学技术方面的研究

城市生态敏感区的可持续发展、保护以环保理论知识与科学技术为依托, 因此目前的首要任务就是夯实有关环保的知识基础, 为政府制定、实施科学的发展战略奠定科学有力的依据。同时注重科学技术方面的研究, 为可持续发展提供技术支撑。

(二) 普及环保方面的知识, 加强环保教育

意识对物质具有反作用, 意识是物质的先行者, 因此要使城市生态敏感区实现可持续发展, 强化城市建设者及广大人民群众的环保意识显得十分必要。政府可通过广播、电视、网络等途径普及环保知识, 解读生态建设的必要性, 同时将环保纳入我国的教育体系中, 从小就培养人们的环保意识。此外也可在小区内进行生态建设专栏的板报设计或创设生态建设专栏报刊杂志亭, 潜移默化增强居民的环保意识。

(三) 建立健全环保机制, 促进可持续发展

充分结合敏感区的生态环境特点, 制定科学合理的土地利用政策, 强化管理。城市化进程中各方面建设对土地的需求量较大, 然而土地资源有限, 如不加以合理利用将导致土地资源短缺, 环境问题也随之而来。因此要建立健全环保机制, 科学合理利用土地资源, 尽最大努力全面保护敏感区的生态环境, 促进可持续发展。

城市生态敏感区的生态经济建设是一项重大工程, 唯有不断探索才能更好地完成这项工程。由刘兆荣主编, 中国金融出版社于2011年出版发行的《生态经济城市》从多个维度详细阐述了生态经济城市的有关知识, 其对研究城市生态敏感区的生态经济建设具有一定指导意义。该书共分为三部分。第一部分围绕生态经济城市展开论述, 以背景和原因为切入点, 探析城市化面临的严峻挑战, 详细介绍城市化进程中的有关经验, 并就如何科学合理进行城市化这一问题提出具体可操作的方法。第二部分从协同设计和决策方法、流程和布局的分析方法、投资规划方法三方面对城市的决策支持系统进行有效探讨。第三部分通过案例研究和部门概述深入解读生态经济城市建设。该书提及的一些方法可为城市生态敏感区生态经济建设提供理论借鉴。此外, 该书启示着我国在进行生态经济建设时应将环保工作落实到各个部门, 同时应结合实际情况吸收借鉴国外的生态经济建设方法, 做到为我所用。

城市生态敏感区的生态经济建设对促进我国生态环境的良性发展具有重要意义, 因此要重视该区域的生态经济建设, 通过不断学习探索出良好的发展路径, 促进生态敏感区生态经济的可持续发展。《生态经济城市》可一定程度上为城市建设相关人员探索生态敏感区的生态经济建设路径提供导向。

作者简介: 陈光炬(1969—), 男, 土家族, 湖北利川人, 博士, 副教授, 研究方向: 生态经济与农业可持续发展。

理正工程地质勘察软件 地铁版（一）

根据国内地铁岩土工程勘察特点，综合分析境内各城市地铁、轻轨岩土工程勘察共性和差异，开发出完全适应于国内地铁岩土工程勘察要求的分析及应用系统。系统功能完善，设置灵活，智能化程度高，直观性强，操作效率高，运行平稳，能满足国内各城市地铁及轻轨岩土工程勘察的特殊要求。

数据管理

- 可按地铁线的勘察阶段——线系—工点方式管理及录入数据，用户可按实际工程需要建立多条线系、工点目录结构，支持工程中夹档、相册管理，提供上传、下载、查看功能。



根据地地铁线数据管理

- 可将地铁岩土工程过程中发生的所有信息存入数据库并进行有效的管理，包括：现场信息、勘探信息、原位试验、土工试验结果、水文地质、勘察试验、开槽（孔）简要数据、统计分析数据、工程文档照片和报数据。



试验报告自动归档

- 导入土工试验和录表、岩石试验表、原位数据和地质表试验报告，可智能识别方式自动匹配试验内容，通过表头与数据库字段名自动自动对表，自动建立对应规则，并且支持人工修改匹配规则，本系统把复杂的试验报告智能识别方式，极大地提高工作效率。

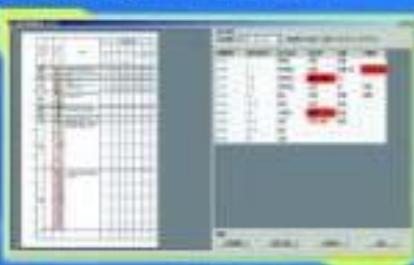
计算分析

- 增加设计参数建议值填写工具，用户可以自行配置多种插件，支持中英表格语言对地基稳定性公式、强度极限指标的数据或者统计数据，直接通过设计参数设置，生成标准表格，满足地铁多算而简单的需要。



配置参数设置

- 根据《城市轨道交通岩土工程勘察规范》GB50307-2012》规定，对实验、原位测试结果和岩土层定名，描述进行匹配检查。



匹配审查

勘察报告

- 通过勘察报告模板工具，对勘察报告内的相关内容，当数据进行修改时，报告内容自动修改调整。
- 地层参数及统计汇总指标自动从数据库中和统计结果中选择。
- 地层描述内容自动检索数据库进行综合分析后得出。



勘察报告模板设计配置



通过报告模板设计生成

成果曲线

- 增加物探成果，可生成波速与地层等测试柱状图，并显示柱状图。



并显示柱状图



向审核人致谢

(上接封2)